

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS PERBANDINGAN RESPON SEISMIK  
ANTARA SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN  
BIASA DAN MENENGAH PADA GEDUNG SIMETRIS  
DUA ARAH  
(*SEISMIC RESPON COMPARISON ANALYSIS  
BETWEEN ORDINARY AND INTERMEDIATE  
MOMENT RESISTING FRAME SYSTEMS IN TWO-  
WAY SYMMETRICAL BUILDING*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Tegar Fadillah  
19511008**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
2023**

## TUGAS AKHIR

# ANALISIS PERBANDINGAN RESPON SEISMIK ANTARA SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN BIASA DAN MENENGAH PADA GEDUNG SIMETRIS DUA ARAH (SEISMIC RESPON COMPARISON ANALYSIS BETWEEN ORDINARY AND INTERMEDIATE MOMENT RESISTING FRAME SYSTEMS IN TWO- WAY SYMMETRICAL BUILDING)

Disusun oleh


**ISLAM**  
Tegar Fadillah  
19511008

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 27 November 2023

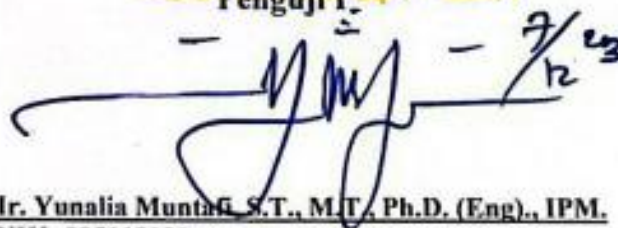
Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing I

 6/12/23

Malik Mushthofa, S.T., M.Eng.  
NIK: 185111302

Penguji I

 7/12/23

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.  
NIK: 095110101

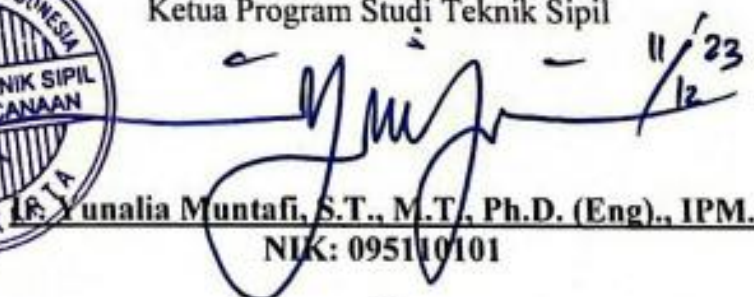
Penguji II

 6.12.23

Astriana Hurdawati, S.T., M.Eng.  
NIK: 165111301

Mengesahkan,  
Ketua Program Studi Teknik Sipil



 11/12/23

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.  
NIK: 095110101

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk menyelesaikan Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.



## KATA PENGANTAR

Alhamdulillah puji syukur selalu tercurahkan kehadiran Allah SWT atas karunia rahmat dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “*Analisis Perbandingan Respon Seismik Antara Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa dan Menengah Pada Gedung Simetris Dua Arah*” Tugas Akhir ini disusun dan diajukan untuk memenuhi salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu (S1) dan memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Selama proses menyusun dan menyelesaikan Tugas Akhir ini, saya banyak mendapat bantuan dari pihak lain baik dari segi bimbingan, arahan, serta saran dan masukan hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini dengan hasil yang baik dan maksimal. Oleh karena itu, dalam Tugas Akhir ini saya ingin menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng).,IPM. selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta dan selaku Dosen Penguji I yang turut memberikan ilmu dan saran sehingga Tugas Akhir ini menjadi semakin baik.
2. Bapak Malik Mushthofa, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak ilmu, nasihat, saran, dan motivasi yang membangun serta kemudahan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II yang turut memberikan ilmu dan saran sehingga Tugas Akhir ini menjadi semakin baik.
4. Ayahanda Nurochman dan Ibunda Sokiyeem selaku orang tua tercinta yang selalu menjadi sosok luar biasa dalam memberikan semangat, dukungan, doa dan kasih sayang untuk keberhasilan anak-anaknya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan segala kemudahan.

5. Kakak saya Happy Willy Nurochmatullah, S.Kom yang terus memberikan semangat, dukungan, doa dan nasihat sehingga saya dapat lebih semangat dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Keluarga besar saya tercinta yang senantiasa selalu ada dalam hati untuk memberikan semangat, doa dan dukungan hingga selesainya Tugas akhir ini.
7. Annisya Nur Oktaviani selaku sosok spesial yang secara langsung dan tidak langsung memberikan saya semangat dan dukungan untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Sahabat-sahabat seperjuangan Artha Putra yang selalu membantu dan saling menyemangati saya selama penyusunan Tugas Akhir ini.
9. Teman-teman Teknik Sipil Angkatan 2019 Universitas Islam Indonesia yang telah bekerja sama dan turut memberikan saran dan dukungan selama perkuliahan hingga selesainya Tugas Akhir ini.
10. CHELSEA FC yang merupakan klub bola favorit yang telah menghibur dan akan terus mengisi waktu selama kehidupan saya.
11. Terakhir, tidak lupa saya ucapkan terima kasih kepada diri saya sendiri yang pantang menyerah dalam menghadapi dunia perkuliahan selama kurang lebih 4 tahun.

Saya menyadari sepenuhnya bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna dan tidak luput dari kesalahan sehingga saya memohon maaf serta mengharapkan kritik dan saran yang membangun agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi saya dan berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 22 Oktober 2023

Penulis,



Tegar Fadillah  
19511008

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xxii
DAFTAR NOTASI	xxiii
ABSTRAK	xxviii
<i>ABSTRACT</i>	xxix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.4.1 Manfaat untuk Peneliti	4
1.4.2 Manfaat untuk Pembaca	4
1.5 Batasan Penelitian	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Penelitian Terdahulu	7

2.2 Perbedaan Penelitian	11
<b>BAB III LANDASAN TEORI</b>	<b>18</b>
3.1 Standar Perencanaan Struktur	18
3.2 Struktur Bangunan Tahan Gempa	19
3.2.1 Sistem Rangka Pemikul Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	20
3.2.2 Sistem Rangka Pemikul Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	21
3.2.3 Sistem Rangka Pemikul Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	21
3.3 Perencanaan Pembebanan	22
3.3.1 Beban mati ( <i>Dead load</i> )	22
3.3.2 Beban hidup ( <i>Live load</i> )	25
3.3.3 Beban Gempa ( <i>Seismic load</i> )	27
3.4 Tahapan Perhitungan Beban Gempa	27
3.4.1 Penentuan kategori resiko bangunan	27
3.4.2 Penentuan faktor keutamaan gempa	30
3.4.3 Penentuan klasifikasi situs	31
3.4.4 Penentuan parameter percepatan batuan dasar	32
3.4.5 Penentuan koefisien situs dan perhitungan respon spektral	33
3.4.6 Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)	38
3.4.7 Pemilihan sistem struktur pemikul gaya seismik	41
3.4.8 Penentuan gaya lateral ekuivalen	46
3.4.9 Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal	47
3.4.10 Penentuan nilai periode fundamental	48
3.4.11 Kombinasi Pembebanan	51
3.4.12 Penentuan klasifikasi struktur beraturan dan tidak beraturan	54

3.4.13	Penentuan berat seismik efektif	61
3.4.14	Penentuan faktor redundansi	63
3.4.15	Analisis respons spektrum ragam	66
3.5	Torsi Pada Struktur Bangunan	67
3.5.1	Torsi bawaan	67
3.5.2	Torsi tak terduga	67
3.5.3	Pembesaran momen torsi tak terduga	68
3.6	Simpangan Antar Tingkat	69
3.7	Pengaruh P- delta ( $P-\Delta$ )	72
3.8	Desain Kolom	73
3.8.1	Desain awal kolom ( <i>Preliminary Design</i> )	73
3.8.2	Desain tulangan lentur kolom	74
3.8.3	Desain tulangan geser kolom	77
3.9	Desain Balok	78
3.9.1	Desain awal balok ( <i>Preliminary Design</i> )	79
3.9.2	Kebutuhan tulangan longitudinal	80
3.9.3	Kebutuhan tulangan geser balok	84
3.10	Desain Pelat	87
3.10.1	Pelat satu arah ( <i>one way slab</i> )	87
3.10.2	Pelat dua arah ( <i>two way slab</i> )	90
<b>BAB IV METODOLOGI PENELITIAN</b>		92
4.1	Metode Penelitian	92
4.2	Pengumpulan Data	92
4.2.1	Metode observasi	92
4.2.2	Studi literatur	93



4.3	Data Penelitian	93
4.4	Tahapan Penelitian	94
<b>BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN</b>		<b>100</b>
5.1	Data Perencanaan Bangunan	100
5.2	Pembebanan Struktur Gedung	101
5.2.1	Beban mati ( <i>dead load</i> )	101
5.2.2	Beban hidup ( <i>Live load</i> )	102
5.2.3	Beban gempa ( <i>Seismic load</i> )	103
5.3	Desain Struktur Gedung Perkantoran	109
5.3.1	<i>Preliminary design</i>	109
5.3.2	Permodelan Struktur	116
5.3.3	Analisis Struktur Tahap Awal	118
5.4	Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa	118
5.4.1	Perhitungan beban gempa lanjutan	118
5.4.2	Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	124
5.4.3	Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	131
5.4.4	Kombinasi Pembebanan	148
5.4.5	Desain Kolom	151
5.4.6	Desain Balok	189
5.4.7	Desain Plat	240
5.4.8	Analisis Struktur Tahap Akhir SRPMB	251
5.4.9	Perhitungan Respon Seismik	251
5.4.10	Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	256
5.4.11	Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	260
5.5	Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah	261

5.5.1 Perhitungan beban gempa lanjutan	261
5.5.2 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	266
5.5.3 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	270
5.5.4 Kombinasi Pembebanan	271
5.5.5 Desain Kolom	272
5.5.6 Desain Balok	291
5.5.7 Desain Plat	305
5.5.8 Analisis Struktur Tahap Akhir SRPMM	307
5.5.9 Perhitungan Respon Seismik	307
5.5.10 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	312
5.5.11 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	316
5.6 Perbandingan Hasil Perencanaan Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	318
5.6.1 Berat total bangunan	318
5.6.2 Distribusi gaya seismik lateral	319
5.6.3 Nilai gaya geser dasar	320
5.6.4 Nilai <i>lateral displacement</i> setiap lantai	321
5.6.5 Nilai simpangan antar tingkat	322
5.6.6 Koefisien stabilitas	324
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	326
6.1 Kesimpulan	326
6.2 Saran	327
DAFTAR PUSTAKA	328
LAMPIRAN	331

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Yang Dilakukan Dengan Penelitian Terdahulu	12
Tabel 3.1 Berat Sendiri Material	22
Tabel 3.2 Berat Sendiri Komponen Gedung	23
Tabel 3.3 Beban Hidup Pada Lantai Gedung	25
Tabel 3.4 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum	27
Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	28
Tabel 3.6 Nilai Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ ) Berdasarkan Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung	31
Tabel 3.7 Klasifikasi Situs	31
Tabel 3.8 Koefisien Situs $F_a$	34
Tabel 3.9 Koefisien Situs $F_v$	34
Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode Pendek	38
Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik	38
Tabel 3.12 Faktor $R$ , $\Omega_0$ dan $C_d$ Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	41
Tabel 3.13 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung	49
Tabel 3.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ dan $x$	49
Tabel 3.15 Ketidakberaturan horizontal pada struktur	55
Tabel 3.16 Ketidakberaturan vertikal pada struktur	59

Tabel 3.17	Prosedur analisis yang diizinkan	62
Tabel 3.18	Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	65
Tabel 3.19	Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$	71
Tabel 5.1	Rekapitulasi Dimensi Kolom	112
Tabel 5.2	Rekapitulasi Dimensi Balok	114
Tabel 5.3	Rekapitulasi Dimensi Pelat	116
Tabel 5.4	Rekapitulasi Awal Berat Sendiri Bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMB	120
Tabel 5.5	Perhitungan Awal Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMB	121
Tabel 5.6	Rekapitulasi Awal Perhitungan $\delta_x$ Gedung Perkantoran SRPMB	126
Tabel 5.7	Rekapitulasi Awal Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$ SRPMB	126
Tabel 5.8	Rekapitulasi Awal Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	129
Tabel 5.9	Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	130
Tabel 5.10	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kekakuan Lantai (K) Arah X dan Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	134
Tabel 5.11	Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	135
Tabel 5.12	Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	136
Tabel 5.13	Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	137

Tabel 5.14 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	138
Tabel 5.15 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	139
Tabel 5.16 Perhitungan Rasio Nilai Kekuatan Tingkat Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	141
Tabel 5.17 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	142
Tabel 5.18 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	145
Tabel 5.19 Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Tahap Awal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	146
Tabel 5.20 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	147
Tabel 5.21 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMB	150
Tabel 5.22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMB	152
Tabel 5.23 Rekapitulasi Perhitungan $M_n$ - $P_n$ Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMB	165
Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB	172
Tabel 5.25 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas ( $P_n$ ) dan Gaya Aksial Perlu ( $P_u$ ) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB	175
Tabel 5.26 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB	178
Tabel 5.27 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB	186

Tabel 5.28 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMB	190
Tabel 5.29 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMB	231
Tabel 5.30 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) Gedung Perkantoran SRPMB	234
Tabel 5.31 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas ( $V_n$ ) dan Gaya Geser Perlu ( $V_u$ ) Balok Gedung Perkantoran SRPMB	237
Tabel 5.32 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran SRPMB	250
Tabel 5.33 Rekapitulasi Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMB	253
Tabel 5.34 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung Perkantoran SRPMB	254
Tabel 5.35 Rekapitulasi Perhitungan $\delta_x$ Gedung Perkantoran SRPMB	256
Tabel 5.36 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$ Gedung Perkantoran SRPMB	256
Tabel 5.37 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	258
Tabel 5.38 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	259
Tabel 5.39 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	260
Tabel 5.40 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	261
Tabel 5.41 Rekapitulasi Awal Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMM	263
Tabel 5.42 Perhitungan Awal Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMM	264

Tabel 5.43 Rekapitulasi Awal Perhitungan $\delta_x$ Gedung Perkantoran SRPMM	266
Tabel 5.44 Rekapitulasi Awal Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$ Gedung Perkantoran SRPMM	266
Tabel 5.45 Rekapitulasi Awal Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	268
Tabel 5.46 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal	269
Tabel 5.47 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Awal Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	270
Tabel 5.48 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Awal Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	271
Tabel 5.49 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMM	272
Tabel 5.50 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM	273
Tabel 5.51 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMM	276
Tabel 5.52 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM	279
Tabel 5.53 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM	282
Tabel 5.54 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM	285
Tabel 5.55 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM	288
Tabel 5.56 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMM	292
Tabel 5.57 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM	296

Tabel 5.58 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) Gedung Perkantoran SRPMM	299
Tabel 5.59 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas ( $V_n$ ) dan Gaya Geser Perlu ( $V_u$ ) Balok Gedung Perkantoran SRPMM	302
Tabel 5.60 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran SRPMM	306
Tabel 5.61 Rekapitulasi Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMM	309
Tabel 5.62 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung Perkantoran SRPMM	310
Tabel 5.63 Rekapitulasi Perhitungan $\delta_x$ Gedung Perkantoran SRPMM	312
Tabel 5.64 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$ Gedung Perkantoran SRPMM	312
Tabel 5.65 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	314
Tabel 5.66 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	315
Tabel 5.67 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	316
Tabel 5.68 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	317



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Peta Respon Spektral Percepatan Periode 0,2 Detik ( $S_s$ )	33
Gambar 3.2 Peta Respon Spektral Percepatan Periode 1 Detik ( $S_I$ )	33
Gambar 3.3 Grafik Respon Spektrum Hubungan Percepatan Dengan Periode Getaran	37
Gambar 3.4 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a,1b dan 2	57
Gambar 3.5 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3	57
Gambar 3.6 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4	57
Gambar 3.7 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5	58
Gambar 3.8 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a, 1b dan 2	60
Gambar 3.9 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 dan 4	61
Gambar 3.10 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b	61
Gambar 3.11 Faktor Pembesaran Torsi ( $A_x$ )	69
Gambar 3.12 Penentuan Simpangan AntarTingkat	70
Gambar 3.13 Diagram Interaksi $M_n$ - $P_n$ Kolom	75
Gambar 4.1 <i>Layout</i> Bangunan	93
Gambar 4.2 Lokasi Penelitian	94
Gambar 4.3 <i>Flowchart</i> Penelitian	97
Gambar 4.4 Lanjutan <i>Flowchart</i> Penelitian	98
Gambar 4.5 Lanjutan <i>Flowchart</i> Penelitian	99
Gambar 5.1 Denah Gedung Perkantoran	100
Gambar 5.2 Nilai Peta Sebaran Nilai Vs30 Kota Balikpapan	104
Gambar 5.3 Nilai Vs30 Pada Lokasi Penelitian	104

Gambar 5.4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Nilai $S_5$ dan nilai $S_7$	105
Gambar 5.5 Grafik Respon Spektrum Tanah Sedang Pada Perencanaan Gedung Perkantoran	108
Gambar 5.6 Gambar Pelat Tinjauan 1 (PL 1)	114
Gambar 5.7 Denah Lantai Dasar Gedung Perkantoran	117
Gambar 5.8 Permodelan Struktur Gedung Perkantoran Dengan <i>SAP 2000</i>	117
Gambar 5.9 Analisis Permodelan Struktur Tahap Awal	118
Gambar 5.10 <i>Base Reaction</i> Tahap Awal Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMB	122
Gambar 5.11 <i>Base Reaction</i> Tahap Awal Akibat Gaya Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMB Setelah Skala Ulang	123
Gambar 5.12 <i>Modal Participating Mass Ratio Output SAP2000</i> Gedung Perkantoran SRPMB	124
Gambar 5.13 Nilai Defleksi Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	125
Gambar 5.14 Nilai Defleksi Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	125
Gambar 5.15 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	127
Gambar 5.16 Nilai $P_x$ Pada Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	127
Gambar 5.17 Nilai $V_x$ Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	128
Gambar 5.18 Nilai $V_x$ Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	128
Gambar 5.19 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal	131

Gambar 5.20 Nilai Titik Berat Bangunan Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	131
Gambar 5.21 Gambaran Posisi Titik Berat Bangunan Berdasarkan Arah X-Y	132
Gambar 5.22 Nilai Joint Displacement Kolom E-5 Arah X dan Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB	133
Gambar 5.23 Susunan Portal Gedung Perkantoran Arah X dan Arah Y	140
Gambar 5.24 <i>Joint Displacement</i> Arah X Pada Titik A dan B	143
Gambar 5.25 <i>Joint Displacement</i> Arah Y Pada Titik A dan B	144
Gambar 5.26 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMB	166
Gambar 5.27 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMB	166
Gambar 5.28 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMB	167
Gambar 5.29 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1,084% Pada Model SRPMB	169
Gambar 5.30 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1,084% Pada Model SRPMB	170
Gambar 5.31 Analisis Tahap Akhir Struktur SRPMB	251
Gambar 5.32 <i>Base Reaction</i> Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMB	254
Gambar 5.33 <i>Base Reaction</i> SRPMB Akibat Gaya Gempa Dinamik Setelah Skala Ulang	255
Gambar 5.34 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMB	257
Gambar 5.35 Grafik Koefisien Stabilitas Arax X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMB	260

Gambar 5.36 <i>Base Reaction</i> Tahap Awal Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMM	264
Gambar 5.37 <i>Base Reaction</i> Tahap Awal Akibat Gaya Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMM Setelah Skala Ulang	265
Gambar 5.38 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal	267
Gambar 5.39 Grafik Koefisien Stabilitas Arax X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal	270
Gambar 5.40 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMM	277
Gambar 5.41 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM	277
Gambar 5.42 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM	278
Gambar 5.43 Analisis Tahap Akhir Struktur SRPMM	307
Gambar 5.44 <i>Base Reaction</i> Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMM	310
Gambar 5.45 <i>Base Reaction</i> SRPMB Akibat Gaya Gempa Dinamik Setelah Skala Ulang	311
Gambar 5.46 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMM	313
Gambar 5.47 Grafik Koefisien Stabilitas Arax X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMB	316
Gambar 5.48 Grafik Perbandingan Berat Efektif Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	318
Gambar 5.49 Grafik Perbandingan Nilai Distribusi Gaya Seismik Lateral Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	319
Gambar 5.50 Grafik Perbandingan Nilai Gaya Geser Dasar ( <i>Base Shear Reaction</i> ) Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	320

Gambar 5.51 Grafik Perbandingan Nilai <i>Displacement</i> Lantai Arah X Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	321
Gambar 5.52 Grafik Perbandingan Nilai <i>Displacement</i> Lantai Arah Y Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	321
Gambar 5.53 Grafik Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	322
Gambar 5.54 Grafik Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	323
Gambar 5.55 Grafik Perbandingan Nilai Koefisien Stabilitas Arah X Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	324
Gambar 5.56 Grafik Perbandingan Nilai Koefisien Stabilitas Arah Y Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM	324

## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Denah Lantai 1 bangunan gedung	332
Lampiran 2 Denah Lantai 2 bangunan gedung	333
Lampiran 3 Denah Lantai 3-8 bangunan gedung	334

## DAFTAR NOTASI

$A_g$	= luas bruto penampang kolom, mm <sup>2</sup>
$A_n$	= luas bersih ( <i>netto</i> ) beton pada suatu penampang kolom, mm <sup>2</sup>
$A_s$	= luas tulangan tarik pada struktur, mm <sup>2</sup>
$A_{s,min}$	= luas tulangan minimum sesuai persyaratan, mm <sup>2</sup>
$A_{s,u}$	= luas tulangan tarik yang diperlukan pada struktur, mm <sup>2</sup>
$A'_s$	= luas tulangan tekan, mm <sup>2</sup>
$A_t$	= luas penampang tulangan torsi transversal, mm <sup>2</sup>
$A_v$	= luas penamoang begel terpasang per meter panjang struktur, mm <sup>2</sup>
$A_{v,u}$	= luas penampang begel yang diperlukan per meter panjang struktur, mm <sup>2</sup>
$A_{vt}$	= luas penampang begel dan torsi per meter panjang struktur, mm <sup>2</sup>
$a$	= tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen, mm
$a_{maks,leleh}$	= tinggi blok tegangan maksimum pada balok agar semua tulangan tarik sudah leleh, mm
$a'_{min,leleh}$	= tinggi blok tegangan minimum pada balok agar tulangan tekan sudah leleh, mm
$b$	= ukuran lebar penampang struktur, mm
$C$	= koefisien beban gempa.
$c$	= jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan, mm.
$C_b$	= jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan pada kondisi regangan seimbang ( <i>balance</i> ), mm.
$C_c$	= gaya tekan beton, kN.
$C_d$	= faktor pembesaran defleksi.
$C_s$	= gaya tekan baja tulangan, kN.
$C_S$	= koefisien respons seismic yang ditentukan.
$C_t$	= faktor pengali periode fundamental pendekatan.

$C_{vx}$	= faktor distribusi vertikal
$D$	= diameter tulangan ulir ( <i>deform</i> ), mm.
$D$	= beban mati yang digunakan (dalam pembebanan struktur)
$d$	= tinggi efektif penampang struktur (kolom atau balok) yang diukur dari tepi serat beton tekan sampai pusat berat tulangan tarik, mm
$d_d$	= jarak antara tepi serat beton tekan dan pusat berat tulangan tarik pada baris paling dalam, mm.
$d_i$	= dimensi bangunan untuk pemeriksaan ketidakberaturan, m.
$dp$	= diameter tulangan polos, mm .
$d_s$	= jarak antara tepi serat beton tarik dan pusat berat tulangan tarik, mm.
$d_{s1}$	= jarak antara tepi serat beton tarik dan pusat berat tulangan tarik pada baris pertama , mm.
$d_{s2}$	= jarak antara pusat berat tulangan tarik pada baris ke-dua dan pusat berat tulangan tarik pada baris pertama, mm.
$d'_s$	= jarak antara tepi serat beton tekan dan pusat berat tulangan tekan, mm.
$E$	= Pengaruh beban seismik.
$E_c$	= modulus elastisitas beton, MPa.
$E_h$	= Pengaruh beban seismik horizontal
$E_s$	= modulus elastisitas baja tulangan.
$E_v$	= Pengaruh beban seismik vertikal.
$F_a$	= koefisien situs untuk parameter respons spektral periode pendek.
$F_i$	= beban gempa nominal static ekuivalen pada lantai ke-i, kN
$F_v$	= koefisien situs untuk parameter respons spektral periode panjang.
$f'_c$	= kuat tekan beton yang disyaratkan pada waktu umur beton 28 hari, MPa.
$f_s$	= tegangan tarik baja tulangan, MPa
$f'_s$	= tegangan tekan baja tulangan, MPa.
$f_x$	= gaya lateral pada tingkat-x.
$f_y$	= kuat tarik atau kuat leleh baja tulangan tarik, MPa
$H$	= tinggi total gedung diukur dari taraf penjepitan lateral, mm
$h$	= ukuran tinggi penampang struktur, mm.



$I_e$	= Faktor keutamaan gempa yang ditentukan.
K	= faktor momen pikul, MPa
KDS	= kategori desain seismik.
$K_{maks}$	= faktor momen pikul maksimum, MPa
k	= faktor Panjang efektif kolom.
$k$	= Eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai.
$M_c$	= momen lentur terfaktor yang diperbesar pada kolom panjang, kNm.
$M_D$	= momen lentur yang diakibatkan oleh beban mati, kNm
$M_L$	= momen lentur yang diakibatkan oleh beban hidup, kNm
$M_n$	= momen nominal penampang struktur, kNm
$M_{nb}$	= momen nominal penampang struktur pada kondisi regangan <i>balance</i> .
$M_d$	= momen kapasitas hasil desain struktur.
$M_{u,x}$	= momen terfaktor yang bekerja searah sumbu X.
$M_{u,y}$	= momen terfaktor yang bekerja searah sumbu Y.
$N_{u,k}$	= gaya normal atau sebagai gaya aksial terfaktor pada kolom.
P	= beban aksial pada kolom.
PBI	= Peraturan Beton Bertulang Indonesia.
$P_n$	= beban aksial nominal kolom.
$P_{nb}$	= beban aksial nominal kolom pada kondisi regangan penampang <i>balance</i> .
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.
$P_u$	= beban aksial perlu atau beban aksial terfaktor, kN.
$P_x$	= beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, kN.
Q	= sumbu vertical pada diagram interaksi kolom tanpa satuan.
$Q_b$	= nilai Q pada kondisi regangan penampang <i>balance</i> .
$Q_o$	= nilai Q pada beban sentris.
$Q_{\emptyset}$	= nilai Q pada beban $P_{u\emptyset}$
R	= koefisien modifikasi respons.
$R_b$	= nilai R pada kondisi regangan penampang seimbang <i>balance</i> .

$S$	= jarak 1000 mm yang diambil untuk perhitungan dalam menentukan spasi sengkang.
$s$	= spasi begel atau spasi tulangan geser.
$S_{DS}$	= percepatan respons spektral desain pada rentang periode pendek (0,2 detik).
$S_{DI}$	= percepatan respons spektral desain pada rentang periode panjang (1 detik).
$S_{MS}$	= parameter modifikasi percepatan respons spektral periode pendek.
$S_{MI}$	= parameter modifikasi percepatan respons spektral periode panjang.
$SNI$	= standar nasional indonesia
$S_S$	= parameter percepatan respons gempa maksimum pada periode pendek.
$S_1$	= parameter percepatan respons gempa maksimum pada periode panjang.
$T$	= Periode getar fundamental struktur.
$T_a$	= waktu getar fundamental struktur untuk rumus pendekatan, detik.
$T_L$	= Peta transisi periode panjang.
$T_n$ dan $T_u$	= beban torsi nominal dan torsi perlu pada balok, kN.
$V$	= beban dasar nominal statik ekuivalen akibat gempa rencana, kN.
$V_c$	= gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton, kNm.
$V_D$	= gaya geser yang diakibatkan oleh beban mati, kNm.
$V_n$	= gaya geser nominal pada penampang struktur, kN.
$V_s$	= gaya geser nominal yang disumbangkan oleh sengkang, kN.
$V_{u,d}$	= gaya geser terfaktor pada jarak $d$ dari muka kolom, kN.
$V_{u,k}$	= gaya geser terfaktor pada kolom, kN.
$W$	= berat seismik efektif, kN.
$W_i$	= berat gedung termasuk beban hidup yang sesuai pada lantai ke- $i$ , kN.
$W_t$	= berat total gedung termasuk beban hidup yang sesuai, kN.
$\beta_1$	= faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen.
$\mathcal{E}'_c$	= regangan tekan beton.

$\mathcal{E}'_{cu}$	= regangan tekan beton pada batas retak.
$\mathcal{E}_s$	= regangan tarik baja tulangan.
$\mathcal{E}'_s$	= regangan tekan baja tulangan.
$\mathcal{E}_y$	= regangan tarik baja tulangan pada saat leleh.
$\rho$	= faktor redudansi.
$\Theta$	= koefisien stabilitas.
$\delta_x$	= simpangan pusat massa di tingkat-x ( $\delta_x$ ) (mm).
$\delta_{xe}$	= nilai defleksi di tingkat-x yang ditentukan dengan analisis elastik.
$\Delta$	= simpangan antar tingkat desain.
$\phi$	= faktor reduksi kekuatan struktur.
$\emptyset$	= lambang diameter batang tulangan polos, mm.
$\Omega_0^b$	= faktor kuat lebih sistem.

## ABSTRAK

Indonesia terletak pada wilayah pertemuan tiga buah lempeng aktif yaitu Hindia-Australia, Pasifik dan Eurasia sehingga memiliki potensi gempa bumi cukup tinggi. Meskipun demikian, terdapat beberapa wilayah di Indonesia yang memiliki potensi gempa relatif rendah dikarenakan jumlah sesar aktif jauh lebih sedikit dan terletak jauh dari zona tumbukan lempeng. Berdasarkan SNI 1726:2019 merencanakan struktur bangunan gedung pada wilayah gempa rendah dapat menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). Studi ini bertujuan untuk membandingkan beberapa respon seismik pada gedung simetri dua arah yang menggunakan SRPMB dan SRPMM.

Studi ini menggunakan objek berupa gedung perkantoran dengan lokasi di Kota Balikpapan, yang termasuk Kategori Desain Seismik B. Pemodelan struktur menggunakan *software* SAP2000, pembebanan, prosedur desain dan perhitungan struktur gedung mengacu pada SNI 2847:2019, SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020.

Hasil studi menunjukkan bahwa gaya seismik lateral pada gedung perkantoran SRPMB lebih besar 72,77% dibandingkan pada gedung perkantoran SRPMM. Gaya geser dasar statik pada gedung perkantoran SRPMB lebih besar 66,67% untuk arah X dan Y dibandingkan SRPMM. Nilai gaya geser dasar dinamik pada gedung perkantoran SRPMB lebih besar 78% untuk arah X dan lebih besar 78,85% untuk arah Y dibandingkan SRPMM. Nilai simpangan antar tingkat rata-rata gedung perkantoran SRPMM lebih besar 25,17% untuk arah X dan sebesar 27,33% untuk arah Y dibandingkan gedung perkantoran SRPMB. Nilai koefisien stabilitas rata-rata pada gedung perkantoran SRPMM lebih besar 15,88% untuk arah X dan 17,59% untuk arah Y dibandingkan gedung perkantoran SRPMM. Nilai simpangan antar tingkat dan koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM memiliki nilai batasan maksimum dan keduanya dinyatakan memenuhi syarat desain.

**Kata kunci:** Simpangan antar tingkat, Koefisien stabilitas, Gaya geser dasar, SRPMK, SRPMM

## **ABSTRACT**

*Indonesia is located on the intersection of three active tectonic plates, which are Indian-Australia, Pacific, and Eurasian that resulting quite high earthquake potential in Indonesia. Even though the potential is high enough, there are some regions in Indonesia that have relatively low earthquake activities and located far enough from the plates collision zone. Based on SNI 1726:2019, planning the structure of a building on a low earthquake potential region can be done by using the method of ordinary moment resisting frame systems (SRPMB) and intermediate moment resisting frame systems (SRPMM). This research is aimed to compare some seismic response on two-way symmetrical building using SRPMB and SRPMM.*

*The object of this research is office building in Balikpapan City with the seismic design category B. Modeling and the structural analysis of the building used SAP2000 Software, loading, design procedure, and the calculation of building structures refer to SNI 2847:2019, SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020.*

*The result shows that the lateral seismic force of the office building structure using SRPMB is 72,7% higher compare to the one using SRPMM. The static base shear force of the office building structure using SRPMB is 66,67% bigger for X and Y direction compare to the one with SRPMM. So does the dynamic base shear force of the the office building structure using SRPMB is higher as much as 78% for X direction and 78,85% for the Y direction compare to SRPMM. The average deviation value between layers of the office building using SRPMM is 25,17% bigger for X direction and 27,33% bigger for Y than the office building using SRPMB. The average stability coefficient of the office building using SRPMM is 15,88% bigger for X direction and 17,59% bigger for Y than the office building using SRPMB. The deviation value between layers and stability coefficient of the office building structure usign SRPMB and SRPMM have their own maximum limit value and both were declared to meet the requirements.*

**Keywords:** *Story drift, Stability coefficient, Base shear force, SRPMK, SRPMM*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Bangunan bertingkat banyak atau bangunan gedung menjadi semakin bertambah jumlahnya seiring bertambahnya tahun, hal tersebut karena bangunan gedung dinilai lebih efektif dan efisien mengingat kondisi yang ada. Jumlah penduduk di Indonesia tercatat pada tahun 2022 adalah sebanyak 275,36 juta jiwa (Direktorat Jenderal Kependudukan dan Pencatatan Sipil, 2022). Semakin bertambah pesatnya jumlah penduduk di Indonesia menjadikan tata guna lahan semakin terbatas serta diiringi dengan harga lahan yang semakin mahal sehingga menjadi masalah baru dalam era modernisasi saat ini. Maka dari itu penggunaan bangunan gedung dapat menjadi salah satu solusi untuk memaksimalkan kapasitas ruang dan menghemat lahan.

Bangunan gedung merupakan salah satu konstruksi dengan risiko yang tinggi (*high risk*), semakin tinggi bangunan gedung tersebut maka juga akan semakin berisiko, terutama terhadap risiko bencana alam berupa gempa bumi karena Indonesia sendiri merupakan negara yang menjadi salah satu bagian wilayah di dunia yang memiliki kerumitan sistem seismotoniik sehingga menyebabkan frekuensi kejadian gempa bumi cukup tinggi. Hal tersebut dikarenakan posisi Indonesia terletak pada wilayah pertemuan tiga buah lempeng berukuran besar yang secara terus menerus bergerak (ESDM, 2011). Ketiga lempeng aktif tersebut adalah Hindia-Australia, Pasifik dan Eurasia sehingga menjadikan Indonesia sebagai wilayah yang memiliki potensi Gempa bumi yang dapat terjadi kapan saja dan dalam berbagai kekuatan.

Meskipun potensi gempa bumi di Indonesia cukup tinggi, terdapat beberapa wilayah di Indonesia yang memiliki tingkat aktivitas kegempaan relatif rendah walaupun tetap terdapat struktur sesar aktif yang menjadi sumber gempa. Hal

tersebut karena di beberapa wilayah tersebut, jumlah sesar aktif jauh lebih sedikit dan terletak pada lokasi yang cukup jauh dari zona tumbukan lempeng sehingga suplai energi yang memicu tegangan dan gempa terhadap zona seismogenik tidak sekuat dibandingkan dengan zona seismogenik yang lebih dekat zona tumbukan lempeng. Selain itu beberapa struktur sesar tersebut diperkirakan kondisinya sudah berumur tersier sehingga segmentasinya banyak yang sudah tidak aktif lagi dalam memicu gempa (BMKG, 2019). Beberapa wilayah dengan tingkat kegempaan relatif rendah tersebut diantaranya adalah Provinsi Kalimantan Timur (Kota Balikpapan dan Samarinda), Provinsi Kalimantan Selatan (Kota Banjarmasin dan Kabupaten Tanah Bumbu), Provinsi Kalimantan Tengah (Kota Palangkaraya dan Kabupaten Kotawaringin), Provinsi Kalimantan Barat (Kota Pontianak dan Kabupaten Sintang), Provinsi Kalimantan Utara (Kabupaten Nunukan dan Kabupaten Malinau) dan Provinsi Riau (Kota Pekanbaru).

Dalam konstruksi bangunan gedung, tentunya akan melibatkan banyak sumber daya baik berupa tenaga kerja, peralatan, maupun bahan atau material yang membutuhkan biaya dalam jumlah yang besar. Oleh karena faktor risiko gempa bumi yang ada di Indonesia sehingga berpotensi menyebabkan bangunan gedung mengalami kerusakan dan mengakibatkan kerugian yang besar, maka setiap konstruksi bangunan gedung di Indonesia membutuhkan sebuah perencanaan tahan gempa dimana bangunan gedung mampu bertahan dan tidak terjadi keruntuhan total pada elemen strukturnya jika terjadi gempa walaupun berkekuatan besar (*strong earthquake*) sekalipun namun tetap efisien (Prawirodikromo, 2012).

Dalam merencanakan sebuah bangunan gedung dengan memperhitungkan beban gempa salah satu metode yang dapat digunakan adalah dengan Rangka Pemikul Momen. Menurut SNI 1726:2019 Rangka Pemikul Momen dibagi menjadi tiga jenis yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Ketiga metode Rangka Pemikul Momen tersebut memiliki perbedaan pada deformasi inelastik, tingkat daktilitas dan faktor reduksi gempa yang ditentukan berdasarkan Kategori Desain Seismik (KDS). Kategori Desain Seismik (KDS) dibagi menjadi enam yaitu A, B, C, D, E dan F. Kategori Desain

Seismik (KDS) dimaksudkan untuk memastikan pendetailan struktur yang memenuhi persyaratan sesuai dengan intensitas gempa yang diperkirakan.

Oleh karena itu dalam tugas akhir ini peneliti akan merencanakan struktur bangunan gedung dengan memperhitungkan beban gempa menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) pada salah satu wilayah di Indonesia dengan tingkat kegempaan yang relatif rendah yaitu Kota Balikpapan dengan Kategori Desain Seismik B (KDS B), kemudian menganalisis perbandingan beberapa respon seismik berupa gaya seismik lateral, gaya geser dasar dan simpangan antar tingkat. Hasil dari penelitian tersebut adalah memberikan gambaran tentang perbandingan kinerja struktur terhadap respon seismik antara kedua metode tersebut.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang di atas, maka rumusan masalah yang diambil dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana perbandingan nilai gaya seismik lateral pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM?
2. Bagaimana perbandingan nilai gaya geser dasar pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM?
3. Bagaimana perbandingan nilai *lateral displacement* lantai pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM?
4. Bagaimana perbandingan nilai simpangan antar tingkat pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM?
5. Bagaimana perbandingan nilai koefisien stabilitas pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM?

## **1.3 Tujuan Penelitian**

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka didapatkan tujuan dari tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Menganalisis perbandingan nilai gaya seismik lateral pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM.



2. Menganalisis perbandingan nilai gaya geser dasar pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM.
3. Menganalisis perbandingan nilai *lateral displacement* lantai pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM.
4. Menganalisis perbandingan nilai simpangan antar tingkat pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM.
5. Menganalisis perbandingan nilai koefisien stabilitas pada struktur bangunan gedung yang direncanakan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM.

#### **1.4 Manfaat Penelitian**

##### 1.4.1 Manfaat untuk Peneliti

Manfaat penelitian yang dapat diperoleh peneliti adalah sebagai berikut.

1. Peneliti dapat mengetahui tata cara perhitungan struktur bangunan gedung beserta ketentuannya berdasarkan metode SRPMB dan SRPMM.
2. Peneliti dapat memahami perbedaan antara metode SRPMB dan SRPMM.
3. Peneliti dapat mengetahui kebutuhan struktur bangunan gedung dengan menggunakan metode SRPMB dan SRPMM.
4. Peneliti dapat menentukan metode perencanaan bangunan gedung dengan struktur beton bertulang berdasarkan tingkat gempa sesuai standar yang ditentukan.

##### 1.4.2 Manfaat untuk Pembaca

Manfaat penelitian yang diharapkan akan didapat oleh pembaca adalah sebagai berikut.

1. Pembaca dapat menambah pengetahuan dan wawasan mengenai struktur bangunan gedung tahan gempa serta macam metode perencanaan yang bisa digunakan.
2. Pembaca mendapatkan informasi tentang perencanaan struktur bangunan gedung yang aman terhadap gempa dan efisien dengan menggunakan metode perencanaan yang tepat sesuai dengan aturan yang berlaku.

3. Dapat menjadi bahan bacaan atau juga bisa digunakan sebagai referensi untuk merencanakan dan membangun gedung bertingkat dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) sesuai dengan standar yang berlaku di Indonesia.
4. Untuk praktisi dapat menambah informasi berupa gambaran terkait respon seismik bangunan yang direncanakan dengan metode SRPMB dan SRPMM sehingga dapat menjadi pertimbangan dalam merencanakan struktur bangunan gedung.

### 1.5 Batasan Penelitian

Topik penelitian yang terdapat pada tugas akhir ini memiliki alur pembahasan yang cukup luas, oleh karena itu diperlukan batasan penelitian agar pembahasan dari penelitian ini tidak terlalu meluas dan menjelaskan secara spesifik. Adapun batasan-batasan penelitian yang ditentukan adalah sebagai berikut.

- 1 Analisis dan pembahasan dalam penelitian ini.
  - a. Model struktur gedung yang digunakan sebagai objek penelitian adalah berupa gedung perkantoran 8 lantai berbentuk simetris dua arah dengan kategori risiko II.
  - b. Lokasi perencanaan bangunan gedung terletak di Kota Balikpapan Provinsi Kalimantan Timur dengan Kategori Desain Seismik B (KDS B).
  - c. Spesifikasi gedung yang digunakan adalah sebagai berikut.
    1. Jumlah lantai bangunan = 8 Lantai
    2. Mutu material beton,  $f_c$  = 30 MPa
    3. Mutu baja tulangan ulir,  $f_y$  = 420 MPa
    4. Mutu baja tulangan polos,  $f_y$  = 280 MPa
  - d. Penentuan parameter jenis tanah menggunakan metode pendekatan berdasarkan data kecepatan gelombang geser tanah pada kedalaman 30 meter dari permukaan tanah ( $V_{s30}$ ) dan mengacu kepada aturan SNI 1726:2019.

- e. Perhitungan dan desain menggunakan dua metode perencanaan yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) sebagai perbandingan.
  - f. Elemen struktur bangunan gedung yang direncanakan meliputi struktur atas berupa balok, kolom dan pelat lantai.
  - g. Elemen struktur bangunan gedung yang direncanakan tidak termasuk tangga dan struktur bawah berupa pondasi.
  - h. Analisis perbandingan hanya berfokus pada kinerja struktur terhadap respon seismik.
  - i. Analisis perbandingan tidak termasuk volume struktur bangunan.
  - j. Analisis perbandingan tidak termasuk Rencana Anggaran Biaya (RAB).
  - k. Beban yang diinput dalam perhitungan struktur meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa.
  - l. Permodelan struktur dianalisis menggunakan *software SAP2000*.
  - m. Gambar *layout* sebagai tinjauan permodelan menggunakan *software AutoCAD*.
2. Peraturan yang digunakan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.
- a. SNI-1726:2019, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.
  - b. SNI-2847:2019, Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.
  - c. SNI-1727:2020, Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan bangunan lain.
  - d. PPPURG 1987, Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.
  - e. PBI-1971, Peraturan Beton Bertulang Indonesia.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Penelitian Terdahulu**

Dalam tugas akhir ini yang merupakan penelitian mengenai perencanaan bangunan gedung dengan menggunakan dua metode yang kemudian dilakukan perbandingan atau komparasi kinerja struktur terhadap respon seismik dari kedua metode tersebut, terdapat beberapa penelitian serupa yang telah dilakukan oleh peneliti sebelumnya yang memberikan banyak referensi dan sumber terhadap perencanaan yang dilakukan. Adapun penelitian-penelitian serupa yang telah dilakukan sebelumnya adalah sebagai berikut.

1. Azzuri, A. dkk. (2017), melakukan penelitian tentang Perbandingan Tiga Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) Di Kawasan dengan Kategori Desain Seismik (KDS) B dengan objek penelitian berupa gedung dengan fungsi perkantoran dengan lokasi pembangunan pada daerah Palembang. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui perbedaan antara ketiga Sistem Rangka Pemikul Momen tersebut, berapa saja hasil perhitungan yang didapat baik dari segi penampang dan rasio tulangan, beserta persentase perbedaan antara harga ketiga gedung tersebut. Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai gaya geser dasar seismik pada SRPMK < SRPMM < SRPMB yaitu dengan nilai sebesar 617,94 kN, 988,70 kN, 1647,84 kN. Diketahui bahwasanya struktur gedung beton bertulang yang menggunakan sistem rangka pemikul momen mengengah (SRPMM) mempunyai anggaran biaya yang paling kecil dibandingkan SRPMK dan SRPMB, dan ada peningkatan sebesar 0,61% untuk gedung dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).
2. Batara, I. dkk. (2019), melakukan penelitian tentang Perbandingan Perencanaan Gedung Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

(SRPMK) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dengan objek penelitian berupa Gedung Grand UMI Tower. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui besarnya pengaruh beban gempa yang bekerja pada gedung serta merencanakan Superstruktur pada gedung Grand Tower Universitas Muslim Indonesia dengan perencanaan SRPMK dan SRPMM. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pengaruh gaya geser dasar gempa yang bekerja pada struktur bangunan pada model I (SRPMK) lebih kecil dibandingkan dengan bangunan model II (SRPMM) yaitu selisih 28,83% pada gempa arah x-x dan 28,77% pada gempa arah y-y. Dari hasil desain penulangan pada model I (SRPMK) jumlah luas tulangan longitudinal elemen balok dan kolom sebesar 121673 mm<sup>2</sup> dan 183577 mm<sup>2</sup> sedangkan pada model II (SRPMM) sebesar 118916 mm<sup>2</sup> dan 183577 mm<sup>2</sup>.

3. Simatupang, A. D. U. A. (2019) melakukan penelitian yang berjudul “Analisis dan Desain Elemen Struktur Beton Bertulang pada Gedung Yang Memiliki Kolom Miring Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)”. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui perbandingan nilai gaya dalam berupa momen lentur, momen torsi, gaya geser, dan gaya aksial pada struktur kolom dan balok, nilai *displacement* serta kebutuhan tulangan yang terpasang di kedua model gedung tersebut. Dari perbandingan hasil analisis dan desain pada kedua model gedung tersebut diperoleh nilai gaya dalam berupa momen lentur, momen torsi, gaya geser, dan gaya aksial pada model gedung yang memiliki kolom miring (Model 2) bernilai lebih besar dibandingkan dengan gedung tanpa kolom miring (Model 1). Jumlah berat kebutuhan tulangan yang terpasang pada gedung Model 2 lebih besar dibandingkan dengan gedung Model 1 sebesar 70,89%. Dimensi balok dan kolom terpasang pada gedung Model 2 lebih besar dibandingkan dengan gedung Model 1. Nilai *displacement* pada gedung Model 1 dan 2 masih memenuhi syarat sehingga tidak diperlukan penggantian dimensi pada elemen struktur gedung akibat.
4. Purbiantoro, F.H. (2020), melakukan penelitian mengenai perbandingan kebutuhan tulangan berdasarkan SNI 1726:2012 antara peta gempa 2010 dan

2017 pada Gedung Fakultas Ilmu Agama Islam Universitas Islam Indonesia (FIAI UII). Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui nilai gaya geser dasar yang terjadi pada bangunan yang dianalisis menggunakan peta gempa 2010 dan 2017 sesuai syarat menurut SNI 1726:2012 serta mengetahui perbandingan kebutuhan tulangan pada elemen balok dan kolom yang dianalisis menggunakan peta gempa 2010 dan 2017. Hasil penelitian menunjukkan bahwa gaya geser dasar dinamik pada peta gempa 2017 meningkat sebesar 16,35% untuk arah X dan 16,32% untuk arah Y dibandingkan peta gempa 2010. Nilai simpangan antar tingkat maksimum pada Peta Gempa 2017 meningkat sebesar 17,17% untuk arah X dan 17,89% untuk arah Y dibandingkan Peta Gempa 2010. Nilai simpangan antar tingkat baik pada Peta Gempa 2010 maupun 2017 masih memenuhi syarat serta kebutuhan luas tulangan balok pada peta gempa 2017 meningkat sebesar 7,44% untuk tulangan lentur dan 3,65% untuk tulangan geser, sedangkan kebutuhan luas tulangan utama kolom pada peta gempa 2017 meningkat sebesar 1,32% dibandingkan peta gempa 2010.

5. Almufid, A., & Santoso, E. (2021), dalam jurnalnya melakukan penelitian tentang Struktur SRPMK DAN SRPMM Pada Bangunan Tinggi dengan objek penelitian berupa Gedung Apartmen hotel 10 lantai yang berlokasi di Kota Depok. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menghasilkan suatu perbandingan antara kedua metode SRPM (SRPMM dan SRPMK). Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai gaya geser dasar statik dan dinamik pada Struktur SRPMM bernilai lebih besar apabila dibandingkan dengan Struktur SRPMK. Diperoleh hasil bahwa beban gempa yang terjadi pada struktur dengan sistem SRPMM lebih besar dibandingkan struktur dengan sistem SRPMK. Hal ini dikarenakan struktur dengan sistem SRPMM memiliki faktor reduksi yang relatif lebih kecil yaitu sebesar  $R = 5$ , sedangkan struktur sistem SRPMK memiliki faktor reduksi sebesar  $R = 8$ . Maka dengan begitu struktur dengan sistem SRPMM memiliki faktor skala yang lebih besar. Pada perencanaan ini, model struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah mendapatkan hasil yang lebih efisien dibandingkan model struktur

dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Pada perencanaan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus menghasilkan struktur yang lebih kaku dibandingkan perencanaan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

6. Hidayat, M.Z.R. (2022), melakukan penelitian mengenai komparasi volume atau kebutuhan tulangan dan beton antara sistem pelat lantai konvensional dan *flat slab* pada Gedung Jogja Apartel. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk membandingkan prosedur desain struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel apabila memperhitungkan beban gravitasi dan beban gempa menerapkan konsep dan teknologi BIM (*Building Information Modeling*) dalam strategi perhitungan kebutuhan volume beton dan berat baja tulangan antara struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel. Dari penelitian tersebut menunjukkan hasil respons struktur berupa gaya geser dasar (*base shear*) pada struktur *flat-slab* didapatkan 11% lebih besar untuk arah X dan 6% lebih besar untuk arah Y, *lateral displacement* rerata pada struktur *flat-slab* relatif lebih besar apabila dibandingkan struktur pelat konvensional dan *story drift* rerata pada struktur *flat-slab* relatif lebih besar apabila dibandingkan struktur pelat konvensional
7. Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022), dalam jurnalnya melakukan penelitian tentang perbandingan *displacement*, gaya dalam, serta tulangan lentur dan geser kolom antara SRPMB dan SRPMK dengan objek penelitian bangunan pendidikan 7 lantai. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui gaya dalam, serta tulangan lentur dan geser kolom antara SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) suatu bangunan beton bertulang berlantai 6 (enam) yang berfungsi sebagai fasilitas pendidikan. Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai *displacement* lantai 1-7 akibat beban gravitasi pada SRPMB mempunyai nilai yang sama dengan SRPMK. *Displacement* lantai 1-7 akibat beban gempa pada arah x maupun arah Y pada SRPMB lebih besar dibandingkan SRPMK dengan selisih kelipatan sebesar 2,6667. Output gaya aksial (P), gaya geser (V) dan momen (M) pada SRPMB lebih besar dibandingkan SRPMK.

8. Ohorella, F. Z. I. dkk. (2023) dalam jurnalnya melakukan perbandingan respon seismik struktur atas gedung simetris dua arah berdasarkan SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019 dengan menggunakan studi kasus berupa Gedung Kuliah Bersama Politeknik Cilacap. Tujuan penelitian ini adalah untuk meninjau ulang struktur bangunan yang telah jadi untuk dikaji ulang terhadap seberapa besar perubahan respon seismik yang terjadi pada struktur atas bangunan gedung yang meliputi periode, gaya geser dasar, *drift ratio*, ketidakberaturan, dan efek P-delta jika digunakan beban gempa berdasar SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019. Setelah melakukan analisis respon seismik dengan analisis dinamik menggunakan respon spektrum maka diperoleh hasil bahwa nilai simpangan antar lantai arah X dan Y berdasarkan SNI 1726-2012 relatif lebih kecil apabila dibandingkan dengan nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726-2019. Pengaruh P-delta arah X dan Y Gedung Kuliah Bersama Politeknik Negeri Cilacap berdasarkan SNI 1726-2012 relatif lebih besar apabila dibandingkan dengan pengaruh P-delta berdasarkan SNI 1726-2019 dan keduanya telah memenuhi syarat pengaruh P-delta.

## 2.2 Perbedaan Penelitian

Berdasarkan beberapa penelitian sejenis yang telah dikumpulkan tersebut, maka dapat dilihat perbedaan terhadap penelitian yang dilakukan oleh penulis yaitu seperti pada Tabel 2.1 berikut.



**Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Yang Dilakukan Dengan Penelitian Terdahulu**

No	Peneliti	Judul	Objek Penelitian	Hasil
1	Azzuri, A. dkk. (2017)	Perbandingan Tiga Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) Di Kawasan dengan Kategori Desain Seismik (KDS) B	Gedung Perkantoran 5 Lantai	Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai gaya geser dasar seismik pada SRPMK < SRPMM < SRPMB yaitu dengan nilai sebesar 617,94 kN, 988,70 kN, 1647,84 kN. Diketahui bahwasanya struktur gedung beton bertulang yang menggunakan sistem rangka pemikul momen mengengah (SRPMM) mempunyai anggaran biaya yang paling kecil dibandingkan SRPMK dan SRPMB, dan ada peningkatan sebesar 0,61% untuk gedung dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).
2	Batara, I. dkk. (2019)	Perbandingan Perencanaan Gedung Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	Gedung Grand UMI Tower	Hasil penelitian menunjukkan bahwa pengaruh gaya geser dasar gempa yang bekerja pada struktur bangunan pada model I (SRPMK) lebih kecil dibandingkan dengan bangunan model II (SRPMM) yaitu selisih 28,83% pada gempa arah x-x dan 28,77% pada gempa arah y-y.

Sumber: Azzuri, A. dkk. (2017), Batara, I. dkk. (2019), Simatupang, A. D. U. A. (2019), Purbiantoro, F. H. (2020), Almufid, A., & Santoso, E. (2021), Hidayat, M. Z. R. (2022), Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022), Ohorella, F. Z. I. dkk. (2023)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Yang Dilakukan Dengan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Judul	Objek Penelitian	Hasil
3	Simatupang, A. D. U. A. (2019)	Analisis dan Desain Elemen Struktur Beton Bertulang pada Gedung yang Memiliki Kolom Miring dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).	Gedung Perkantoran 5 Lantai	Nilai gaya dalam berupa momen lentur, momen torsi, gaya geser, dan gaya aksial pada model gedung yang memiliki kolom miring (Model 2) bernilai lebih besar dibandingkan dengan gedung tanpa kolom miring (Model 1). Jumlah berat kebutuhan tulangan yang terpasang pada gedung Model 2 lebih besar. Nilai <i>displacement</i> pada gedung Model 1 dan 2 masih memenuhi syarat.
4	Purbiantoro, F. H. (2020)	Perbandingan Kebutuhan Tulangan Gedung FIAI UII Berdasarkan SNI 1726:2012 Dengan Peta Gempa 2010 dan 2017	Gedung Fakultas Ilmu Agama Islam Universitas Islam Indonesia (FIAI UII)	Gaya geser dasar dinamik pada peta gempa 2017 meningkat sebesar 16,35% untuk arah X dan 16,32% untuk arah Y dibandingkan peta gempa 2010. Nilai simpangan antar tingkat maksimum pada Peta Gempa 2017 meningkat sebesar 17,17% untuk arah X dan 17,89% untuk arah Y dibandingkan Peta Gempa 2010.

Sumber: Azzuri, A. dkk. (2017), Batara, I. dkk. (2019), Simatupang, A. D. U. A. (2019), Purbiantoro, F. H. (2020), Almufid, A., & Santoso, E. (2021), Hidayat, M. Z. R. (2022), Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022), Ohorella, F. Z. I. dkk. (2023)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Yang Dilakukan Dengan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Judul	Objek Penelitian	Hasil
5	Almufid, A., & Santoso, E. (2021)	Struktur SRPMK DAN SRPMM Pada Bangunan Tinggi	Gedung Apartmen hotel 10 lantai	Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai gaya geser dasar statik dan dinamik pada Stuktur SRPMM bernilai lebih besar apabila dibandingkan dengan Struktur SRPMK. Diperoleh hasil bahwa beban gempa yang terjadi pada struktur dengan sistem SRPMM lebih besar dibandingkan struktur dengan sistem SRPMK. Hal ini dikarenakan struktur dengan sistem SRPMM memiliki faktor reduksi yang relatif lebih kecil yaitu sebesar $R = 5$ , sedangkan struktur sistem SRPMK memiliki faktor reduksi sebesar $R = 8$
6	Hidayat, M. Z. R. (2022)	Komparasi Kebutuhan Tulangan dan Beton Pada Sistem Pelat Lantai Konvensional dan <i>Flat- Slab</i> Pada Gedung Jogja Apartel	Gedung Jogja Apartel	Hasil respons struktur berupa gaya geser dasar ( <i>base shear</i> ) pada struktur <i>flat-slab</i> didapatkan 11% lebih besar untuk arah X dan 6% untuk arah Y, <i>lateral displacement</i> rerata pada struktur <i>flat-slab</i> relatif lebih besar dibandingkan struktur pelat konvensional

Sumber: Azzuri, A. dkk. (2017), Batara, I. dkk. (2019), Simatupang, A. D. U. A. (2019), Purbiantoro, F. H. (2020), Almufid, A., & Santoso, E. (2021), Hidayat, M. Z. R. (2022), Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022), Ohorella, F. Z. I. dkk. (2023)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Yang Dilakukan Dengan Penelitian Terdahulu

No	Peneliti	Judul	Objek Penelitian	Hasil
				dan <i>story drift</i> rerata pada struktur <i>flat-slab</i> relatif lebih besar apabila dibandingkan struktur pelat konvensional
7	Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022).	Perbandingan Nilai <i>Displacement</i> , Gaya Dalam, Serta Tulangan Lentur dan Geser Kolom Antara SRPMB dan SRPMK.	Bangunan Pendidikan 7 Lantai	<i>Displacement</i> lantai 1-7 akibat beban gravitasi pada SRPMB mempunyai nilai yang sama dengan SRPMK. <i>Displacement</i> lantai 1-7 akibat beban gempa pada arah x maupun arah Y pada SRPMB lebih besar dibandingkan SRPMK dengan selisih kelipatan sebesar 2,6667. Output gaya aksial (P), gaya geser (V) dan momen (M) pada SRPMB lebih besar dari SRPMK
8	Ohorella, F. Z. I. dkk. (2023)	perbandingan respon seismik struktur atas gedung simetris dua arah berdasarkan SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019	Gedung Kuliah Bersama Politeknik Cilacap	Diperoleh hasil bahwa nilai simpangan antar lantai arah X dan Y berdasarkan SNI 1726-2012 relatif lebih kecil apabila dibandingkan dengan nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726-2019. Pengaruh P-delta arah X dan Y Gedung Kuliah Bersama

Sumber: Azzuri, A. dkk. (2017), Batara, I. dkk. (2019), Simatupang, A. D. U. A. (2019), Purbiantoro, F. H. (2020), Almufid, A., & Santoso, E. (2021), Hidayat, M. Z. R. (2022), Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022), Ohorella, F. Z. I. dkk. (2023)

**Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Yang Dilakukan Dengan Penelitian Terdahulu**

No	Peneliti	Judul	Objek Penelitian	Hasil
				Politeknik Negeri Cilacap berdasarkan SNI 1726-2012 relatif lebih besar apabila dibandingkan dengan pengaruh P-delta berdasarkan SNI 1726-2019 dan keduanya telah memenuhi syarat pengaruh P-delta.
9	Fadillah, T. (2023)	Analisis Perbandingan Respon Seismik Antara Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa dan Menengah Pada Gedung Simetris Dua Arah	Gedung Perkantoran 8 Lantai	

Sumber: Azzuri, A. dkk. (2017), Batara, I. dkk. (2019), Simatupang, A. D. U. A. (2019), Purbiantoro, F. H. (2020), Almufid, A., & Santoso, E. (2021), Hidayat, M. Z. R. (2022), Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022), Ohorella, F. Z. I. dkk. (2023)

### **2.3 Keaslian Penelitian**

Berdasarkan referensi pada sejumlah penelitian sebelumnya yang telah tertulis pada Tabel 2.1, penelitian yang akan dilakukan oleh penulis merupakan hasil karya asli dan bukan merupakan plagiasi. Adapun perbedaan penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Bangunan yang akan dianalisis adalah Gedung Perkantoran dengan menggunakan berupa struktur beton bertulang 8 tingkat dengan tinggi antar tingkat 4 meter dan tinggi total bangunan yaitu 32 meter.
2. Lokasi yang akan digunakan dalam penelitian yang difungsikan sebagai gedung perkantoran berada di Kota Balikpapan, Provinsi Kalimantan Timur dengan Kategori Desain Seismik B dan kategori risiko bangunan II.

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Standar Perencanaan Struktur Bangunan**

Bangunan yang digunakan dalam perencanaan ini difungsikan sebagai gedung perkantoran dengan bentuk atau geometri bangunan simetris dua arah. Bangunan dikatakan simetris dua arah apabila bangunan tersebut memiliki suatu sifat dimana bentuknya dapat dibagi menjadi dua bagian yang identik dan saling menyeimbangkan tampak satu sama lain atau secara visual apabila diposisikan pada bagian tengah bangunan, kedua sisi bangunan tersebut akan terlihat sama baik tampak depan dan belakang maupun kanan dan kiri. Simetri dapat ditemukan dalam berbagai elemen suatu bangunan baik dalam tata letak bangunan maupun dalam geometrinya dan umum digunakan karena mengarahkan desain bangunan melalui keseimbangan serta menciptakan tampilan yang terstruktur (Pattileamonia, 2016).

Perencanaan struktur bangunan gedung memerlukan standar-standar yang berfungsi sebagai acuan sehingga menghasilkan output perhitungan struktur yang sesuai dengan standar yang berlaku. Pada penelitian ini perhitungan dan analisis struktur menggunakan dua metode yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dengan berpedoman pada beberapa standar peraturan yang berlaku di Indonesia. Adapun standar peraturan yang digunakan meliputi.

1. PPPURG 1987, Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.
2. SNI-1726:2019, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.
3. SNI-2847:2019, Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.
4. SNI-1727:2020, Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan bangunan lain.

### 3.2 Struktur Bangunan Tahan Gempa

Menurut SNI-2847:2019 struktur tahan gempa adalah sebuah sistem struktur yang direncanakan dapat menahan dampak guncangan gempa melalui terbentuknya respons inelastis yang duktail dan apabila diterapkan maka diharapkan dapat memiliki struktur yang aman dengan kekuatan yang cukup baik pada komponen-komponen struktur tertentu yang dipilih dan berlaku untuk desain struktur beton nonprategang dan prategang pemikul gaya seismik yang dikenakan Kategori Desain Seismik (KDS) B hingga F, dimana didalamnya termasuk hal sebagai berikut.

1. Sistem struktural yang ditetapkan sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik, termasuk diantaranya diafragma, sistem rangka pemikul momen, sistem dinding struktural, dan fondasi.
2. Komponen struktur yang tidak ditetapkan sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik tetapi diperlukan untuk menahan beban lain saat komponen struktur tersebut mengalami deformasi akibat pengaruh gempa.

Struktur tahan gempa tidak berlaku pada wilayah yang masuk dalam Kategori Desain Seismik (KDS) A. Wilayah dengan KDS B dan C, struktur tahan gempa berlaku untuk sistem struktural yang didesain sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik. Struktur yang terdapat pada wilayah dengan KDS D hingga F, struktur tahan gempa berlaku baik untuk sistem struktural yang didesain sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik maupun sistem struktural yang tidak didesain sebagai bagian sistem pemikul gaya seismik.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, perhitungan dan analisis gaya gempa rencana untuk mengetahui respon struktur yang terjadi dapat menggunakan analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik baik respon spektrum maupun analisis *time history*. Perbedaan utama antara analisis statik dan dinamik adalah pada konsepnya, analisis dinamik membagi gaya geser seismik di semua tingkat dan memperhitungkan efek dinamis gerakan tanah pada struktur dengan memperhitungkan massa, kekakuan dan redaman, sedangkan pada analisis statik ekuivalen melalui getaran gempa yang dimodelkan sebagai gaya horizontal yang bekerja pada pusat massa bangunan. Getaran gempa pada ragam pertama



memberikan pengaruh yang dominan terhadap struktur, sehingga ragam getar pertama dapat mewakili pengaruh getaran lainnya terhadap struktur.

Menurut Pawirodikromo, (2012), analisis dinamik *Time History* merupakan metode yang paling akurat, tetapi memerlukan perhitungan yang cukup banyak dan membutuhkan waktu yang lama. Oleh karena itu, untuk keperluan praktis terutama studi diizinkan digunakan analisis statik ekuivalen yang merupakan penyederhanaan dari analisis dinamik namun analisis statik ekuivalen hanya diizinkan untuk bangunan yang reguler dengan ketinggian tidak lebih dari 40 meter atau 10 tingkat. Pada bangunan dengan ketinggian lebih dari 40 meter atau 10 tingkat harus dihitung menggunakan analisis dinamik.

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa bisa dilakukan dengan menggunakan sistem Rangka Pemikul Momen (RPM). Menurut SNI 1726:2019 rangka pemikul momen merupakan sistem struktur rangka yang elemen-elemen struktur dan sambungannya menahan beban-beban lateral melalui mekanisme lentur. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Perbedaan dari ketiga metode tersebut adalah terletak pada nilai atau koefisien tertentu yang mempengaruhi perilaku kinerja struktur terhadap tingkat daktilitas atau kemampuan dalam menahan deformasi inelastis. Hal paling penting dalam merencanakan bangunan dengan metode rangka pemikul momen adalah memastikan tidak terjadi sendi plastis pada kolom terutama pada lantai dasar yang berpotensi menyebabkan keruntuhan dasar atau biasa dikenal dengan istilah *soft story mechanism* sehingga struktur gedung dapat runtuk secara keseluruhan. Dalam penelitian ini hanya digunakan dua metode rangka pemikul momen yaitu SRPMB dan SRPMM.

### 3.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tetapi

memiliki kekuatan yang besar. Oleh karena itu perencanaan bangunan dengan menggunakan metode SRPMB dapat mengabaikan persyaratan prinsip SCWB (*Strong Column Weak Beam*) yang mengutamakan nilai daktilitas yang tinggi. SRPMB ini tidak diizinkan untuk digunakan pada wilayah di Indonesia dengan kategori gempa yang tinggi namun cukup efektif digunakan pada wilayah dengan kategori gempa yang relatif rendah atau termasuk kedalam wilayah dengan Kategori Desain Seismik B (KDS B).

### 3.2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) merupakan metode sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Perencanaan struktur menggunakan dengan SRPMM ini lebih mengutamakan terhadap kemampuan penampang dalam mengantisipasi perbalikan momen. Metode SRPMM juga dijelaskan secara cukup rinci terkait konfigurasi tulangan, sambungan las, dan pemasangan tulangan geser pada pasal 18.3 SNI-2847:2019. Metode SRPMM tidak diizinkan untuk digunakan pada wilayah di Indonesia dengan kategori gempa yang tinggi namun diizinkan untuk digunakan pada wilayah dengan kategori gempa rendah sampai dengan menengah atau termasuk kedalam wilayah dengan Kategori Desain Seismik B dan C.

### 3.2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) merupakan metode sistem rangka pemikul momen yang prinsipnya mengutamakan sifat daktilitas. Daktilitas adalah kemampuan struktur untuk bertahan ketika mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berkali-kali dan bolak balik akibat gempa dengan mempertahankan kekuatan yang cukup sehingga bangunan tetap dapat berdiri.

Pada metode SRPMK komponen-komponen struktur beserta sambungannya akan menahan gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial sehingga pada strukturnya harus direncanakan menggunakan sistem penahan beban lateral yang harus memenuhi persyaratan detailing khusus sehingga mencapai daktilitas penuh. Metode SRPMK banyak dijumpai dan wajib untuk digunakan pada daerah

dengan dengan risiko gempa yang tinggi atau termasuk kedalam wilayah dengan Kategori Desain Seismik D, E dan F.

### 3.3 Perencanaan Pembebanan

Perencanaan pembebanan bertujuan untuk mengetahui beban apa saja yang bekerja pada struktur bangunan. Perencanaan pembebanan pada penelitian ini meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa yang mengacu pada SNI 1726:2019.

#### 3.3.1 Beban mati (*Dead load*)

Beban mati adalah berat dari seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap, baik itu berat sendiri struktur bangunan (*self weight*) maupun beban mati tambahan yang berupa seluruh bahan konstruksi bangunan gedung terpasang yang didalamnya termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, komponen arsitektural dan struktural lainnya. Beban mati tambahan mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987 (PPPURG) dengan meninjau berat jenis dari tiap material penyusun bangunan serta berat sendiri komponen gedung. Adapun untuk berat jenis material penyusun yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3.1 Berat Sendiri Material**

No	Material	Berat	Satuan
1	Baja	7850	kg/m <sup>3</sup>
2	Batu alam	2600	kg/m <sup>3</sup>
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung	1500	kg/m <sup>3</sup>
4	Batu Pecah	1450	kg/m <sup>3</sup>
5	Beton	2200	kg/m <sup>3</sup>
6	Beton Bertulang	2400	kg/m <sup>3</sup>
7	Kayu kelas I	1000	kg/m <sup>3</sup>
8	Kerikil, Koral (Kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650	kg/m <sup>3</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (1987)

**Lanjutan Tabel 3.1 Berat Sendiri Material**

No	Material	Berat	Satuan
9	Pasangan bata merah	1700	kg/m <sup>3</sup>
10	Pasir (Kering udara sampai lembab)	1600	kg/m <sup>3</sup>
11	Pasir (Jenuh Air)	1800	kg/m <sup>3</sup>
12	Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850	kg/m <sup>3</sup>
13	Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700	kg/m <sup>3</sup>
14	Tanah, lempung dan lanau (basah)	2000	kg/m <sup>3</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (1987)

Sedangkan untuk berat sendiri komponen gedung yang digunakan sebagai beban mati tambahan dalam penelitian ini dapat dilihat pada tabel 3.2 berikut.

**Tabel 3.2 Berat Sendiri Komponen Gedung**

No	Komponen Gedung	Berat	Satuan
1	Adukan, per cm tebal:		
	– Dari semen	21	kg/m <sup>2</sup>
	– Dari kapur, semen merah atau tras	17	kg/m <sup>2</sup>
2	Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14	kg/m <sup>2</sup>
3	Dinding pasangan bata merah:		
	– Satu batu	450	kg/m <sup>2</sup>
	– Setengah batu	250	kg/m <sup>2</sup>
4	Dinding pasangan batako:		
	Berlubang:		
	– Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200	kg/m <sup>2</sup>
	– Tebal dinding 10 cm (HB 10)	120	kg/m <sup>2</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (1987)

Lanjutan Tabel 3.2 Berat Sendiri Komponen Gedung

No	Komponen Gedung	Berat	Satuan
	Tanpa Lubang		
	– Tebal dinding 15 cm	300	kg/m <sup>2</sup>
	– Tebal dinding 10 cm	200	kg/m <sup>2</sup>
5	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:		
	– Semen asbes (etemit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4mm	11	kg/m <sup>2</sup>
	– Kaca, dengan tebal 3-5mm	10	kg/m <sup>2</sup>
6	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m <sup>2</sup>	40	kg/m <sup>2</sup>
7	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7	kg/m <sup>2</sup>
8	Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m <sup>2</sup> bidang atap	50	kg/m <sup>2</sup>
9	Penutup atas sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m <sup>2</sup> bidang atap	40	kg/m <sup>2</sup>
10	Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa usuk	10	kg/m <sup>2</sup>
11	Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24	kg/m <sup>2</sup>
12	Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11	kg/m <sup>2</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (1987)

Catatan:

- 1) Nilai ini tidak berlaku untuk beton pengisi.
- 2) Untuk beton getar, beton kejut, beton mampat dan beton padat lain sejenis, berat sendirinya harus ditentukan tersendiri.

3) Nilai ini adalah nilai rata-rata, untuk jenis-jenis katu tertentu lihat pedoman perencanaan konstruksi kayu.

### 3.3.2 Beban hidup (*Live load*)

Menurut PPPURG tahun 1987, beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan dan bersifat tidak tetap, seperti berasal dari barang-barang yang dapat berpindah. Adapun beban hidup komponen gedung untuk lantai gedung dapat dilihat pada tabel 3.3 berikut.

**Tabel 3.3 Beban Hidup Pada Lantai Gedung**

No	Komponen Gedung	Berat	Satuan
1	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam No. 2	200	kg/m <sup>2</sup>
2	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125	kg/m <sup>2</sup>
3	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250	kg/m <sup>2</sup>
4	Lantai ruang olahraga	400	kg/m <sup>2</sup>
5	Lantai ruang dansa	500	kg/m <sup>2</sup>
6	Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain daripada yang disebut dalam nomor 1, 4, 5 seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400	kg/m <sup>2</sup>
7	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500	kg/m <sup>2</sup>
8	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam No. 3	300	kg/m <sup>2</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (1987)

**Lanjutan Tabel 3.3 Beban Hidup Komponen Gedung**

No	Komponen Gedung	Berat	Satuan
9	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam No. 4, 5, 6, dan 7	500	kg/m <sup>2</sup>
10	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam No, 3, 4, 5, 6, dan 7	250	kg/m <sup>2</sup>
11	Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan Ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400	kg/m <sup>2</sup>
12	Lantai gedung parkir bertingkat:		kg/m <sup>2</sup>
	– untuk lantai bawah	800	
	– untuk lantai tingkat lainnya	400	kg/m <sup>2</sup>
13	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300	kg/m <sup>2</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (1987)

Sedangkan menurut SNI-1727:2020, beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Perencanaan beban hidup perlu dilakukan pada perancangan bangunan gedung sebagai beban maksimum yang dapat terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi nilainya tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam peraturan. Dalam perencanaan ini, beban hidup minimum mengacu pada SNI-1727:2020 yang disesuaikan berdasarkan fungsi atau peruntukkan dari setiap ruang pada bangunan tersebut. Adapun besarnya beban hidup yang digunakan pada Gedung Perkantoran dapat dilihat pada tabel 3.4 berikut.

**Tabel 3.4 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum**

<b>Hunian atau Penggunaan</b>	<b>Merata, <math>L_o</math> psf (KN/ m<sup>2</sup>)</b>	<b>Terpusat lb (KN)</b>
Bangunan Sekolah		
– Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2,000 (8,90)
– Kantor	50 (2,40)	2,000 (8,90)
– Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2,000 (8,90)
Atap		
– Atap bukan untuk bangunan hunian	20 (0,96)	

Sumber: Tabel 4.3-1 SNI 1727 (2020)

### 3.3.3 Beban Gempa (*Seismic load*)

Beban gempa merupakan semua beban statik ekuivalen yang menghasilkan gaya-gaya dan bekerja pada struktur gedung yang terjadi karena pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa bumi. Perencanaan struktur gedung dengan memperhitungkan beban gempa merupakan faktor yang sangat penting di Indonesia mengingat lokasi geografis Indonesia yang memiliki potensi gempa cukup tinggi. Dalam penelitian ini perencanaan beban gempa pada struktur gedung mengacu pada SNI-1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

## 3.4 Tahapan Perhitungan Beban Gempa

Adapun tahapan perhitungan beban gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

### 3.4.1 Penentuan kategori resiko bangunan

Kategori resiko bangunan bertujuan untuk mengelompokkan bangunan gedung maupun non gedung sesuai dengan fungsi bangunan terhadap beban gempa. Penentuan kategori resiko bangunan untuk beban gempa merujuk pada Tabel 3 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada tabel 3.5 berikut.



**Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa**

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

Sumber: Tabel 3 SNI 1726 (2019)

**Lanjutan Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung  
Untuk Beban Gempa**

<b>Jenis Pemanfaatan</b>	<b>Kategori Risiko</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Fasilitas penitipan anak</li> <li>– Penjara</li> <li>– Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>– Fasilitas penanganan air</li> <li>– Fasilitas penanganan limbah</li> <li>– Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Bangunan-bangunan monumental</li> <li>– Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>– Rumah ibadah</li> </ul>	IV

Sumber: Tabel 3 SNI 1726 (2019)

**Lanjutan Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung  
Untuk Beban Gempa**

<b>Jenis Pemanfaatan</b>	<b>Kategori Risiko</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>– Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>– Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>– Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>– Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>– Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyiMPanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	

Sumber: Tabel 3 SNI 1726 (2019)

#### 3.4.2 Penentuan faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa merupakan angka faktor yang digunakan sebagai pengali pada beberapa persamaan dalam perencanaan beban gempa SNI-1726:2019. Faktor ini ditentukan berdasarkan pada kategori risiko bangunan sesuai dengan fungsi bangunannya dan ditetapkan berdasarkan Tabel 4 SNI-1726:2019. Adapun nilai faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada tabel 3.6 berikut.

**Tabel 3.6 Nilai Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ ) Berdasarkan Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung**

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: Tabel 4 SNI 1726 (2019)

### 3.4.3 Penentuan klasifikasi situs

Menurut SNI-1726:2019 klasifikasi situs diperlukan untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada struktur bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan dan ditetapkan melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium yang dilakukan oleh instansi yang berwenang dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam ketentuan. Klasifikasi situs ditetapkan berdasarkan Tabel 5 SNI-1726:2019 dan dapat dilihat pada tabel 3.7 berikut.

**Tabel 3.7 Klasifikasi Situs**

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	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ ,		

Sumber: Tabel 5 SNI 1726 (2019)

Lanjutan Tabel 3.7 Klasifikasi Situs

	2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa
<i>SF</i> (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>– Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>– Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> <li>– Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan indeks plastisitas <math>PI &gt; 75</math> )</li> <li>– Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>su &lt; 50</math> kPa</li> </ul>

Sumber: Tabel 5 SNI 1726 (2019)

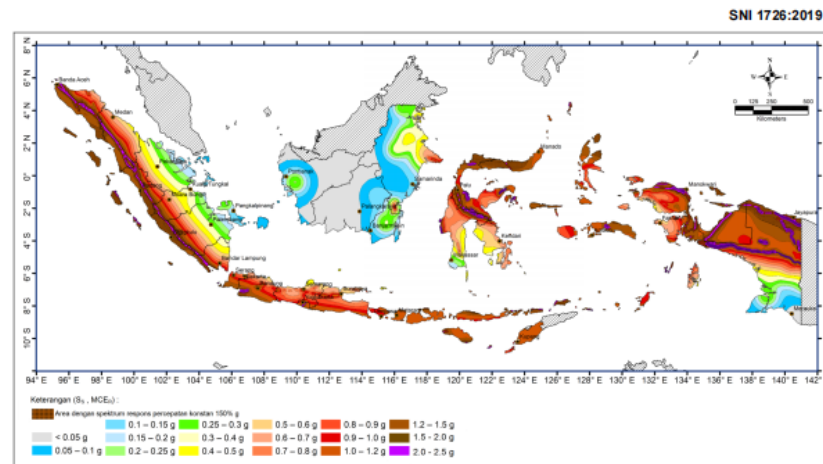
Catatan:

N/A= Tidak dapat digunakan

#### 3.4.4 Penentuan parameter percepatan batuan dasar

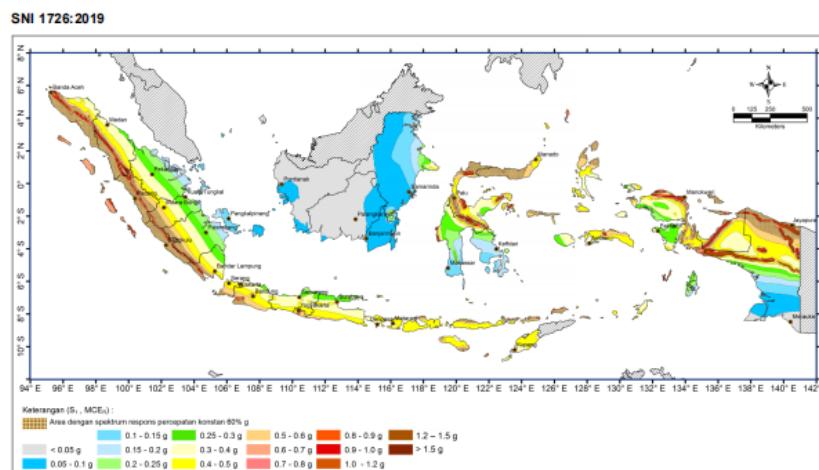
Penentuan parameter percepatan batuan dasar Parameter  $S_S$  (percepatan tanah selama periode waktu yang singkat) dan  $S_I$  (percepatan tanah selama periode 1 s) harus ditentukan dari respons spektral percepatan 0,2 s dan 1 s di peta gerak seismisitas tanah dengan probabilitas kelebihan 2% dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun) dan dinyatakan sebagai desimal relatif terhadap percepatan gravitasi. Nilai dari respon spektra di setiap daerah pasti memiliki perbedaan dikarenakan perbedaan kejadian gempa antara satu daerah dengan daerah lainnya. Nilai ini dapat diperoleh dengan melihat peta gempa beban seismik SNI 1726-2019 atau dapat juga diperoleh melalui *website* Kementerian Pekerjaan Umum Bagian Pusat Pengembangan dan Evaluasi Pemukiman yaitu desain spektra Indonesia. Adapun peta gempa yang menunjukkan nilai faktor amplifikasi seismik pada

periode 0,2 detik ( $S_s$ ) dan periode 1 detik ( $S_l$ ) tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2 berikut.



**Gambar 3.1 Peta Respon Spektral Percepatan Periode 0,2 Detik ( $S_s$ )**

(Sumber: SNI 1726-2019)



**Gambar 3.2 Peta Respon Spektral Percepatan Periode 1 Detik ( $S_l$ )**

(Sumber: SNI 1726-2019)

#### 3.4.5 Penentuan koefisien situs dan perhitungan respon spektral

Dalam menentukan parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah diperlukan faktor amplifikasi. Faktor amplifikasi meliputi nilai getaran terkait percepatan pada getaran periode 0,2 detik ( $F_a$ ) dan periode 1 detik ( $F_v$ ). Nilai tersebut dapat diperoleh dari hubungan percepatan gempa dengan kelas situs yang merujuk pada Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726:2019. Adapun nilai koefisien situs dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 berikut.

**Tabel 3.8 Koefisien Situs  $F_a$** 

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s = 1,5$
<i>SA</i>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>SB</i>	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
<i>SC</i>	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
<i>SD</i>	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
<i>SE</i>	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
<i>SF</i>	$SS^{(a)}$					

Sumber: Tabel 6 SNI 1726 (2019)

Catatan:

- Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier
- $SS^{(a)}$  = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

**Tabel 3.9 Koefisien Situs  $F_v$** 

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 1,0$ detik, $S_1$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s = 1,5$
<i>SA</i>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>SB</i>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>SC</i>	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
<i>SD</i>	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
<i>SE</i>	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
<i>SF</i>	$SS^{(a)}$					

Sumber: Tabel 7 SNI 1726 (2019)

Catatan:

- Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier

- b)  $SS^{(a)}$  = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode detik ( $S_{MI}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs. Parameter tersebut diketahui berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada persamaan 3.1 dan persamaan 3.2 berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.1)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (3.2)$$

Keterangan:

$S_s$  = Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek,  $T = 0,2$  detik

$S_I$  = Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek,  $T = 1,0$  detik

Kemudian parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{DI}$  diketahui berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada persamaan 3.3 dan persamaan 3.4 berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (3.4)$$

Keterangan:

$S_{DS}$  = Respons spektra pada percepatan periode pendek

$S_{DI}$  = Respons spektra pada percepatan periode 1 detik

$S_{MS}$  = Parameter spektral desain periode pendek

$S_{MI}$  = Parameter spektral desain periode 1 detik



Karena desain respon spektrum diperlukan dalam perencanaan ini, maka kurva spektrum respons desain harus disesuaikan dengan mengikuti ketentuan pasal 6.4 SNI 1726:2019 sebagai berikut.

1. Pada periode getar fundamental struktur ( $T$ ) yang lebih kecil dari ( $T_0$ ), desain percepatan respon spektrum ( $S_a$ ) ditentukan berdasarkan persamaan 3.5 berikut.

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.5)$$

2. Apabila periode ( $T$ ) lebih besar dari atau sama dengan ( $T_0$ ) dan lebih kecil dari atau sama dengan ( $T_s$ ) desain percepatan respon spektrum,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Pada periode ( $T$ ) lebih besar dari ( $T_s$ ) tetapi lebih kecil dari atau sama dengan  $T_L$ , desain percepatan respon spektrum ( $S_a$ ) diambil berdasarkan persamaan 3.6 berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.6)$$

4. Pada periode lebih besar dari ( $T_L$ ), desain percepatan respon spektrum ( $S_a$ ) diambil berdasarkan persamaan 3.7 berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (3.7)$$

Berdasarkan pasal 6.10.3 SNI 1726:2019 desain percepatan respon spektrum pada berbagai periode harus ditentukan dengan menggunakan persamaan 3.8 berikut.

$$S_a = \frac{2}{3} S_{aM} \quad (3.8)$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek.

$S_{D1}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik.

$T$  = Periode getar fundamental struktur.

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

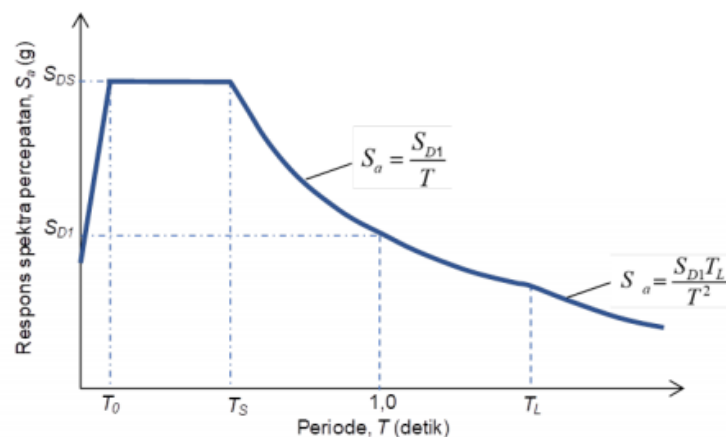
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$$

$T_L$  = Peta transisi periode panjang.

$S_{aM}$  = percepatan spektral-respons gempa MCE<sub>R</sub>

Percepatan spektral respons desain untuk berbagai periode tidak boleh diambil lebih kecil dari 80 % nilai  $S_a$  seperti yang ditentukan dalam pasal 6.4 SNI 1726:2019, dengan  $F_a$  dan  $F_v$  untuk kelas situs  $SA$ ,  $SB$ ,  $SC$ ,  $SD$ , dan  $SE$  ditentukan menggunakan Tabel 3.7 dan Tabel 3.8. Untuk situs yang dikategorikan sebagai kelas situs  $SF$ , yang disyaratkan memerlukan analisis respons spesifik-situs, percepatan spektral-respons desain untuk setiap periode tidak boleh diambil lebih kecil dari 80 % nilai  $S_a$  yang ditentukan untuk kelas situs  $SE$  yang mengacu pada dalam pasal 6.4 SNI 1726:2019 tersebut. Struktur juga harus didesain untuk menahan pengaruh beban gempa berdasarkan anggapan tidak terjadi likuifaksi sesuai kelas tanah yang ditinjau.

Berdasarkan parameter-parameter tersebut, selanjutnya dapat terbentuk atau digambarkan sebuah grafik respon spektrum hubungan percepatan dengan periode getaran. Adapun grafik respon spektrum hubungan percepatan dengan periode getaran tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



**Gambar 3.3 Grafik Respon Spektrum Hubungan Percepatan Dengan Periode Getaran**

(Sumber: Gambar 3 SNI 1726-2019)

### 3.4.6 Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu Kategori Desain Seismik (KDS). Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS) untuk struktur mengacu pada SNI 1726:2019. Kategori desain seismik untuk struktur terbagi atas kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik ( $S_I$ ). Semua struktur harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya,  $S_{DS}$  dan  $S_{DI}$ . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur ( $T$ ). Parameter Kategori Desain Seismik (KDS) merujuk pada Tabel 8 dan Tabel 9 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada Tabel 3.10 dan Tabel 3.11 berikut.

**Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode Pendek**

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

Sumber: Tabel 9 SNI 1726 (2019)

**Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik**

Nilai $S_{DI}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

Sumber: Tabel 10 SNI 1726 (2019)

Berdasarkan pasal 6.5 SNI 1726:2019 apabila  $S_I$  lebih kecil dari 0,75 maka kategori desain seismik diizinkan untuk ditentukan menggunakan Tabel 3.9 saja, dengan berlaku ketentuan sebagai berikut.

1. Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur ( $T_a$ ) yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1 SNI 1726:2019 adalah kurang dari  $0,8 T_s$ , di mana  $T_s$  ditentukan sesuai dengan pasal 6.4 SNI 1726:2019.
2. Pada masing-masing dua arah ortogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar tingkat adalah kurang dari  $T_s$ .
3. Persamaan respon seismik digunakan untuk menentukan koefisien respons seismik ( $C_s$ ).
4. Diafragma struktural adalah kaku sebagaimana disebutkan pada pasal 7.3.1 SNI 1726:2019 atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal pemikul gaya seismik tidak melebihi 12 m.

Apabila digunakan alternatif prosedur penyederhanaan desain pada kategori desain seismik diperbolehkan untuk ditentukan dari Tabel 3.9, dengan menggunakan nilai  $S_{DS}$  yang ditentukan. Dikarenakan pada perencanaan ini menggunakan Kategori Desain Seismik A dan B, maka terdapat beberapa persyaratan desain untuk setiap Kategori Desain Seismik, Adapun persyaratan tersebut adalah sebagai berikut.

1. Persyaratan desain untuk kategori desain seismik A

Elemen nonstruktural dalam kategori desain seismik A dibebaskan dari ketentuan-ketentuan desain seismik. Bangunan gedung dan nongedung dengan kategori desain seismik A hanya perlu memenuhi ketentuan-ketentuan di bawah ini.

- a. Persyaratan beban seismik

Beban seismik yang disyaratkan harus dikombinasikan dengan beban mati dan beban hidup untuk kombinasi beban ultimit untuk kombinasi beban layan.

- b. Sambungan untuk lintasan beban seismik

Sambungan harus mampu menyalurkan gaya-gaya lateral yang terjadi pada bagian-bagian yang disambung. Setiap bagian struktur yang lebih kecil harus disatukan ke bagian struktur sisanya dengan menggunakan elemen-elemen struktur yang memiliki kekuatan untuk menahan gaya minimum sebesar 5 % dari berat bagian struktur yang lebih kecil tersebut.

c. Gaya lateral

Setiap struktur harus dianalisis untuk pengaruh gaya lateral statik yang diaplikasikan secara independen di kedua arah ortogonal. Pada setiap arah yang ditinjau, gaya lateral statik harus diaplikasikan secara simultan di tiap lantai. Untuk tujuan analisis, gaya lateral di tiap lantai dihitung berdasarkan pasal 6.6.3 SNI 1726:2019 seperti persamaan 3.9 berikut.

$$F_x = 0,01W_x \quad (3.9)$$

Keterangan:

$F_x$  = gaya lateral rencana yang diaplikasikan pada lantai-x

$W_x$  = bagian beban mati total struktur, ( $D$ ), yang bekerja pada lantai-x.

d. Sambungan pada tumpuan

Sambungan positif untuk menahan gaya horizontal yang bekerja paralel terhadap elemen struktur harus disediakan untuk masing-masing balok, gelagar (girder), atau elemen rangka, baik secara langsung ke elemen-elemen penumpunya atau ke pelat lantai yang didesain sebagai diafragma. Bila sambungan dipasang melalui diafragma, maka elemen struktur penumpu juga harus disambungkan ke diafragma. Sambungan harus memiliki kekuatan untuk menahan gaya minimum sebesar 5 % dari reaksi beban mati dan beban hidup tak terfaktor yang ditimbulkan oleh elemen struktur yang ditumpu pada elemen struktur yang menumpu.

e. Pengangkuran dinding struktural

Dinding struktural yang berfungsi sebagai penumpu beban vertikal atau pemikul geser lateral untuk bagian struktur harus diangkurkan ke pelat atap dan seluruh pelat lantai serta elemen-elemen struktur yang memberikan tahanan lateral untuk dinding atau yang ditumpu oleh

dinding. Angkur harus memberikan sambungan langsung antara dinding-dinding dan konstruksi pelat atap atau konstruksi pelat lantai. Angkur harus mampu menahan gaya horizontal terfaktor yang tegak lurus bidang dinding sebesar minimum 0,2 kali berat daerah tributari dinding pada sambungan, tapi tidak kurang dari 0,24 kN/m<sup>2</sup>.

#### 3.4.7 Pemilihan sistem struktur pemikul gaya seismik

Sistem dasar pemikul gaya seismik lateral dan vertikal harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan pada tabel 3.11 dibawah, kecuali apabila sistem struktur tersebut termasuk dalam yang diisyaratkan dalam SNI 1726:2019 pasal 7.2.1.1.. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur ( $h_n$ ). Koefisien modifikasi respons, ( $R$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ), dan faktor pembesaran simpangan lateral ( $C_d$ ) harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar tingkat desain. Setiap sistem pemikul gaya seismik yang dipilih harus direncanakan dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus. Faktor pemikul gaya seismik merujuk pada Tabel 12 SNI 1726:2019. Adapun tipe, persyaratan khusus dan batasan sistem struktur pemikul gaya seismik dapat dilihat pada Tabel 3.12 berikut.

**Tabel 3.12 Faktor  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TB

Sumber: Tabel 12 SNI 1726 (2019)

Lanjutan Tabel 3.12 Faktor  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
3. Rangka baja pemikul momen menengah	$4\frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	10'	TI'	TI'
4. Rangka baja pemikul momen biasa	$3\frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	10'	TI'	TI'
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI

Sumber: Tabel 12 SNI-1726 (2019)

**Lanjutan Tabel 3.12 Faktor  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	$5 \frac{1}{2}$	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	$2 \frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan.	$2 \frac{1}{2}$	3	$2 \frac{1}{2}$	10	10	10	10	10

Catatan:

- a. Koefisien modifikasi respons ( $R$ ) untuk penggunaan pada keseluruhan standar. Nilai  $R$  mereduksi gaya ke level kekuatan bukan pada level tegangan izin.
- b. Jika nilai pada tabel faktor kuat lebih  $\Omega_0$  lebih besar atau sama dengan 2,5, maka  $\Omega_0$  diizinkan untuk direduksi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel.
- c. Faktor pembesaran simpangan lateral, ( $C_d$ ), untuk penggunaan dalam pasal 7.8.6, 7.8.7, dan 7.9.1.2 SNI 1726:2019.
- d. TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan.



- e. Definisi “Rangka Momen Khusus”, termasuk konstruksi pracetak dan cor di tempat.

Sistem pemikul gaya seismik yang berbeda dikombinasikan untuk menahan gaya seismik dalam arah respons struktur yang sama memiliki persyaratan yang lebih ketat sesuai yang dijelaskan pada Tabel 11. Adapun persyaratan desain yang harus diterapkan adalah sebagai berikut.

1. Nilai  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  untuk kombinasi vertikal dalam arah yang sama, maka terdapat persyaratan sebagai berikut.
  - a. Jika struktur bagian bawah memiliki koefisien modifikasi respons  $R$ , yang lebih kecil, maka koefisien desain atau nilai  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  untuk struktur bagian atas diizinkan untuk digunakan dalam menghitung gaya dan simpangan antar tingkat. Untuk desain struktur bagian bawah, koefisien desain atau nilai  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  yang sesuai harus digunakan. Gaya yang ditransfer dari struktur bagian atas harus diperbesar dengan mengalikannya dengan perbandingan nilai koefisien modifikasi respons terbesar terhadap koefisien modifikasi respons terkecil.
  - b. Jika struktur bagian atas memiliki nilai koefisien modifikasi respons yang lebih kecil, maka koefisien desain atau nilai  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  struktur atas harus digunakan untuk kedua sistem struktur bagian atas maupun struktur bagian bawah.

Dengan terdapat pengecualian untuk kombinasi vertikal dalam arah yang sama apabila terdapat beberapa hal sebagai berikut.

- a. Struktur atap yang ketinggiannya tidak melebihi dua tingkat dan beratnya tidak melebihi 10 % berat struktur total.
  - b. Sistem struktur lainnya yang ditumpu dengan berat sama atau kurang dari 10 % berat struktur.
  - c. Hunian mandiri satu dan dua keluarga dari konstruksi rangka ringan.
2. Prosedur analisis dua tahap

Prosedur gaya lateral ekuivalen dua tahap diizinkan untuk digunakan pada struktur yang mempunyai bagian atas yang fleksibel dan bagian bawah yang kaku, asalkan desain struktur dilakukan sesuai dengan hal-hal berikut ini:

- a. Kekakuan bagian bawah harus paling sedikit 10 kali kekakuan bagian atas.
  - b. Periode struktur keseluruhan tidak boleh melebihi 1,1 kali periode bagian atas yang dianggap sebagai struktur terpisah yang ditumpu pada peralihan antara bagian atas ke bagian bawah.
  - c. Bagian atas yang fleksibel harus didesain sebagai struktur terpisah menggunakan nilai  $R$ , dan  $\rho$  yang sesuai.
  - d. Bagian bawah yang kaku harus didesain sebagai struktur terpisah menggunakan nilai  $R$ , dan  $\rho$  yang sesuai. Reaksi dari bagian atas harus ditentukan dari analisis bagian atas yang diperbesar dengan rasio  $R/\rho$  bagian atas terhadap  $R/\rho$  bagian bawah. Rasio ini tidak boleh kurang dari 1,5.
  - e. Bagian atas dianalisis dengan gaya lateral ekuivalen atau prosedur analisis respons spektra, dan bagian bawah dianalisis dengan prosedur gaya lateral ekuivalen.
3. Nilai-nilai  $R$ ,  $\Omega_0$  dan  $C_d$  jika kombinasi sistem struktur yang berbeda dipergunakan untuk menahan gaya lateral dalam arah yang sama, nilai  $R$  yang digunakan untuk desain dalam arah itu tidak boleh lebih besar daripada nilai  $R$  terkecil dari semua sistem yang digunakan dalam arah itu. Faktor pembesaran simpangan lateral  $C_d$  dan faktor kuat lebih sistem  $\Omega_0$  dalam arah yang ditinjau harus konsisten dengan  $R$  yang digunakan.

Dengan terdapat pengecualian apabila elemen pemikul diizinkan untuk didesain menggunakan nilai  $R$  terkecil untuk sistem struktur berbeda pada masing-masing sistem struktur independen jika tiga kondisi yaitu sebagai berikut.

- a. Bangunan dengan kategori risiko I atau II
- b. Ketinggian dua tingkat atau kurang, dan
- c. Penggunaan konstruksi rangka ringan atau diafragma fleksibel.

Nilai  $R$  yang digunakan untuk desain diafragma dalam struktur tersebut tidak boleh lebih besar daripada nilai terkecil untuk semua sistem yang dimanfaatkan dalam arah yang sama.

### 3.4.8 Penentuan gaya lateral ekivalen

Gaya lateral ekivalen ditentukan berdasarkan beberapa parameter. Gaya geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan merujuk pada pasal 7.8.1 SNI 1726:2019 sesuai dengan persamaan 3.10 berikut.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.10)$$

Keterangan:

$C_s$  = Koefisien respons seismik yang ditentukan.

$W$  = Berat seismik efektif.

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) ditentukan berdasarkan pasal 7.8.1.1 sesuai dengan persamaan-persamaan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} \cdot I_e \quad (3.11)$$

Untuk  $T \leq T_L$ , maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.12)$$

Untuk  $T > T_L$ , maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{Ds} T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.13)$$

Dengan ketentuan bahwa nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari persamaan berikut.

$$C_s = 0,44 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.14)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana  $S_I$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari persamaan berikut.

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\frac{R}{I_e}} \quad (3.15)$$

Keterangan:

$C_s$  = Koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai.

$S_{DS}$  = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode pendek.

$R$  = Koefisien modifikasi respons.

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa.

$S_{DI}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik.

$T$  = Periode fundamental struktur (detik).

$S_1$  = Parameter percepatan respons spektral maksimum yang ditetapkan yang ditentukan sesuai

#### 3.4.9 Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal

Gaya seismik lateral ( $F_x$ ) yang dinyatakan dalam kilo newton (kN) pada setiap tingkat diketahui berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726:2019 sesuai dengan persamaan 3.16 berikut.

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.16)$$

Dan untuk nilai faktor distribusi vertikal ( $C_{vx}$ ) dapat diperoleh berdasarkan persamaan 3.17 berikut.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.17)$$

Keterangan:

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$V$  = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

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

$w_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $x$

$h_i$  = Tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  (m)

$h_x$  = Tinggi dari dasar sampai tingkat  $x$  (m)

$k$  = Eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut.

1. Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik, = 1
2. Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik, = 2
3. untuk struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik, = 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Kemudian untuk nilai geser tingkat desain seismik di semua tingkat ( $V_x$ ) yang juga dinyatakan dalam kilo newton (kN) diperoleh dengan mangacu berdasarkan pasal 7.8.4 SNI 1726:2019 seperti persamaan 3.18 berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.18)$$

Keterangan:

$F_i$  = Bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) pada tingkat ke- $i$  (kN).

#### 3.4.10 Penentuan nilai periode fundamental

Periode fundamental struktur ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam suatu analisis yang teruji. Sebagai alternatif dalam melakukan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur ( $T$ ) diizinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan ( $T_a$ ) yang dihitung. Periode fundamental struktur ( $T$ ) tidak diperbolehkan melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dari Tabel 3.12 dan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) yang ditentukan. Adapun koefisien untuk batas atas periode fundamental merujuk pada Tabel 17 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada Tabel 3.13 sedangkan untuk nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$  dapat merujuk pada Tabel 18 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada Tabel 3.14 berikut.

**Tabel 3.13 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung**

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	Koefisien, $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: Tabel 17 SNI 1726 (2019)

**Tabel 3.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$** 

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
– Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
– Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,048	0,75

Sumber: Tabel 18 SNI 1726 (2019)

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dapat ditentukan dengan merujuk berdasarkan pasal 7.8.2.1 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat seperti persamaan-persamaan berikut.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.19)$$

Keterangan:

$T_a$  = Periode fundamental pendekatan (detik).

- $C_t$  = Faktor pengali Periode fundamental pendekatan (Tabel 3.13)  
 $x$  = Faktor pengali Periode fundamental pendekatan (Tabel 3.13)  
 $h_n$  = Ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m).

Kemudian sebagai opsi alternatif, diizinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 3 m dari persamaan 3.20 berikut.

$$T_a = 0,1N \quad (3.20)$$

Keterangan:

- $T_a$  = Periode fundamental pendekatan (detik).  
 $N$  = Jumlah tingkat

Selanjutnya untuk struktur dinding geser batu bata atau dinding geser beton dengan tinggi tidak melebihi ketinggian 36,6 m, periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) diizinkan menggunakan persamaan 3.21 sebagai berikut.

$$T_a = \frac{\sqrt{0,0058}}{\sqrt{C_w}} h_n \quad (3.21)$$

Dengan nilai  $C_w$  dihitung dari persamaan 3.22 sebagai berikut.

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0,83 \left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \quad (3.22)$$

Keterangan:

- $T_a$  = Periode fundamental pendekatan (detik).  
 $h_n$  = Ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)  
 $A_B$  = Luas dasar struktur (m<sup>2</sup>).  
 $A_i$  = Luas badan dinding geser ke- $i$  (m<sup>2</sup>).  
 $D_i$  = Panjang dinding geser ke- $i$  (m<sup>2</sup>).

$x$  = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif memikul gaya lateral dalam arah yang ditinjau.

### 3.4.11 Kombinasi Pembebanan

#### 1. Kombinasi beban untuk metode ultimit

Pada pasal 4.2.2 SNI 1726:2019, kombinasi pembebanan dasar untuk perencanaan struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dipastikan hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi tertentu.

##### a. Kombinasi pembebanan dasar

Pada pembebanan dasar, pengaruh adanya satu atau lebih beban yang tidak bekerja harus ditinjau. Pengaruh yang paling menentukan dari beban-beban angin dan seismik harus ditinjau, tetapi kedua beban tersebut tidak perlu ditinjau secara simultan.. Adapun kombinasi-kombinasi pembebanan tersebut dapat dilihat seperti persamaan sebagai berikut.

$$1) 1,4D \quad (3.23)$$

$$2) 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.24)$$

$$3) 1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) \quad (3.25)$$

$$4) 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.26)$$

$$5) 0,9D + 1,0W \quad (3.27)$$

##### b. Kombinasi pembebanan dengan pengaruh regangan sendiri

Apabila pengaruh struktural dari  $T$  (pengaruh regangan sendiri) ternyata dapat merugikan performa atau keselamatan struktur, maka  $T$  harus diperhitungkan dalam kombinasi beban. Faktor beban untuk  $T$  harus ditentukan dengan memperhitungkan ketidakpastian terkait kemungkinan besaran pengaruh dan beban struktur, kemungkinan bahwa



pengaruh maksimum dari  $T$  akan muncul bersamaan dengan beban lain yang bekerja, dan merugikan apabila pengaruh  $T$  lebih besar daripada yang telah diasumsikan. Faktor beban untuk  $T$  tidak boleh kurang dari 1,0.

c. Kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik

Pengaruh beban seismik yang paling menentukan harus ditinjau, tetapi tidak perlu diperhitungkan secara bersamaan dengan beban angin. Apabila pengaruh beban seismik yang dimaksud,  $E = f (E_v E_h)$  dikombinasikan dengan pengaruh beban lainnya, maka kombinasi beban seismik seperti persamaan sebagai berikut.

$$6) 1,2D + E_v + E_h + L \quad (3.28)$$

$$7) 0,9D - E_v + E_h \quad (3.29)$$

Apabila pengaruh beban seismik dengan kuat lebih yang ditinjau  $E_m = f (E_v E_{mh})$  dikombinasikan dengan pengaruh beban lainnya, maka kombinasi beban seismik untuk struktur yang harus digunakan adalah seperti persamaan berikut.

$$6) 1,2D + E_v + E_{mh} + L \quad (3.30)$$

$$7) 0,9D - E_v + E_{mh} \quad (3.31)$$

2. Faktor beban dan kombinasi pembebanan

a. Kombinasi pembebanan untuk kekuatan perlu

Berdasarkan pasal 5.3.1 SNI 2847:2019, Kekuatan perlu ultimate  $U$  paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor seperti yang dapat dilihat pada Tabel 3.14 berikut.

$$1) 1,4D \quad (3.32)$$

$$2) 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.33)$$

$$3) 1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) \quad (3.34)$$

$$4) 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.35)$$

$$5) 1,2D + 1,0E + L \quad (3.36)$$

$$6) 0,9D + 1,0W \quad (3.37)$$

$$7) 0,9D + 1,0E \quad (3.38)$$

### 3. Kombinasi dan Pengaruh beban seismik

Berdasarkan pasal 7.4.2 SNI 1726:2019, nilai beban seismik  $E$  yang digunakan pada kombinasi dapat ditentukan melalui beberapa persamaan.

- a) Penggunaan dalam kombinasi beban 5 dan 6 ditentukan sesuai dengan persamaan 3.45 berikut:

$$E = E_h + E_v \quad (3.39)$$

- b) Penggunaan dalam kombinasi beban 7 dan 8 ditentukan sesuai dengan persamaan 3.46 berikut:

$$E = E_h - E_v \quad (3.40)$$

Keterangan:

$E$  = Pengaruh beban seismik

$E_h$  = Pengaruh beban seismik horizontal

$E_v$  = Pengaruh beban seismik vertikal

- c) Pengaruh beban seismik horizontal  $E_h$  ditentukan sesuai dengan persamaan 3.47 berikut:

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.41)$$

Keterangan:

$\rho$  = Faktor redudansi

$Q_E$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari  $V$  atau  $F_p$ . Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.

- d) Pengaruh beban seismik vertikal  $E_v$  ditentukan sesuai dengan persamaan 3.48 berikut:

$$E_v = 0,2 S_{DS}D \quad (3.42)$$

Keterangan:

$D$  = Pengaruh beban mati.

$S_{DS}$  = Parameter percepatan respons spektral desain periode pendek.

#### 3.4.12 Penentuan klasifikasi struktur beraturan dan tidak beraturan

Struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan. Penentuan dari klasifikasi tersebut adalah berdasarkan pada kriteria berikut.

##### 1. Ketidakberaturan horizontal

Struktur yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan dan harus dinyatakan mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal. Struktur-struktur yang didesain untuk kategori desain seismik mengacu sebagaimana yang terdapat dalam Tabel 13 SNI 1726:2019 dan harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal SNI 1726:2019 yang dirujuk dalam tabel tersebut. Persyaratan dalam pasal-pasal ketidakberaturan horizontal tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.15 berikut.

**Tabel 3.15 Ketidakberaturan horizontal pada struktur**

	<b>Tipe dan penjelasan ketidakberaturan</b>	<b>Pasal referensi</b>	<b>Penerapan kategori desain seismik</b>
1a.	<b>Ketidakberaturan torsi</b> didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 3.16 11.3.4	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.	<b>Ketidakberaturan torsi berlebihan</b> didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 3.16 11.3.4	E, dan F D B, C, dan D C, dan D C, dan D D B, C, dan D
2	<b>Ketidakberaturan sudut dalam</b> didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4 Tabel 3.16	D, E dan F D, E dan F

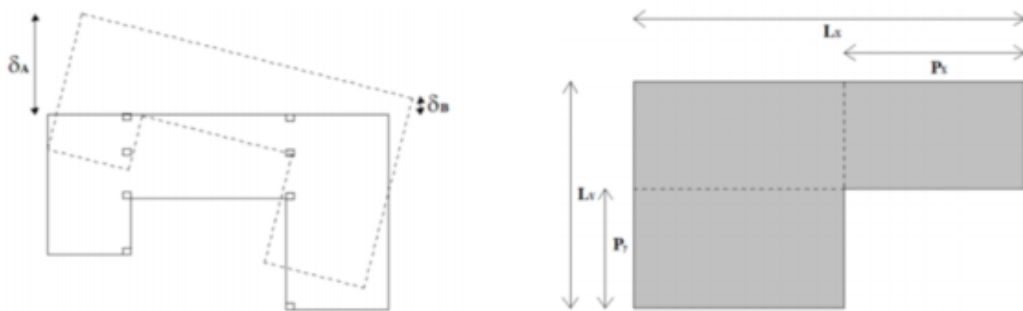
Sumber: Tabel 13 SNI 1726 (2019)

Lanjutan Tabel 3.15 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
3	<b>Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 3.16	D, E dan F D, E dan F
4	<b>Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang</b> didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.3 7.7.3 Tabel 3.16 11.3.4	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	<b>Ketidakberaturan sistem nonparalel</b> didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbusumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 3.16 11.3.4	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F

Sumber: Tabel 13 SNI 1726 (2019)

Adapun sketsa ketidakberaturan horizontal tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.4, Gambar 3.5, 3.6 dan 3.7 berikut.



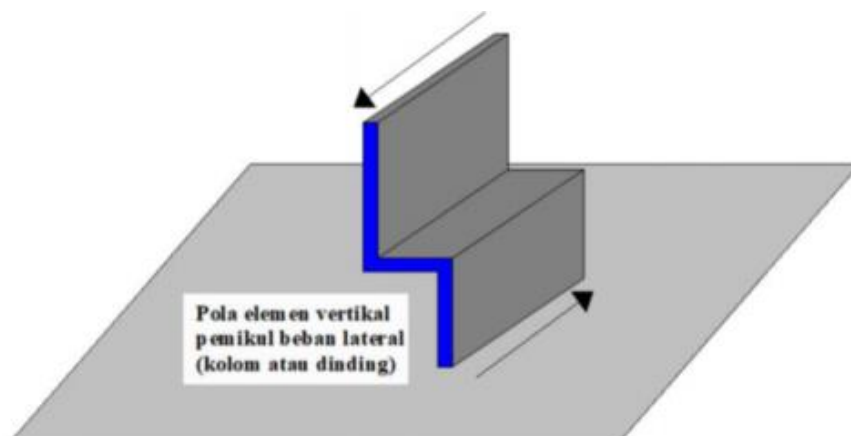
**Gambar 3.4 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a,1b dan 2**

(Sumber: Gambar 5 SNI 1726-2019)



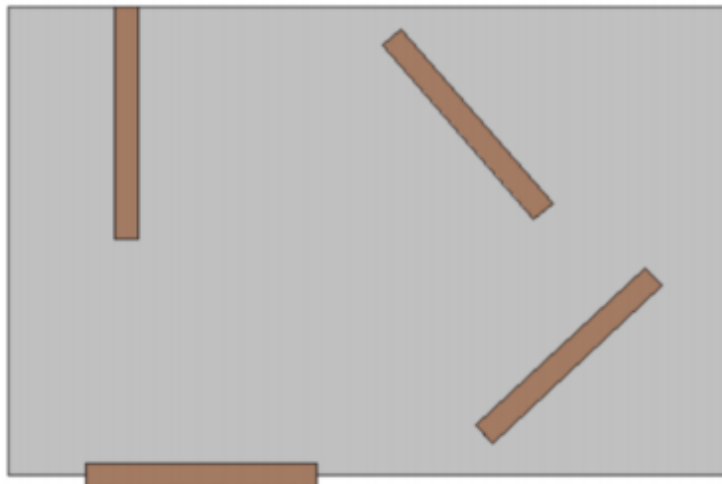
**Gambar 3.5 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3**

(Sumber: Gambar 5 SNI 1726-2019)



**Gambar 3.6 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4**

(Sumber: Gambar 5 SNI 1726-2019)



**Gambar 3.7 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5**

(Sumber: Gambar 5 SNI 1726-2019)

## 2. Ketidakberaturan vertikal

Berdasarkan pasal 7.3.2.2 SNI 1726:2019, struktur yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdapat dalam Tabel 3.15 harus dinyatakan mempunyai ketidakberaturan vertikal. Struktur-struktur yang didesain untuk kategori desain seismik seperti yang merujuk pada Tabel 14 SNI 1726:2019 dan harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal SNI 1726:2019 yang dirujuk dalam tabel tersebut.

Dengan terdapat pengecualian apabila terdapat beberapa hal sebagai berikut.

- a. Ketidakberaturan struktur vertikal Tipe 1a, 1b, atau 2 dalam Tabel 3.15 tidak berlaku jika tidak ada rasio simpangan antar tingkat akibat gaya seismik lateral desain yang nilainya lebih besar dari 130 % rasio simpangan antar tingkat di atasnya. Pengaruh torsi tidak perlu ditinjau pada perhitungan. Simpangan antar tingkat. Hubungan rasio simpangan antar tingkat untuk dua tingkat teratas struktur bangunan tidak perlu dievaluasi.
- b. Ketidakberaturan struktur vertikal Tipe 1a, 1b, dan 2 dalam Tabel 3.15 tidak perlu ditinjau pada bangunan satu tingkat dalam semua kategori desain seismik atau bangunan dua tingkat yang didesain untuk kategori desain seismik B, C, atau D. Adapun persyaratan dalam pasal-pasal ketidakberaturan horizontal dapat dilihat pada Tabel 3.16 berikut.

**Tabel 3.16 Ketidakberaturan vertikal pada struktur**

	<b>Tipe dan penjelasan ketidakberaturan</b>	<b>Pasal referensi</b>	<b>Penerapan kategori desain seismik</b>
1a.	<b>Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 3.16	D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan</b> , jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	7.3.3.1 Tabel 3.16	E, dan F D, E, dan F
2.	<b>Ketidakberaturan Berat (Massa)</b> didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu.	Tabel 3.16	D, E, dan F
3	<b>Ketidakberaturan Geometri Vertikal</b> jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 3.16	D, E, dan F
4	<b>Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral</b> jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen atau Terdapat reduksi kekakuan elemen di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.2 Tabel 3.16	B, C,D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F

Sumber: Tabel 14 SNI 1726 (2019)

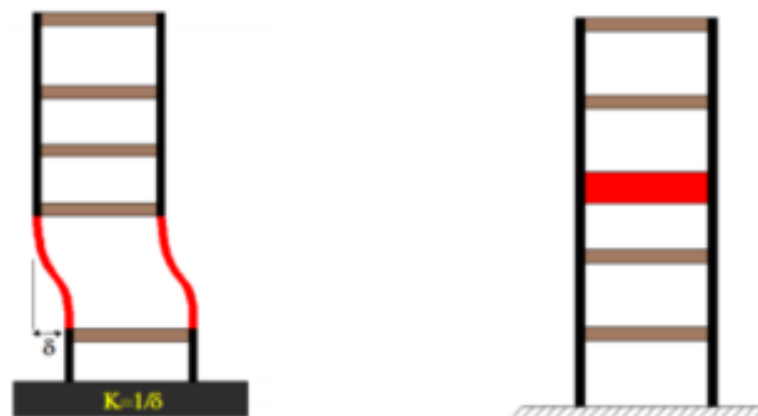


Lanjutan Tabel 3.16 Ketidakberaturan vertikal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
5a.	<b>Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat</b> didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % dari Kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua	7.3.3.1 Tabel 3.16	E, dan F D, E, dan F
5b.	<b>Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat</b> didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 3.16	D, E, dan F B, dan C D, E, dan F

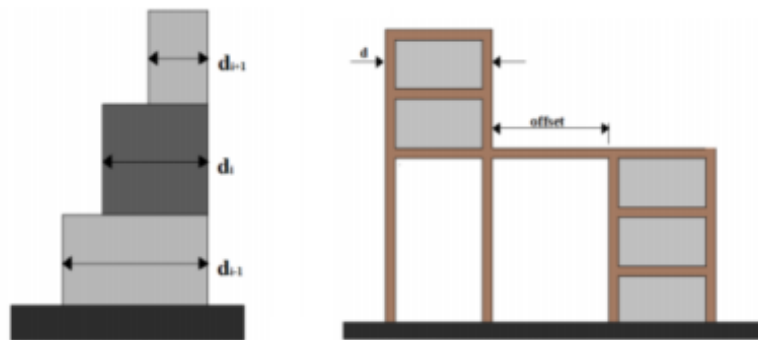
Sumber: Tabel 14 SNI 1726 (2019)

Adapun sketsa ketidakberaturan horizontal tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.8, Gambar 3.9, dan 3.10 berikut.



Gambar 3.8 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a, 1b dan 2

(Sumber: Gambar 6 SNI 1726-2019)

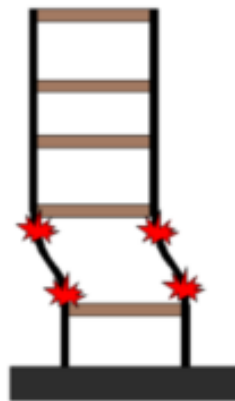


**Gambar 3.9 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 dan 4**

(Sumber: Gambar 6 SNI 1726-2019)

Keterangan:

$d_i$  = Dimensi bangunan untuk pemeriksaan ketidakberaturan (m).



**Gambar 3.10 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b**

(Sumber: Gambar 6 SNI 1726-2019)

#### 3.4.13 Penentuan berat seismik efektif

Berdasarkan pasal 7.7.2 SNI 1726:2019, berat seismik efektif struktur ( $W$ ) harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang terdaftar pada beberapa hal dibawah ini.

1. Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan: minimum sebesar 25 % beban hidup lantai. Dengan terdapat pengecualian apabila terdapat beberapa hal sebagai berikut.
  - a. Bila beban penyimpanan tidak lebih dari 5 % terhadap berat seismik efektif pada tingkat tersebut, beban tidak perlu dimasukkan dalam berat seismik efektif.

- b. Beban hidup lantai di tempat parkir umum dan struktur parkir terbuka tidak perlu dimasukkan.
2. Jika ketentuan desain beban lantai untuk partisi disyaratkan SNI 1727: 2020 sebesar beban terbesar antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0,48 kN/m<sup>2</sup>.
  3. Berat operasional total dari peralatan yang permanen.
  4. Berat lanskap dan beban lainnya pada taman atap dan area sejenis.

Adapun persyaratan dalam pasal-pasal ketidakberaturan horizontal merujuk pada Tabel 16 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat seperti pada Tabel 3.17 berikut.

**Tabel 3.17 Prosedur analisis yang diizinkan**

Kategori desain seismik	Karakteristik Struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 11
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_s$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Sumber: SNI-1726 (2019)

Catatan:

- I = Diizinkan  
 TI = Tidak Diizinkan

Model matematika struktur harus dibuat untuk tujuan penentuan gaya elemen struktur dan perpindahan struktur yang dihasilkan dari beban yang diterapkan dan semua perpindahan yang dikenakan atau pengaruh P-delta. Model harus menyertakan kekakuan dan kekuatan elemen yang signifikan terhadap distribusi gaya dan deformasi dalam struktur dan merepresentasikan distribusi massa dan kekakuan secara spasial pada seluruh struktur. Sebagai tambahan, model tersebut harus sesuai dengan hal berikut ini.

- a. Properti kekakuan elemen beton dan batu bata harus memperhitungkan pengaruh penampang retak.
- b. Untuk sistem rangka baja pemikul momen, kontribusi deformasi daerah panel pada simpangan antar tingkat keseluruhan harus disertakan.

Struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1a, 1b, 4, atau 5 dari Tabel 13 harus dianalisis menggunakan penggambaran 3 dimensi. Jika model 3 dimensi digunakan, minimum tiga derajat kebebasan dinamik yang terdiri dari translasi dalam dua arah denah ortogonal dan rotasi torsi terhadap sumbu vertikal harus disertakan di masing-masing tingkat struktur. Jika menggunakan analisis riwayat waktu atau ragam respons spektral, minimum tiga derajat kebebasan dinamik yang terdiri dari translasi dalam dua arah denah ortogonal dan rotasi torsi terhadap sumbu vertikal harus disertakan di masing-masing tingkat struktur.

Dengan terdapat pengecualian apabila terdapat beberapa hal sebagai berikut.

- a. Analisis menggunakan representasi 3 dimensi tidak diperlukan untuk struktur dengan diafragma fleksibel yang memiliki ketidakberaturan horizontal struktur Tipe 4.

#### 3.4.14 Penentuan faktor redundansi

Faktor redundansi ( $\rho$ ) ditentukan dengan mengacu pada pasal 7.3.4 SNI 1726:2019 dan harus diaplikasikan pada masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismik.

1. Nilai faktor redundansi ( $\rho$ ) adalah 1,0 dan diizinkan untuk digunakan pada struktur pemikul gaya seismik apabila terdapat hal-hal sebagai berikut.
  - a. Desain struktur untuk kategori desain seismik B atau C.
  - b. Perhitungan simpangan antar tingkat dan pengaruh P-delta.
  - c. Desain komponen nonstruktural.
  - d. Desain struktur nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung;
  - e. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungan, yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismik termasuk faktor kuat lebih berdasarkan pasal 7.4.3 SNI 1726:2019.
  - f. Desain elemen struktur atau sambungan yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismik termasuk faktor kuat lebih berdasarkan pasal 7.4.3 SNI 1726:2019.
  - g. Beban diafragma yang ditentukan menggunakan persamaan (51), termasuk batasan yang disyaratkan oleh persamaan (52) dan persamaan (53). Persamaan tersebut merujuk pada SNI 1726:2019.
  - h. Desain struktur dengan sistem peredam sesuai pasal 13 SNI 1726:2019.
  - i. Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.
2. Menurut pasal 7.3.4.2 SNI 1726:2019, nilai faktor redundansi ( $\rho$ ) adalah sebesar 1,3 dan diizinkan untuk digunakan pada struktur pemikul gaya seismik dengan kategori desain seismik D, E, dan F baik yang memiliki maupun tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan.

Untuk struktur dengan kategori desain seismik D, E, atau F nilai faktor redundansi ( $\rho$ ) sebesar 1,0 dan diizinkan untuk digunakan pada struktur pemikul gaya seismik apabila memenuhi satu dari dua kondisi sebagai berikut.

  - a. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 3.18.
  - b. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter pemikul gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari

35 % geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat ( $h_{sx}$ ) untuk konstruksi rangka ringan.

**Tabel 3.18 Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar**

Elemen pemikul gaya lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Penghilangan suatu bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok-kolom di kedua ujung suatu balok tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	Penghilangan suatu dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di sebarang tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen di sambungan dasar pada sebarang kolom kantilever tunggal tidak akan berpengaruh atau mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Lainnya	Tidak ada persyaratan

Sumber: Tabel 15 SNI 1726 (2019)

### 3.4.15 Analisis respons spektrum ragam

#### 1. Jumlah ragam

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 % dari massa struktur. Untuk mencapai ketentuan ini, untuk ragam satu badan kaku (*single rigid body*) dengan periode 0,05 detik, diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik.

Dengan terdapat pengecualian apabila terdapat beberapa hal sebagai berikut.

- a. Sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

#### 2. Parameter respons ragam

Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons didefinisikan dibagi dengan kuantitas ( $R/I_e$ ). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar tingkat harus dikalikan dengan kuantitas ( $C_d/I_e$ ).

#### 3. Parameter respons terkombinasi

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, harus dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC), sesuai dengan SNI 1726.

#### 4. Skala nilai desain untuk respons terkombinasi

Geser dasar ( $V$ ) harus dihitung dalam masing-masing dua arah horizontal ortogonal menggunakan periode fundamental struktur yang dihitung  $T$ . Apabila periode fundamental hasil analisis lebih besar dari  $C_u T_a$  pada suatu arah tertentu, maka periode struktur  $T$  harus diambil sebesar  $C_u T_a$ . Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam ( $V_t$ ) kurang dari

100 % dari gaya geser ( $V$ ) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan  $V/V_t$ , dimana.  $V$  adalah gaya geser dasar statik ekuivalen yang dihitung sesuai pasal ini dan 0, dan  $V_t$  adalah gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

### 3.5 Torsi Pada Struktur Bangunan

Torsi merupakan efek momen termasuk putaran yang terjadi pada penampang tegak lurus terhadap sumbu utama dari elemen. Beban lateral dapat mengakibatkan torsi pada bangunan ketika beban lateral tersebut cenderung memutar bangunan tersebut dengan arah vertikal.

#### 3.5.1 Torsi bawaan

Untuk diafragma yang tidak fleksibel, distribusi gaya lateral di masing-masing tingkat harus memperhitungkan pengaruh momen torsi bawaan ( $M_t$ ) akibat eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukungnya.

#### 3.5.2 Torsi tak terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan ( $M_t$ ) yang dihasilkan dari lokasi massa struktur ditambah momen torsi tak terduga ( $M_{ta}$ ) akibat perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sebesar 5 % dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan. Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5 % yang disyaratkan tidak perlu diterapkan. Torsi tak terduga harus diaplikasikan ke semua struktur untuk menentukan keberadaan ketidakberaturan horizontal seperti yang diatur pada Tabel 3.14. Momen torsi tak terduga ( $M_{ta}$ ) tidak perlu diperhitungkan pada saat menentukan gaya seismik E pada perencanaan struktur dan pada saat menentukan simpangan antar tingkat desain atau pada saat menentukan batasan-batasan, kecuali untuk struktur-struktur berikut.

1. Struktur dengan kategori desain seismik B dengan ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b.



2. Struktur dengan kategori desain seismik C, D, E, dan F dengan ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1a atau Tipe 1b.

### 3.5.3 Pembesaran momen torsi tak terduga

Struktur yang didesain untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti yang didefinisikan dalam Tabel 3.14 dan harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan  $M_{ta}$  pada masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ). Pengaruh tersebut diketahui berdasarkan pasal 7.8.4.3 SNI 1726:2019 dan dapat ditentukan seperti persamaan berikut.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2 \quad (3.49)$$

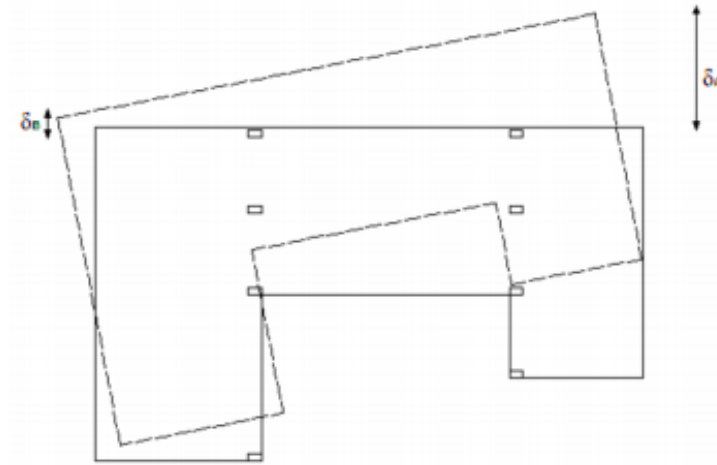
$$\delta_{avg} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \quad (3.50)$$

Keterangan:

$\delta_{avg}$  = Perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$  (mm)

$\delta_{avg}$  = Rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$  (mm)

Faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak perlu melebihi 3,0. Pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain. Adapun sketsa faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ) tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.11 berikut.

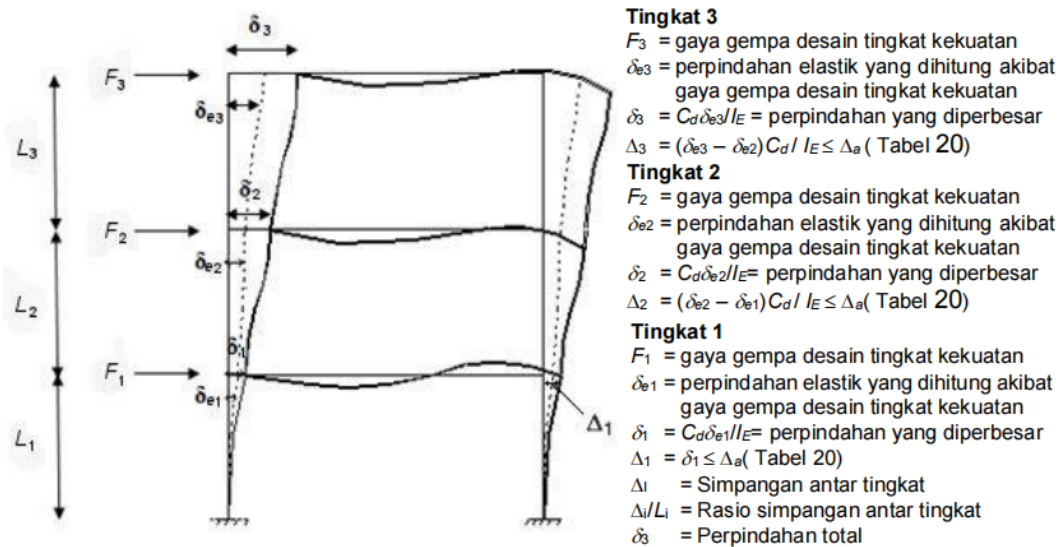


**Gambar 3.11 Faktor Pembesaran Torsi ( $A_x$ )**

(Sumber: Gambar 9 SNI 1726-2019)

### 3.6 Simpangan Antar Tingkat

Menurut pasal 7.8.6 SNI 1726:2019, penentuan simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin digunakan, ( $\Delta$ ) harus dihitung menggunakan gaya seismik desain yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan izin. Adapun penentuan simpangan antar tingkat tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.12 berikut.



**Gambar 3.12 Penentuan Simpangan AntarTingkat**

(Sumber: Gambar 10 SNI 1726-2019)

Geser dasar minimum untuk menghitung simpangan antar tingkat harus dilakukan dengan menggunakan gaya seismik desain sedangkan nilai periode untuk menghitung simpangan antar tingkat yang berfungsi untuk menentukan kesesuaian dengan batasan simpangan antar tingkat dan diizinkan untuk menentukan simpangan antar tingkat elastik ( $\delta_{xe}$ ) dengan menggunakan gaya desain seismik berdasarkan pada periode fundamental struktur yang dihitung tanpa batasan atas ( $C_u T_a$ ) yang ditetapkan.

Bagi struktur yang didesain untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal Tipe 1a atau 1b pada Tabel 3.14. Simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari simpangan titik-titik yang segaris secara vertikal pada sepanjang salah satu bagian tepi struktur, di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Simpangan pusat massa di tingkat-x ( $\delta_x$ ) (mm) dapat ditentukan berdasarkan 3.51 persamaan berikut.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.51)$$

Keterangan:

$C_d$  = Faktor pembesaran simpangan lateral dalam Tabel 3.11

$\delta_{xe}$  = Simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan.

Pada pasal 7.12.1 SNI 1726:2019 diisyaratkan simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin ( $\Delta_a$ ). Adapun simpangan antar tingkat izin dapat dilihat pada Tabel 3.19 berikut.

**Tabel 3.19 Simpangan antar tingkat izin,  $\Delta_a$  <sup>a, b</sup>**

Struktur	Kategori Risiko		
	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 antar tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Sumber: Tabel 20 SNI 1726 (2019)

Catatan:

- $h_{sx}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat-x.
- Untuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar tingkat izin harus sesuai dengan persyaratan.
- Tidak boleh ada batasan simpangan antar tingkat untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat. Persyaratan pemisahan struktur tidak diabaikan.
- Struktur di mana sistem struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didesain sebagai elemen vertikal kantilever dari dasar atau pendukung

fondasinya yang dikonstruksikan sedemikian agar penyaluran momen di antara dinding geser (kopel) dapat diabaikan.

### 3.7 Pengaruh P- delta (P- $\Delta$ )

Pengaruh P-delta (P- $\Delta$ ) pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti yang ditentukan pada pasal 7.8.7 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada persamaan 3.52 berikut atau bernilai sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.52)$$

Keterangan:

$P_x$  = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat- $x$ , (kN), bila menghitung , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0.

$\Delta$  = Simpangan antar tingkat desain, terjadi secara serentak dengan  $V_x$  (mm)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

$V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat dan  $x - 1$  (kN)

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat di bawah tingkat (mm)

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 3.11.

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) tidak boleh melebihi  $\theta_{max}$  yang ditentukan berdasarkan persamaan sebagai berikut.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (3.53)$$

Keterangan:

$\beta$  = Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat dan  $x - 1$ . Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Jika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan  $\theta_{max}$  maka faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta (P- $\Delta$ ) pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan berdasarkan analisis

rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan  $1,0/(1-\theta)$ . Jika  $\theta$  lebih besar dari  $\theta_{max}$ , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

Jika pengaruh P-delta ( $P-\Delta$ ) disertakan dalam analisis otomatis, persamaan 3.53 tetap harus dipenuhi, akan tetapi, nilai  $\theta$  yang dihitung dari persamaan 3.52 menggunakan hasil analisis P-delta ( $P-\Delta$ ) diizinkan dibagi dengan  $(1 + \theta)$  sebelum diperiksa dengan persamaan 3.53

### **3.8 Desain Kolom**

Kolom merupakan bagian dari struktur yang memegang peranan penting dari suatu bangunan. Kolom sendiri merupakan komponen struktur bangunan yang berfungsi untuk menahan gaya aksial yang berasal dari balok yang kemudian oleh kolom gaya tersebut diteruskan menuju pondasi bangunan. Struktur kolom beton bertulang memerlukan dua jenis tulangan yaitu tulangan longitudinal atau tulangan pokok dan tulangan geser atau sengkang.

#### **3.8.1 Desain awal kolom (*Preliminary Design*)**

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 10.3.1 dan 10.3.2 ukuran minimum eksplisit pada kolom tidak ditentukan sehingga penggunaan kolom beton bertulang dengan penampang kecil untuk struktur dengan beban ringan diizinkan, seperti rumah tinggal dengan lantai rendah dan bangunan kantor sederhana. Jika penampang kecil dipakai, diperlukan ketelitian pekerjaan lebih baik, dan tegangan susut meningkat secara signifikan. Untuk kolom dengan penampang lebih besar dari yang dibutuhkan oleh beban yang dipertimbangkan, diperbolehkan untuk mengelompokkan penampang bruto yang dipakai, kebutuhan tulangan, dan kekuatan desain, diambil dari luas efektif tereduksi, tidak kurang dari setengah total area. Ketentuan ini tidak berlaku untuk kolom pada sistem pemikul momen khusus atau kolom yang tidak termasuk bagian dari sistem penahan gaya seismik.

Dalam merencanakan struktur kolom, perlu dilakukan estimasi dimensi kolom sebagai gambaran untuk desain awal pada kolom tersebut. Tahapan estimasi dimensi pada balok meliputi penentuan tinggi dan lebar kolom pada seluruh kolom

yang akan digunakan pada struktur gedung. Estimasi dimensi kolom yang dilakukan berdasarkan persamaan-persamaan berikut.

$$P_u = Q_u \cdot A_{Pelat} \quad (3.54)$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \quad (3.55)$$

$$A_g = \frac{P_u}{\sqrt{f'_c \cdot 0,4}} \quad (3.56)$$

$$b/h = \sqrt{A_g} \quad (3.57)$$

Keterangan:

$P_u$  = Gaya aksial terfaktor (N)

$A$  = Luasan pelat yang ditopang (m<sup>2</sup>)

$Q_u$  = Beban terfaktor per satuan luas (kNm<sup>2</sup>)

$Q_d$  = Beban mati (kNm<sup>2</sup>)

$Q_L$  = Beban hidup (kNm<sup>2</sup>)

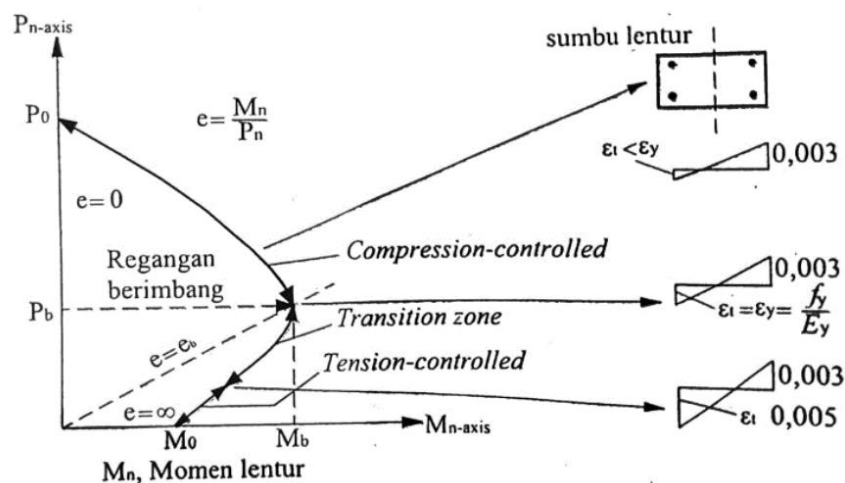
$A_g$  = Luas penampang bruto

$f'_c$  = Kuat tekan beton (MPa)

$b/h$  = Tinggi atau lebar kolom (m)

### 3.8.2 Desain tulangan lentur kolom

Tulangan lentur atau longitudinal kolom bisa ditentukan dengan menggunakan metode diagram interaksi kolom. Diagram interaksi adalah kurva yang dihasilkan dari adanya hubungan antara momen nominal penampang ( $M_n$ ) dan gaya aksial nominal ( $P_n$ ) yang terjadi pada penampang dalam berbagai kondisi eksentrisitas atau biasa disebut dengan diagram  $M_n$ - $P_n$ .



**Gambar 3.13 Diagram Interaksi  $M_n$ - $P_n$  Kolom**

(Sumber: Lesmana, 2019)

Diagram  $M_n - P_n$  menggambarkan interaksi nilai momen ( $M$ ) pada sumbu  $x$  dan nilai beban aksial ( $P$ ) pada sumbu  $y$ . Pada setiap titik pada kurva diagram interaksi menunjukkan satu kombinasi pasangan  $M_n$  dan  $P_n$  pada kondisi batas dapat dipikul penampang. Pada titik-titik pasangan  $M$  dan  $P$  yang terletak didalam area kurva merupakan pasangan  $M$  dan  $P$  yang mampu dipikul oleh penampang (daerah aman). Sedangkan titik-titik pasangan  $M$  dan  $P$  yang terletak diluar area kurva merupakan pasangan  $M$  dan  $P$  yang tidak dapat dipikul penampang (daerah runtuh). Diagram interaksi kolom dibuat dalam 6 kondisi yaitu kondisi berimbang (*balance*), kondisi patah desak (*compression failure*), kondisi patah tarik (*tension failure*), kondisi lentur murni ( $P_n = 0$ ), kondisi tarik murni, dan kondisi  $M_n = 0$ .

Pada SNI 2847:2019 Pasal 10.6. terdapat batasan tulangan yang disyaratkan untuk struktur kolom. Pada kolom nonprategang dan kolom prategang dengan nilai rata-rata  $f_{pe} < 1,6$  MPa, luas tulangan longitudinal harus sekurang-kurangnya  $0,01A_g$ , namun tidak boleh melebihi  $0,08A_g$ .

Dalam Pasal 10.6.1.1 SNI 2847:2019 menjelaskan bahwa tulangan minimum tetap diperlukan untuk memberikan tahanan terhadap lentur terlepas dari hasil perhitungan analitis, dan digunakan untuk mengurangi pengaruh rangkak dan susut beton akibat tegangan tekan tetap. Rangkak dan susut cenderung mentransfer beban dari beton ke tulangan, dan hasilnya akan meningkatkan tegangan tulangan menjadi



lebih besar bila rasio tulangan diperkecil. Oleh karena itu, penetapan batasan minimum rasio tulangan diatur dengan tujuan mencegah pelelehan tulangan akibat beban layan tetap.

Jumlah maksimum tulangan longitudinal dibatasi supaya menjamin bahwa beton dapat terkonsolidasi secara efektif di sekeliling tulangan dan menjamin bahwa kolom yang didesain sesuai peraturan adalah sama seperti benda uji yang dipakai untuk penyesuaian peraturan tersebut. Batasan rasio tulangan sebesar 0,08 ditetapkan pada semua bagian, termasuk bagian sambungan lewatan, dan juga dapat dipakai sebagai pertimbangan praktis untuk keperluan tulangan longitudinal maksimum secara ekonomis serta persyaratan untuk penempatannya. Tulangan longitudinal pada kolom sebaiknya tidak lebih dari 4 persen jika tulangan kolom menggunakan sambungan lewatan, karena zona sambungan lewatan akan mempunyai jumlah tulangan dua kali lipat pada lokasi sambungan bila disambung ditempat yang sama.

Berdasarkan Pasal 10.7.3 diisyaratkan bahwa kolom nonprategang dan kolom prategang dengan nilai rata-rata  $f_{pe} < 1,6$  MPa, jumlah minimum tulangan longitudinal adalah sebagai berikut.

1. Tiga dalam sengkang ikat segitiga
2. Empat dalam sengkang ikat segi empat atau lingkaran
3. Enam dalam sengkang spiral atau pada kolom pada sistem pemikul momen khusus dalam sengkang spiral melingkar

Diisyaratkan sekurang-kurangnya diperlukan 4 tulangan longitudinal bila dipasang pada sengkang ikat segi empat atau lingkaran. Pada bentuk sengkang ikat lainnya, satu tulangan harus disediakan pada setiap sudut tulangan transversal yang dipakai. Sebagai contoh, kolom dengan sengkang ikat segitiga memerlukan sekurang-kurangnya 3 tulangan longitudinal, dimana tiap tulangan ditempatkan pada tiap sudut sengkang ikat. Pada kondisi dimana tulangan dengan sengkang spiral, sekurang-kurangnya diperlukan 6 tulangan. Jika jumlah tulangan dalam konfigurasi sengkang spiral kurang dari 8 buah, orientasi tulangan akan mempengaruhi kekuatan momen pada kolom terbebani

### 3.8.3 Desain tulangan geser kolom

Berdasarkan Pasal 10.6.2.1 SNI 2847:2019 Luas minimum tulangan geser,  $A_{v,min}$ , harus disediakan di semua wilayah dimana  $V_u > 0,5 \phi V_c$ . Bila tulangan geser diperlukan, maka nilai  $A_{v,min}$  harus lebih besar dari persamaan berikut ini.

$$A_{vz} = 0,062 \sqrt{f'_c \frac{b_w}{f_{yt}}} \quad (3.58)$$

$$A_{vz} = 0,35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (3.59)$$

Keterangan:

$A_{vz}$  = luas tulangan geser minimum (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  = lebar efektif balok beton (mm)

$f'_c$  = Kuat tekan beton bertulang (MPa)

$f_{yt}$  = Kuat tarik baja tulangan polos (MPa)

Pada SNI 2847:2019 Pasal 18 terdapat beberapa persyaratan struktur tahan gempa untuk struktur kolom sebagai berikut.

#### 1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa

Kolom yang mempunyai panjang tak tertumpu  $l_u \leq 5c_l$  harus memiliki  $\phi V_n$  setidaknya nilai terendah dari ketentuan sebagai berikut.

- a. Gaya geser yang terkait dengan terjadinya kekuatan momen nominal  $M_n$  pada setiap ujung dari panjang tak tertumpu kolom akibat lentur yang berbalik arah (kurvatur ganda). Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur tertinggi.
- b. Gaya geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain, termasuk  $E$ , dengan  $\Omega_0 E$  sebagai pengganti  $E$  dan berlaku juga untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

#### 2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

Menurut pasal 18.4.3.1 SNI 2847:2019  $\phi V_n$  tidak boleh kurang dari nilai terkecil antara ketentuan sebagai berikut.

- a. Gaya geser yang terkait dengan terjadinya kekuatan momen nominal  $M_n$  pada setiap ujung dari panjang tak tertumpu kolom akibat lentur yang berbalik arah (kurvatur ganda). Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur tertinggi.
- b. Gaya geser maksimum yang berlaku pada Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa.

Menurut Pasal 18.4.3.3 SNI 2847:2019 Pada kedua ujung kolom, sengkang tertutup harus dipasang dengan spasi  $s_o$  sepanjang dari muka joint. Spasi  $s_o$  tidak boleh melebihi nilai terkecil dari ketentuan berikut.

- a. 8 kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi
- b. 24 kali diameter batang tulangan sengkang pengekang
- c.  $\frac{1}{2}$  dimensi penampang terkecil kolom
- d. 300 mm

Panjang spasi tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari ketentuan berikut.

- a.  $\frac{1}{6}$  tinggi bersih kolom
- b. Dimensi maksimum penampang kolom
- c. 450 mm

### 3.9 Desain Balok

Balok merupakan suatu komponen struktur yang berfungsi meneruskan beban dari pelat menuju kolom. Balok juga berfungsi menahan beban yang bekerja pada bangunan seperti beban merata maupun beban terpusat. Sehingga pada balok akan terjadi gaya geser, momen, dan gaya normal. Gaya geser yang ada pada balok akan ditahan oleh tulangan sengkang sedangkan momen akan ditahan oleh tulangan utama. Prosedur perhitungan perencanaan desain balok mengacu pada SNI 2847:2019 meliputi perencanaan tulangan longitudinal dan tulangan geser beserta ketentuan-ketentuannya adalah sebagaimana berikut ini

### 3.9.1 Desain awal balok (*Preliminary Design*)

Dalam merencanakan struktur balok, perlu dilakukan estimasi dimensi balok sebagai gambaran untuk desain awal pada balok tersebut. Tahapan estimasi dimensi pada balok meliputi penentuan tinggi dan lebar balok pada seluruh balok yang akan digunakan pada struktur gedung. Estimasi dimensi balok yang dilakukan seperti tahapan berikut.

#### 1. Balok induk

Tinggi balok induk ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1. dengan kondisi perlekatan sederhana dan dijadikan persamaan sebagai berikut.

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad (3.60)$$

Lebar balok ditentukan berdasarkan Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 seperti persamaan berikut.

$$b = \frac{2}{3}h \quad (3.61)$$

#### 2. Balok Anak

Tinggi balok anak ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1. dengan kondisi perlekatan menerus dua sisi dan dijadikan persamaan sebagai berikut.

$$h_{min} = \frac{L}{21} \quad (3.62)$$

Lebar balok anak ditentukan berdasarkan Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 dan digunakan persamaan 3.61 diatas.

#### 3. Balok luifel

Tinggi balok luifel ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1. dengan kondisi kantilever dan dijadikan persamaan sebagai berikut.

$$h_{min} = \frac{L}{8} \quad (3.63)$$

Lebar balok luifel ditentukan berdasarkan Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 dan digunakan persamaan 3.55 diatas.

Pada Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 diisyaratkan batasan dimensi untuk lebar balok, yaitu.

- a)  $b \text{ min } 1 = 0,3 h$
- b)  $b \text{ min } 2 = 250 \text{ mm}$

Keterangan:

$h \text{ min}$  = Tinggi Minimum balok (mm)

$b$  = Lebar balok (mm)

$L$  = Panjang bentang balok (mm)

### 3.9.2 Kebutuhan tulangan longitudinal

Tulangan longitudinal atau tulangan lentur perlu diperhitungkan yang berfungsi menahan momen perlu terbesar yang bekerja pada balok, baik itu momen positif maupun momen negatif. Hal tersebut dimaksudkan untuk menghasilkan kekuatan lentur melebihi kekuatan retak dengan cukup besar. Tujuannya adalah untuk menghasilkan sebuah balok yang mampu bertahan setelah terjadinya retak lentur, dengan retak dan lendutan yang terlihat.

Perhitungan luas tulangan yang dibutuhkan pada balok dapat dilakukan dengan tahapan sebagai berikut.

1. Menghitung  $\rho b$  dan  $m$

$$\rho b = \frac{\beta}{m} \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \quad (3.64)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} \quad (3.65)$$

Keterangan:

$\rho b$  = Perbandingan luas tulangan beton dengan luas balok beton dalam kondisi seimbang

- $m$  = Perbandingan kuat tarik baja tulangan dan kuat tekan beton efektif  
 $\beta$  = Konstanta dimana nilainya tergantung dari kuat tekan beton  
 $\varepsilon_{cu}$  = Regangan beton, nilainya dapat diambil sebesar 0,003  
 $\varepsilon_y$  = Regangan baja tulangan, nilainya merupakan perbandingan kuat tarik baja tulangan dengan modulus elastisitas  
 $f_y$  = Kuat tarik baja tulangan (MPa)  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton (MPa)

## 2. Momen nominal ( $M_n$ )

$$M_n = \frac{M_n}{\phi_{lentur}} \quad (3.66)$$

Keterangan:

- $M_n$  = Momen nominal balok beton bertulang (kNm)  
 $M_u$  = Momen ultimate balok beton bertulang (kNm)  
 $\phi_{lentur}$  = Faktor reduksi kekuatan balok beton bertulang

## 3. Perhitungan nilai $R_b$

$$R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} (\rho_b \cdot m) \right) \quad (3.67)$$

Keterangan:

- $R_b$  = Faktor pengali nilai momen nominal tulangan tunggal, dalam kondisi seimbang  
 $\rho_b$  = Perbandingan luas tulangan beton dengan luas balok beton dalam kondisi seimbang  
 $f_y$  = Kuat tarik baja tulangan (MPa)  
 $m$  = Perbandingan kuat tarik baja tulangan dan kuat tekan beton efektif

## 4. Perhitungan nilai $R_l$ , $M_l$ , dan $M_2$

$$R_l = C \cdot R_B \quad (3.68)$$

$$M_1 = R_1 \cdot b \cdot h^2 \quad (3.69)$$

$$M_2 = M_n - M_1 \quad (3.70)$$

Kemudian untuk menghitung nilai  $a$  dan  $c$  dapat digunakan persamaan sebagai berikut.

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.71)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.72)$$

Keterangan:

$R_1$  = Faktor pengali nilai momen nominal tulangan tunggal

$C$  = Faktor reduksi

$R_b$  = Faktor pengali nilai momen nominal tulangan tunggal, dalam kondisi seimbang

$M_1$  = Momen nominal tulangan tunggal (Nmm)

$M_2$  = Momen nominal tulangan kembar (Nmm)

$M_n$  = Momen nominal balok beton bertulang (kNm)

$b$  = lebar balok (mm)

$h$  = tinggi balok (mm)

$a$  = Tinggi efektif tekan beton (mm)

$d$  = Tinggi efektif balok (mm)

$f'_c$  = Kuat tekan beton (MPa)

#### 5. Menghitung nilai $A_{s1}$

$$A_{s1} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (3.73)$$

Keterangan:

$A_{s1}$  = Luas tulangan tunggal balok beton (mm<sup>2</sup>)

- $f'c$  = Kuat tekan beton bertulang (MPa)  
 $a$  = Tinggi efektif tekan beton (mm)  
 $b$  = lebar balok (mm)  
 $f_y$  = Kuat tarik baja tulangan (MPa)

6. Menghitung kebutuhan luas tulangan kembar ( $A_{s2}$ )

$$T_{s2} = \frac{M_2}{H-d'} \quad (3.74)$$

$$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_s} \quad (3.75)$$

Dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2 diisyaratkan luas minimum tulangan lentur  $A_{s \min}$  harus lebih besar dari persamaan berikut.

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d \quad (3.76)$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d \quad (3.77)$$

Keterangan :

- $A_{s \min}$  = luas tulangan minimum ( $\text{mm}^2$ )  
 $f'c$  = kuat tekan beton bertulang (MPa)  
 $f_y$  = kuat tarik baja tulangan (MPa)  
 $b_w$  = lebar balok (mm)  
 $d$  = tinggi efektif balok (mm)

Pada SNI 2847:2019 Pasal 18 terdapat beberapa ketentuan struktur tahan gempa untuk tulangan longitudinal struktur balok sebagai berikut.

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa

Pasal 18.3.2 menjelaskan bahwa balok harus memiliki paling sedikit dua batang tulangan longitudinal yang menerus sepanjang kedua sisi atas dan bawah penampang. Tulangan bawah yang menerus harus memiliki luas tidak



kurang dari seperempat luas maksimum tulangan bawah. Tulangan ini harus diangkur untuk dapat mencapai kekuatan leleh tarik  $f_y$  pada muka tumpuan. Persyaratan tersebut juga berlaku untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

## 2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

Pasal 18.4.2.2 mengisyaratkan bahwa kekuatan momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari sepertiga kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan momen negatif maupun positif pada sebarang penampang sepanjang bentang balok tidak boleh kurang dari seperlima kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint pada bentang balok yang ditinjau.

### 3.9.3 Kebutuhan tulangan geser balok

Tulangan geser berfungsi untuk menahan gaya tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah terjadinya retak pada balok. Tulangan geser juga untuk mengikat tulangan lentur pada balok.

Pada SNI 2847:2019 pasal 9.5.1.1 memberikan penjelasan bahwa setiap kombinasi beban terfaktor yang dipakai, kekuatan desain di semua penampang yang dikenai geser harus didasarkan pada persamaan berikut.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.78)$$

Dimana  $V_u$  adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan  $V_n$  adalah kekuatan geser satu arah nominal yang dihitung berdasarkan pasal 22.5.1.1 seperti persamaan berikut.

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.79)$$

Keterangan:

$V_n$  = Gaya geser satu arah nominal balok (N)

$V_u$  = Gaya geser ultimate balok (N)

$V_c$  = Kekuatan untuk menahan geser (N)

$V_s$  = Kuat geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser (N)

Pada SNI 2847:2013 pasal 22.5.5.1 menjelaskan tentang persamaan digunakan untuk menghitung nilai  $V_c$  untuk komponen nonprategang tanpa gaya aksial dan pasal 22.5.6.1 untuk komponen nonprategang dengan gaya aksial sebagai berikut.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c} b_w \cdot d \quad (3.80)$$

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda\sqrt{f'c} b_w \cdot d \quad (3.81)$$

Keterangan:

$V_c$  = Kemampuan balok untuk menahan gaya geser (N)

$\lambda$  = Faktor pengali, untuk beton normal dapat diambil sebesar 1,0

$f'c$  = Kuat tekan beton bertulang (Nmm<sup>2</sup>)

$b_w$  = Lebar efektif balok beton (mm)

$d$  = Tinggi efektif balok beton (mm)

$N_u$  = Gaya aksial ultimate (kN)

$A_g$  = Luas penampang bruto (mm<sup>2</sup>)

SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1 memberikan persamaan yang digunakan untuk perhitungan nilai  $V_s$  yaitu seperti persamaan berikut.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3.82)$$

Pada pasal 22.5.10.2 menjelaskan jika tulangan geser terdiri dari satu tulangan atau satu kelompok tulangan paralel dengan luas  $A_v$  yang semuanya dibengkokkan dengan jarak yang sama dari tumpuan, nilai  $V_s$  diambil nilai terkecil atau tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut.

$$V_s = 0,25\sqrt{f'c} b_w d \quad (3.83)$$

Keterangan:

$V_s$  = Kuat geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser (N)

- $A_v$  = Luas kebutuhan tulangan geser (mm<sup>2</sup>)  
 $f_{yt}$  = Kuat tarik baja tulangan polos (Nmm<sup>2</sup>)  
 $d$  = tinggi efektif balok beton bertulang (mm)  
 $s$  = Jarak antar tulangan geser (mm)  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton bertulang (Nmm<sup>2</sup>)  
 $b_w$  = lebar efektif balok beton (mm)

SNI 2847:2019 pasal 9.6.3.3 memberikan syarat bahwa luas tulangan geser minimum yang harus dimiliki suatu balok harus lebih besar atau seminimal mungkin adalah sesuai dengan persamaan berikut.

$$A_{v,} = 0,062 \sqrt{f'_c \frac{b_w}{f_{yt}}} \quad (3.84)$$

Keterangan:

- $A_{v,}$  = luas tulangan geser minimum (mm<sup>2</sup>)  
 $b_w$  = lebar efektif balok beton (mm)  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton bertulang (MPa)  
 $f_{yt}$  = Kuat tarik baja tulangan polos (MPa)

Pada SNI 2847:2019 Pasal 18.4.2 terdapat beberapa ketentuan struktur tahan gempa untuk tulangan geser struktur balok sebagai berikut.

1. Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah
  - a.  $\Phi V_n$  tidak boleh kurang dari nilai terkecil antara ketentuan berikut.
    - 1) Jumlah gaya geser terkait dengan tercapainya  $M_n$  pada muka joint di setiap ujung balok akibat lentur berbalik arah (kurvatur ganda) dan geser yang dihitung untuk beban gravitasi terfaktor
    - 2) Gaya geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain termasuk  $E$ , dengan  $E$  ditetapkan sebesar dua kali nilai yang dipersyaratkan SNI 1726.
  - b. Pada kedua ujung balok, sengkang tertutup harus disediakan sepanjang tidak kurang dari  $2h$  diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah

tengah bentang. Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang pengegang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari ketentuan berikut.

- 1)  $d/4$
  - 2) Delapan kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi
  - 3) 24 kali diameter batang tulangan sengkang pengegang
  - 4) 300 mm
- c. Sengkang harus dispasikan tidak lebih dari  $d/2$  sepanjang bentang balok

### 3.10 Desain Pelat

Pelat merupakan struktur yang pertama kali menerima beban, baik beban mati maupun beban hidup yang kemudian menyalurkannya ke sistem struktur rangka lain seperti balok dan kolom. Pelat terdiri dari dua jenis yaitu pelat satu arah (*one way slab*) dan pelat dua arah (*two way slab*).

#### 3.10.1 Pelat satu arah (*one way slab*)

Pelat satu arah adalah pelat yang dianggap atau/atau ditumpu pada kedua belah sisinya dan berupa tumpuan garis. Pelat satu arah memiliki nilai rasio bentang panjang ( $L_y$ ) dan bentang pendek ( $L_x$ ) bernilai lebih besar dari atau sama dengan 2 (dua).

Peraturan SNI 2847:2019 memberikan beberapa batasan dalam penggunaan prosedur desain pelat satu arah yaitu sebagaimana berikut ini.

1. Ketebalan minimum pelat satu arah dengan pelat solid nonprategang yang tidak bertumpu atau melekat pada partisi atau konstruksi lain yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar, ketebalan keseluruhan pelat  $h$  tidak boleh kurang dari batas minimum, yaitu.
  - a. Pelat satu arah tumpuan sederhana, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{20} \quad (3.85)$$

- b. Pelat satu arah dengan satu ujung menerus, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{24} \quad (3.86)$$

- c. Pelat satu arah kedua ujung menerus, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{28} \quad (3.87)$$

- d. Pelat satu arah kantilever, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{10} \quad (3.88)$$

Keterangan:

$h_{min}$  = Tebal pelat minimum (mm)

$L$  = Bentang pelat arah memanjang (mm)

Dengan terdapat catatan sebagai berikut.

- a. Untuk  $f_y$  lebih dari 420 MPa, persamaan 3.86, 3.87 dan 3.88 harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y / 700)$ .

2. Kebutuhan tulangan lentur pelat

Berdasarkan pasal 7.6.1.1 SNI 2847:2019 luas minimum tulangan lentur ( $A_{smin}$ ) untuk pelat dapat ditentukan seperti persamaan berikut.

- a. Mutu baja tulangan ulir dengan kekuatan < 420 MPa

$$A_{smin} = 0,0020 A_g \quad (3.89)$$

- b. Mutu baja tulangan ulir atau kawat las dengan kekuatan  $\geq 420$  MPa

$$A_{smin} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \quad (3.90)$$

$$A_{smin} = 0,0014 A_g \quad (3.91)$$

Keterangan:

$A_g$  = Luas penampang bruto ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = Kuat tarik baja tulangan (MPa)

3. Kebutuhan tulangan geser pelat satu arah

Luas minimum tulangan geser  $A_{v \min}$ , harus disediakan pada semua penampang dimana  $V_u > \phi V_c$ . Pada pelat pracetak berongga tanpa beton penutup  $h > 315$  mm  $A_{v \min}$  harus disediakan di semua penampang dimana  $V_u > 0,5\phi V_{cw}$ .

4. Tulangan susut dan suhu minimum pelat satu arah

Tulangan susut harus disediakan untuk menahan tegangan susut dan suhu sesuai Untuk konstruksi balok-pelat monolit, cor di tempat, pascatarik, luas penampang bruto beton terdiri dari luas total balok termasuk ketebalan pelat dan luas pelat yang dihitung setengah dari jarak bersih antara badan balok yang bersebelahan.

Menurut Pasal 24.4.3 SNI 2847:2019 Penggunaan tulangan ulir untuk menahan tegangan susut dan suhu harus memenuhi syarat dalam Tabel 20.2.2.4a yaitu  $f_y$  atau  $f_{yt}$  maksimum yang diizinkan 420 MPa untuk pengaplikasian pada sistem seismik khusus.

Menurut Pasal 24.4.3.2 SNI 2847:2019 Rasio luasan tulangan ulir susut dan suhu terhadap luas penampang beton bruto harus memenuhi batasan sebagai berikut.

- a. Mutu baja tulangan ulir dengan kekuatan  $< 420$  Mpa

$$Rasio_{\min} = 0,0020 A_g \quad (3.92)$$

- b. Mutu baja tulangan ulir atau kawat las dengan kekuatan  $\geq 420$  Mpa, rasio minimum harus lebih besar daripada persamaan berikut.

$$Rasio_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \quad (3.93)$$

$$Rasio_{\min} = 0,0014 \quad (3.94)$$

Keterangan:

$A_g$  = Luas penampang bruto ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = Kuat tarik baja tulangan (MPa)

5. Spasi tulangan susut dan suhu tak boleh melebihi nilai terkecil antara  $5h$  dan 450 mm.
6. Pelat nonprategang memiliki batasan regangan tulangan ( $\epsilon_t$ ) sekurang-kurangnya 0,004.
7. Pelat yang dibangun menyatu atau monolit dengan tumpuan,  $M_u$  di tumpuan diperkenankan dihitung pada muka tumpuan.
8. Modulus elastisitas ( $E_s$ ) untuk batang dan kawat nonprategang diizinkan untuk diambil sebesar 200.000 MPa.

### 3.10.2 Pelat dua arah (*two way slab*)

Pelat dua arah adalah pelat yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya dan memiliki nilai rasio bentang panjang ( $L_y$ ) dan bentang pendek ( $L_x$ ) maksimum atau kurang dari 2 (dua). Peraturan SNI 2847:2019 memberikan beberapa batasan dalam penggunaan prosedur desain pelat dua arah yaitu sebagaimana berikut ini.

1. Ketebalan minimum pelat dua arah
  - a. Pelat nonprategang tanpa balok interior dan termasuk kedalam panel interior dengan  $f_y = 420$  MPa tanpa drop panel.

$$h_{min} = \frac{l_n}{33} \quad (3.95)$$

Keterangan:

$h_{min}$  = Tebal pelat minimum (mm)

$L_n$  = Bentang pelat arah memanjang (mm)

- b. Pelat nonprategang dengan balok diantara tumpuan pada semua sisinya mengacu pada Tabel 8.3.1.2 SNI 2847:2019
2. Kebutuhan tulangan lentur pelat dua arah  
Berdasarkan pasal 8.6.1.1 SNI 2847:2019 luas minimum tulangan lentur  $A_{s_{min}}$  harus disediakan di dekat muka tarik pada arah bentang yang ditinjau

sesuai dan dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan seperti persamaan 3.89, 3.90 dan 3.91 diatas.

3. Pelat solid nonprategang memiliki batasan spasi maksimum  $s$  tulangan ulir longitudinal harus yang terkecil dari  $2h$  dan 450 mm pada penampang kritis, dan yang terkecil dari  $3h$  dan 450 mm pada penampang lainnya.
4. kekuatan perlu untuk konstruksi monolit atau komposit penuh yang menumpu pelat dua arah, suatu balok mencakup bagian pelat pada setiap sisi balok yang membentang dengan jarak yang sama dengan proyeksi bagian balok di atas atau di bawah pelat tersebut, diambil yang terbesar, tapi tidak lebih besar dari empat kali tebal pelat.



## **BAB IV**

### **METODOLOGI PENELITIAN**

#### **4.1 Metode Penelitian**

Metode Penelitian merupakan hal yang sangat penting dalam sebuah penelitian. Metode penelitian adalah prosedur ilmiah yang dimaksudkan untuk mengumpulkan informasi dan mengumpulkan data yang kemudian akan diolah dan dianalisis. Data penelitian terbagi menjadi dua macam, yaitu data primer dan data sekunder. Data primer merupakan data yang diperoleh secara langsung oleh peneliti dari objek penelitian melalui pengolahan dan analisis berdasarkan data sekunder. Sedangkan, data sekunder ialah data yang didapatkan tidak secara langsung melainkan dari pihak lain yang memiliki informasi dan data yang dibutuhkan oleh peneliti seperti data proyek berupa *layout* dasar ataupun spesifikasi proyek, jurnal penelitian, buku, dan naskah publikasi. Pengolahan dan analisis data tersebut selanjutnya digunakan untuk menyelesaikan masalah yang telah dirumuskan dan bertujuan untuk memberikan penjabaran garis besar penelitian secara jelas agar menghasilkan penelitian yang teratur dan sistematis.

#### **4.2 Pengumpulan Data**

Metodologi yang digunakan untuk memperoleh data sekunder tersebut adalah sebagai berikut.

##### **4.2.1 Metode observasi**

Metode observasi adalah pengumpulan data dilakukan dengan cara melakukan survei terkait kondisi yang menjadi parameter pengumpulan data yang dibutuhkan untuk melakukan penelitian berupa perencanaan gedung. Observasi yang dilakukan adalah dengan mencari data mengenai lokasi di Indonesia yang memiliki Kategori Desain Seismik B berdasarkan SNI 1726:2019 melalui *website* <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> yang dikembangkan oleh Direktorat Bina

Teknik Permukiman dan Perumahan, Direktorat Jenderal Cipta Karya dan Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat kemudian mencari data dari berbagai sumber terkait kondisi lingkungan dan jenis tanah pada daerah tersebut sehingga mendapatkan informasi untuk menentukan parameter lainnya.

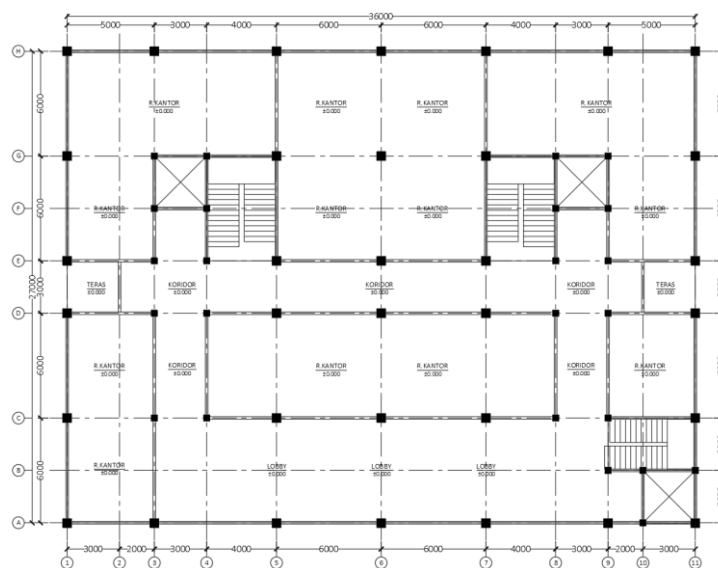
#### 4.2.2 Studi literatur

Metode studi literatur adalah cara untuk memperoleh informasi dan mengumpulkan data dengan mempelajari sumber bacaan tertulis seperti standar peraturan, buku maupun jurnal penelitian terdahulu yang sesuai dengan tema penelitian dan digunakan sebagai referensi untuk membantu penulisan penelitian ini.

### 4.3 Data Penelitian

Data penelitian yang digunakan pada penelitian kali ini merupakan data sekunder berupa *layout* sebagai acuan dalam permodelan struktur dan data teknis bangunan gedung sebagai acuan dalam melakukan analisis menggunakan bantuan *software*. Adapun data sekunder pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Objek penelitian yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah Gedung Perkantoran yang terdiri dari 8 lantai. Adapun *layout* dasar bangunan dapat dilihat pada gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 *Layout* Bangunan

2. Ketinggian total bangunan adalah 32 meter dengan tinggi antar lantai adalah 4 meter.
3. Lokasi penelitian adalah di Kota Balikpapan dengan titik koordinat  $1^{\circ}12'54.0''\text{S}$   $116^{\circ}52'37.4''\text{E}$  -  $1^{\circ}12'53,1''\text{S}$  -  $116^{\circ}52'38,2''\text{E}$ . Adapun peta lokasi penelitian dapat dilihat pada gambar 4.2 berikut.



**Gambar 4.2 Lokasi Penelitian**

(Sumber: Google Earth, 2023)

4. Mutu beton yang digunakan untuk elemen struktur keseluruhan, yaitu sebesar 30 MPa.
5. Kuat tarik leleh baja tulangan ( $f_y$ ) ditentukan sebesar 420 MPa untuk tulangan ulir dengan diameter  $\geq 13$  mm. Sedangkan untuk baja tulangan dengan diameter  $< 13$  mm ditentukan kuat tarik leleh baja tulangan ( $f_y$ ) sebesar 280 MPa.

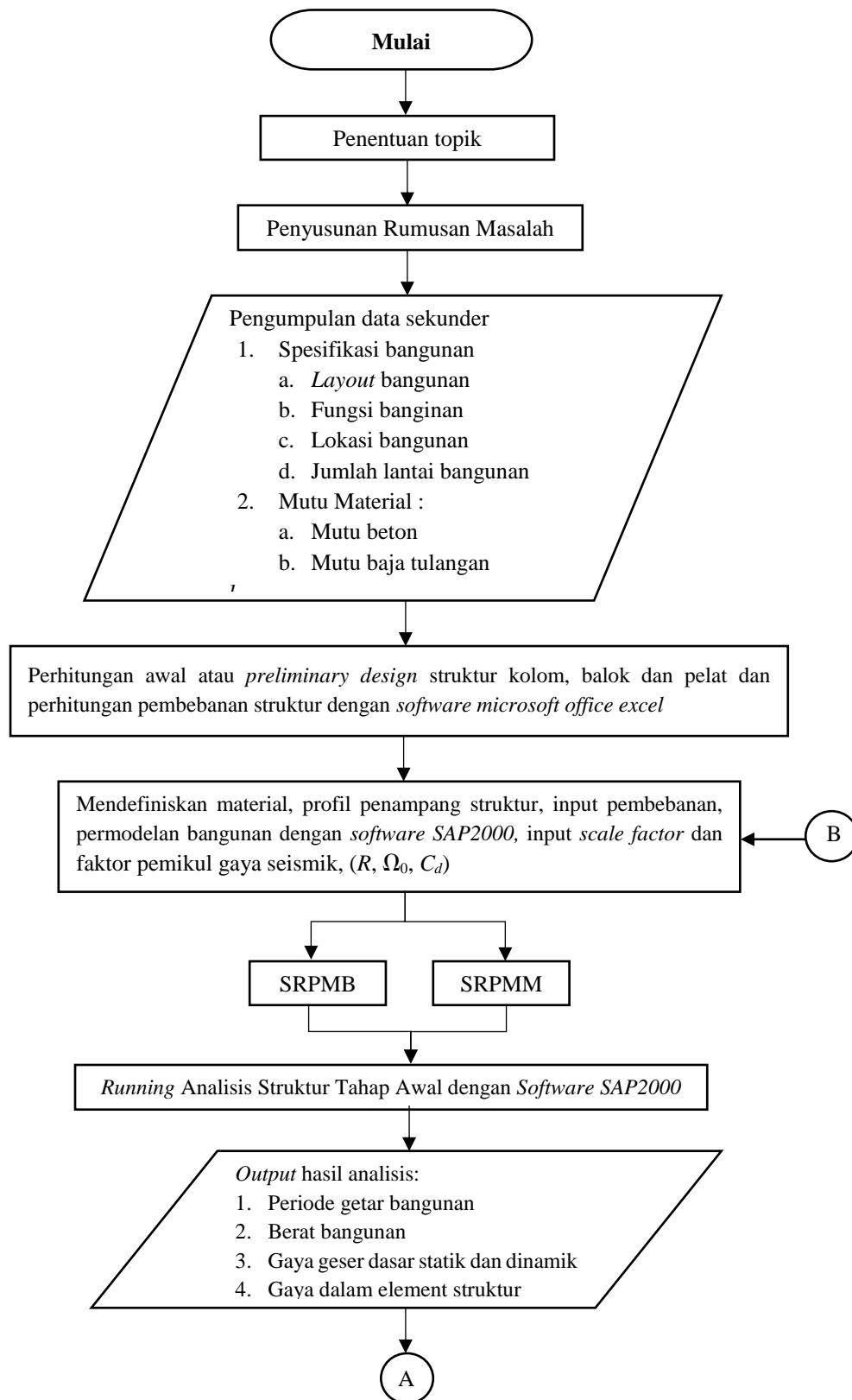
#### 4.4 Tahapan Penelitian

Berdasarkan data sekunder yang telah didapat kemudian dilakukan olah data untuk mendapatkan data primer berupa kebutuhan dimensi dan tulangan pada elemen struktur dan respon struktur terhadap beban beban seismik berupa gaya geser dasar, *lateral displacement*, *story drift*, serta koefisien stabilitas yang kemudian dilakukan perbandingan pada kedua metode tersebut. Adapun tahapan-tahapan dalam pengolahan data sekunder menjadi data primer tersebut adalah sebagai berikut.

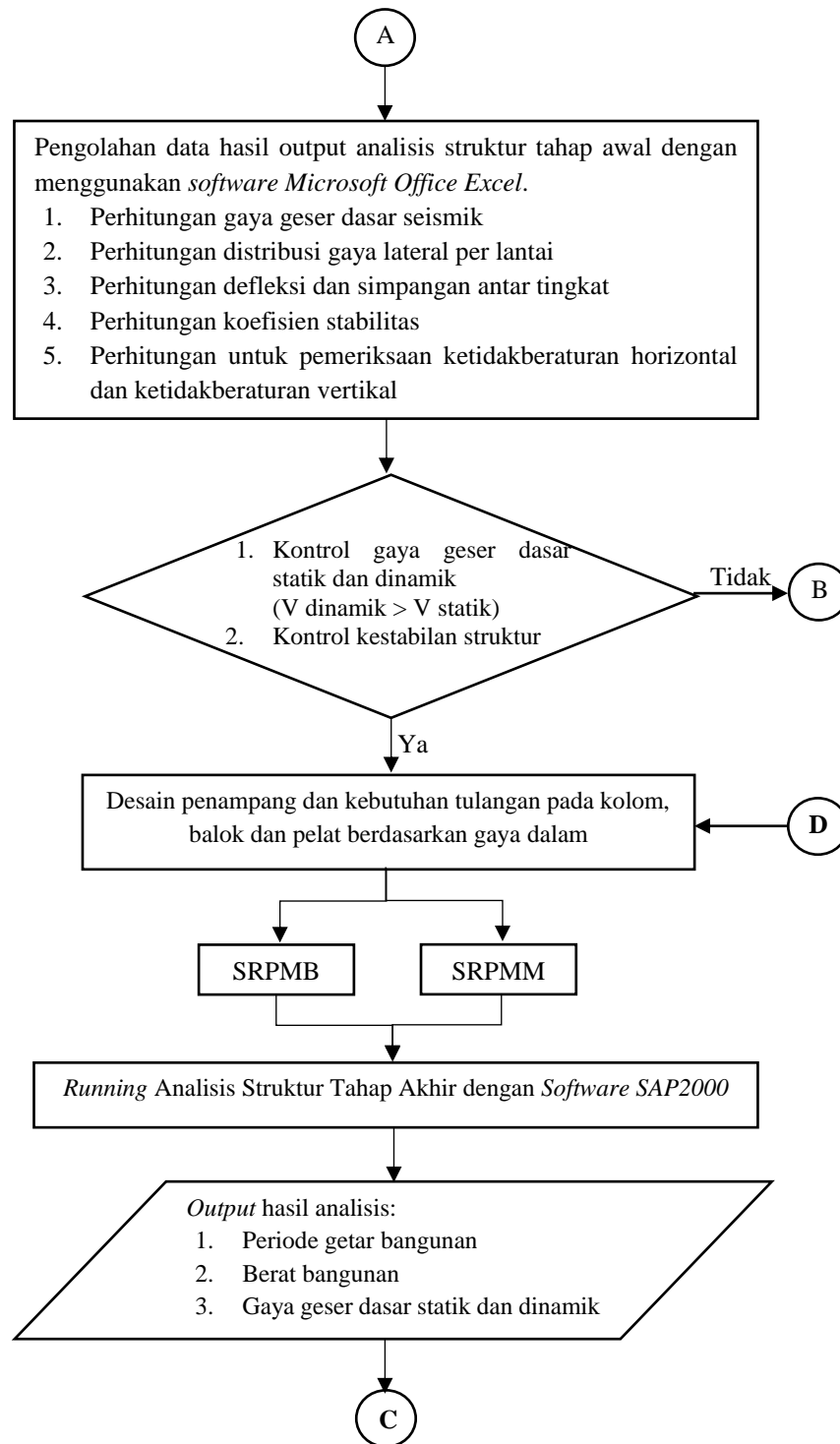
1. Melakukan *preliminary design* elemen struktur sebagai acuan pemodelan awal struktur gedung berdasarkan SNI 2847:2019 menggunakan *software Microsoft Office Excel*.
2. Perhitungan beban mati dan beban hidup dengan berdasarkan pada ketentuan PPPURG 1987 dan SNI 1727:2020.
3. Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019 sesuai dengan persyaratan metode SRPMB dan SRPMM.
4. Mendefinisikan material, profil penampang struktur dan permodelan struktur balok, kolom, dan pelat lantai sesuai dengan hasil *preliminary design* dan spesifikasi bangunan gedung menggunakan *software SAP2000* untuk metode SRPMB dan SRPMM.
5. Melakukan penginputan beban, faktor skala dan faktor pemikul gaya seismik sesuai dengan hasil perhitungan pada model SRPMB dan SRPMM.
6. Melakukan *running* analisis struktur tahap awal menggunakan *software SAP2000* pada model SRPMB dan SRPMM dan akan diperoleh output sebagai berikut.
  - a. Periode getar bangunan
  - b. Berat bangunan
  - c. Gaya geser dasar statik dan dinamik
  - d. Gaya dalam elemen struktur
7. Melakukan pengolahan data *output* dari hasil *running* analisis struktur tahap awal tersebut dengan menggunakan bantuan *software Microsoft Office Excel* pada model SRPMB dan SRPMM.
  - a. Perhitungan gaya geser dasar seismik.
  - b. Perhitungan distribusi gaya lateral per lantai.
  - c. Perhitungan defleksi dan simpangan antar tingkat .
  - d. Perhitungan koefisien stabilitas .
  - e. Perhitungan untuk pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.
8. Melakukan kontrol gaya geser dasar statik dan dinamik serta pemeriksaan kestabilan struktur.

9. Melakukan desain penampang dan kebutuhan tulangan pada struktur kolom, balok dan pelat berdasarkan output analisis berupa gaya dalam yang mengacu pada ketentuan yang telah diatur pada SNI 2847:2019.
10. Melakukan permodelan ulang struktur bangunan menggunakan hasil desain struktur menggunakan *software SAP2000* untuk metode SRPMB dan SRPMM.
11. Melakukan *running* analisis struktur tahap akhir menggunakan *software SAP2000* pada model SRPMB dan SRPMM dan akan diperoleh output sebagai berikut.
  - a. Periode getar bangunan
  - b. Berat bangunan
  - c. Gaya geser dasar statik dan dinamik
12. Melakukan pengolahan data berdasarkan *output* dari hasil *running* analisis struktur tahap akhir tersebut dengan menggunakan bantuan *software Microsoft Office Excel* pada model SRPMB dan SRPMM.
  - a. Perhitungan gaya geser dasar seismik.
  - b. Perhitungan distribusi gaya lateral per lantai.
  - c. Perhitungan defleksi dan simpangan antar tingkat .
  - d. Perhitungan koefisien stabilitas .
  - e. Perhitungan untuk pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.
13. Melakukan kontrol gaya geser dasar statik dan dinamik serta pemeriksaan kestabilan struktur.
14. Melakukan perbandingan terhadap respon seismik antara model SRPMB dan SRPMM.
15. Melakukan penulisan naskah laporan sebagai bahan pembuktian tertulis telah dilakukannya penelitian sehingga diketahui isi penelitian mulai dari latar belakang, rumusan masalah, analisis dan pembahasan, hingga kesimpulan.

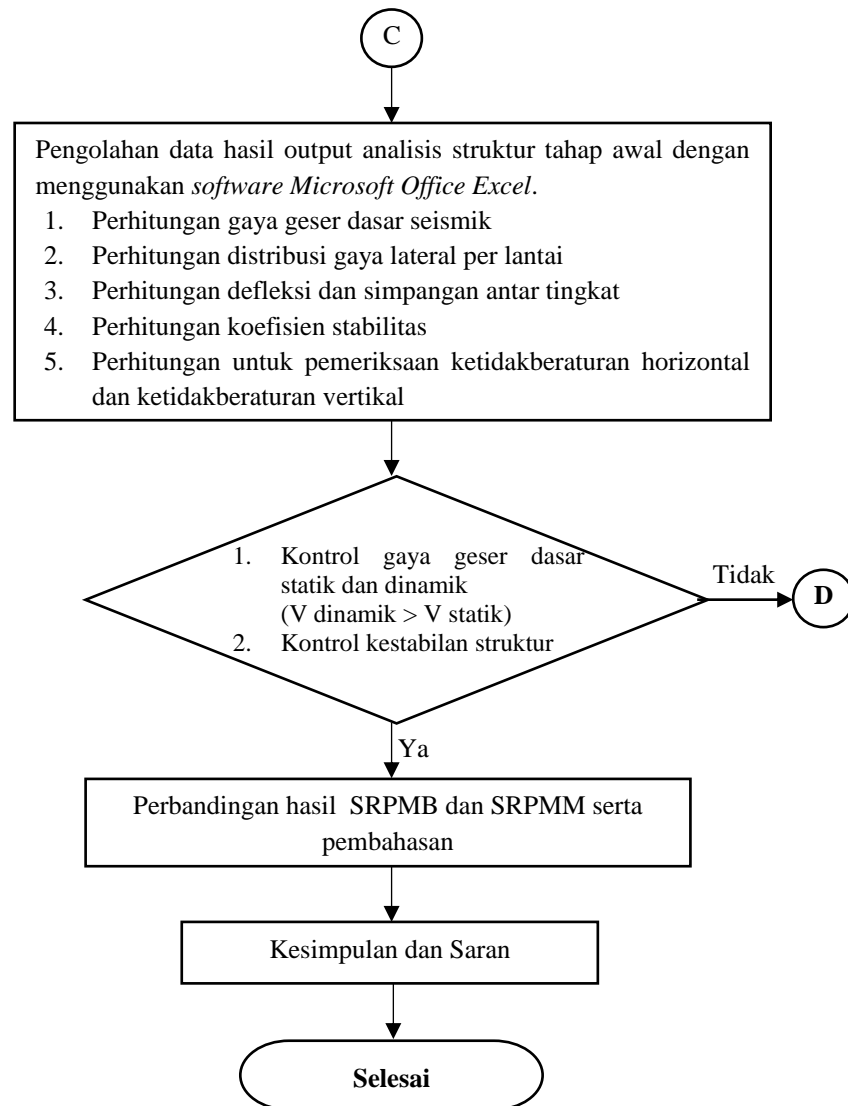
Adapun tahapan-tahapan yang akan dilalui pada penelitian ini secara lebih jelas dapat dilihat melalui *flowchart* yang dapat dilihat pada gambar 4.1 berikut.



**Gambar 4.3 Flowchart Penelitian**



**Gambar 4.4 Lanjutan Flowchart Penelitian**



**Gambar 4.5 Lanjutan Flowchart Penelitian**

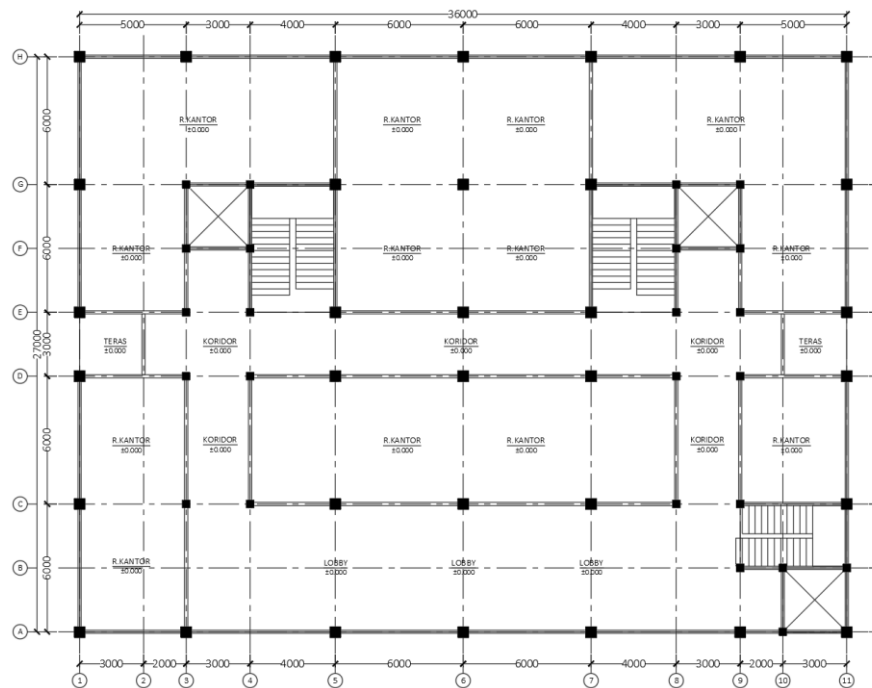


## BAB V

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Data Perencanaan Bangunan

Gedung yang digunakan dalam perencanaan ini merupakan gedung perkantoran yang sebagian besar difungsikan sebagai ruang kantor, terdapat lobi, koridor dan balkon serta memiliki 3 ruang lift dan tangga yang bebannya juga didefinisikan pada proses analisis. Adapun spesifikasi bangunan adalah sebagai berikut.



**Gambar 5.1 Denah Gedung Perkantoran**

- |                      |   |
|----------------------|---|
| a. Jenis bangunan    | = Gedung perkantoran  |
| b. Material struktur | = Beton bertulang   |
| c. Sistem struktur   | = 1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa<br>2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah |
| d. Lokasi bangunan   | = Kota Balikpapan   |
| e. Titik Koordinat   | = 1°12'54.0"S 116°52'37.4"E   |

- f. Tinggi bangunan = 32 m
- g. Jumlah lantai bangunan = 8 Lantai
- h. Mutu material beton,  $f_c$  = 30 MPa
- i. Mutu baja tulangan ulir,  $f_y$  = 420 MPa
- j. Mutu baja tulangan polos,  $f_y$  = 280 MPa

## 5.2 Pembebanan Struktur Gedung

Perencanaan pembebanan pada penelitian ini meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa yang mengacu pada SNI 1726:2019.

### 5.2.1 Beban mati (*dead load*)

Beban yang tergolong kedalam beban mati dalam perencanaan bangunan gedung ini adalah berat dari seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap. Perhitungan beban mati dapat dilihat sebagai berikut.

#### 1. Beban mati akibat berat sendiri struktur bangunan (*self weight*)

Beban mati akibat berat sendiri struktur bangunan dipengaruhi oleh output dimensi penampang dari setiap elemen struktur yang direncanakan. Perhitungan berat sendiri struktur bangunan dapat diketahui dengan bantuan permodelan menggunakan *software SAP 2000* karena pada permodelan akan terhitung volume beban dengan mendefinisikan nilai berat volume material sehingga beban sendiri struktur bangunan (*self weight*) per lantai bangunan maupun keseluruhan juga akan terdefiniskan.

#### 2. Beban mati tambahan untuk pelat lantai

Beban mati tambahan yang digunakan dalam perencanaan berupa seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang didalamnya dan mengacu pada parameter nilai yang terdapat pada sub bab 3.3 Perencanaan Pembebanan. Perhitungan beban mati tambahan dilakukan dengan menggunakan rumus berikut.

Beban mati komponen = tebal material x berat jenis material

- a. Keramik = 1 cm x 24 kg/m<sup>2</sup>/cm = 24 kg/m<sup>2</sup>
- b. Spesi = 3 cm x 21 kg/m<sup>2</sup>/cm = 63 kg/m<sup>2</sup>
- c. Pasir = 5 cm x 1600 kg/m<sup>3</sup>

	$= 0,050 \text{ m} \times 1600 \text{ kg/m}^3$	$= 80 \text{ kg/m}^2$
d. Rangka plafond		$= 7,0 \text{ kg/m}^2$
e. Plafond		$= 11 \text{ kg/m}^2$
f. <i>Plumbing</i> dan <i>Electrical</i>		$= 25 \text{ kg/m}^2$
g. Partisi		$= 48 \text{ kg/m}^2$
<hr/>		
Total beban mati tambahan pelat lantai		$= 258 \text{ kg/m}^2$
		$= 2,58 \text{ kN/m}^2$

Berdasarkan perhitungan diatas, beban mati tambahan untuk pelat lantai didapatkan sebesar  $2,58 \text{ kN/m}^2$ . Beban tersebut tidak termasuk beban akibat berat sendiri untuk pelat beton bertulang.

### 3. Beban mati tambahan untuk pelat atap

Beban mati tambahan yang digunakan dalam perencanaan pelat atap berupa seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang pada atap dan mengacu pada parameter nilai yang terdapat pada sub bab 3.3 Perencanaan Pembebebanan. Perhitungan beban mati tambahan dilakukan dengan menggunakan rumus berikut.

Beban mati komponen	$= \text{tebal material} \times \text{berat jenis material}$	
a. Spesi	$= 3 \text{ cm} \times 21 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	$= 63 \text{ kg/m}^2$
b. Pasir	$= 5 \text{ cm} \times 1600 \text{ kg/m}^3$	
	$= 0,050 \text{ m} \times 1600 \text{ kg/m}^3$	$= 80 \text{ kg/m}^2$
c. Rangka plafond		$= 7,0 \text{ kg/m}^2$
d. Plafond		$= 11 \text{ kg/m}^2$
e. Lapisan <i>Waterproof</i>		$= 5 \text{ kg/m}^2$
f. <i>Plumbing</i> dan <i>Electrical</i>		$= 25 \text{ kg/m}^2$
<hr/>		
Total beban mati tambahan plat atap		$= 191 \text{ kg/m}^2$
		$= 1,91 \text{ kN/m}^2$

#### 5.2.2 Beban hidup (*Live load*)

Beban hidup yang digunakan dalam perencanaan bangunan gedung mengacu pada SNI-1727:2020 dan terbagi berdasarkan fungsi bangunan serta masing-masing ruang dan diperoleh beban hidup untuk gedung perkantoran sebagai berikut.

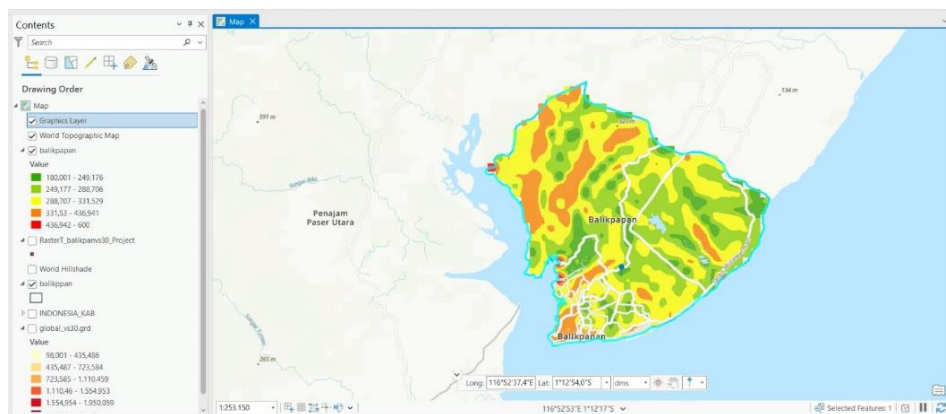
1. Beban hidup untuk lantai
  - a. Lobi dan Koridor lantai pertama = 4,79 kN/m<sup>2</sup>
  - b. Ruang Kantor = 2,40 kN/m<sup>2</sup>
  - c. Koridor diatas lantai pertama = 3,83 kN/m<sup>2</sup>
  - d. Balkon = 1,5 x 2,40 kN/m<sup>2</sup>  
= 3,60 kN/m<sup>2</sup>
2. Beban hidup untuk atap
  - a. Lantai atap = 0,96 kN/m<sup>2</sup>

### 5.2.3 Beban gempa (*Seismic load*)

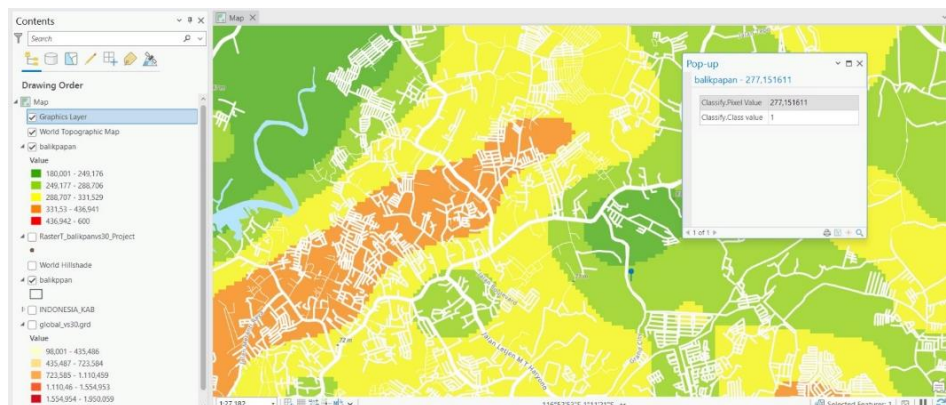
Dalam perencanaan bangunan gedung ini, perhitungan beban gempa pada struktur gedung mengacu pada SNI-1726:2019 dan dilakukan dengan beberapa tahapan berikut.

1. Penentuan Kategori risiko bangunan  
Berdasarkan Tabel 3 SNI 1726:2019, gedung perkantoran termasuk kedalam kategori II
2. Penentuan faktor keutamaan gempa  
Berdasarkan Tabel 4 SNI 1726:2019, untuk kategori risiko II maka faktor keutamaan bangunan ( $I_e$ ) untuk kategori tersebut adalah sebesar 1 (satu).
3. Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)  
Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS) untuk struktur umumnya mengacu pada SNI 1726:2019. Dikarenakan pada perencanaan ini sistem struktur yang digunakan adalah Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) yang efektif digunakan pada wilayah dengan kategori gempa yang relatif rendah, maka ditetapkan Kategori Desain Seismik yaitu B (KDS B).
4. Penentuan klasifikasi situs  
Penentuan klasifikasi situs untuk menentukan jenis tanah pada umumnya ditentukan berdasarkan data tanah yang diperoleh dengan melakukan pengujian langsung di lapangan untuk mendapatkan gambaran jenis tanah, tetapi metode ini kurang efektif dan memiliki keterbatasan untuk digunakan pada perencanaan dengan percobaan tinjauan wilayah yang luas. Ada beberapa

cara alternatif yang dapat digunakan untuk menentukan klasifikasi situs tanah, salah satunya adalah menggunakan metode pendekatan berdasarkan data kecepatan gelombang geser tanah pada kedalaman 30 meter dari permukaan tanah ( $V_s30$ ) yang diperoleh melalui *website USGS Earthquake Hazard Program* (<https://earthquake.usgs.gov/data/vs30/>, diakses pada 01 september 2023). Cara serupa ini sebelumnya juga telah dilakukan oleh (Rahmawati, 2022) melalui penelitiannya. Data  $V_s30$  yang diperoleh berupa data raster seluruh dunia sehingga perlu dilakukan pemetaan kembali sesuai lokasi penelitian menggunakan bantuan *software ArcGIS Pro*. Sebaran nilai  $V_s30$  pada Kota Balikpapan berkisar antara 180 m/detik sampai dengan 600 m/detik seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.2. Kemudian diperoleh nilai  $V_s30$  pada titik koordinat penelitian yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



**Gambar 5.2 Nilai Peta Sebaran Nilai  $V_s30$  Kota Balikpapan**

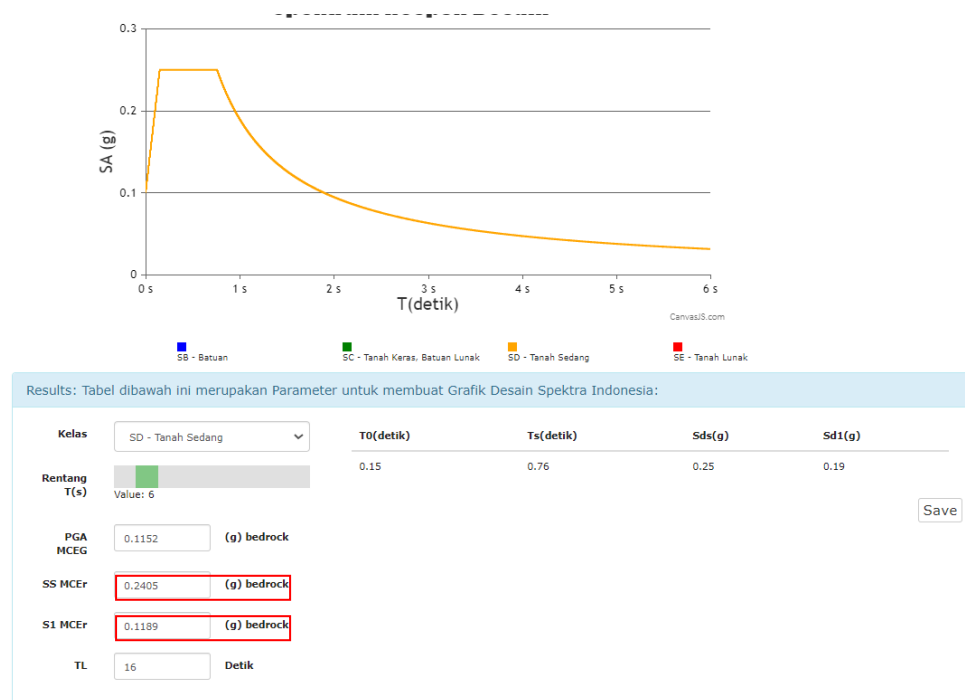


**Gambar 5.3 Nilai  $V_s30$  Pada Lokasi Penelitian**

Dilihat pada Gambar 5.3, pada Kota Balikpapan dengan titik koordinat  $1^{\circ}12'54.0''S$   $116^{\circ}52'37.4''E$  diperoleh nilai  $V_{s30}$  sebesar 277,151 m/detik sehingga berdasarkan Tabel 3.7 yang mengacu pada Tabel 5 SNI 1726:2019 jenis tanah pada lokasi tersebut tergolong kedalam Tanah Sedang (SD).

#### 5. Penentuan parameter percepatan batuan dasar

Penentuan parameter percepatan batuan dasar Parameter  $S_S$  (percepatan tanah selama periode waktu yang singkat) dan  $S_I$  (percepatan tanah selama periode 1 detik) diperoleh melalui *website* (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>, diakses pada 02 september 2023) dengan cara memasukan koordinat lokasi yang diasumsikan dalam perencanaan dengan klasifikasi situs yang digunakan adalah tanah sedang (SD).



**Gambar 5.4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Nilai  $S_S$  dan nilai  $S_I$**

(Sumber: website <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>, diakses pada 03 juni 2023)

Berdasarkan Gambar 5.4 tersebut didapatkan nilai  $S_S$  sebesar 0,2405 g dan  $S_I$  sebesar 0,1189 g.

## 6. Penentuan koefisien situs

- a. Menentukan nilai faktor amplifikasi  $F_a$  dan  $F_v$

Faktor amplifikasi meliputi nilai getaran terkait percepatan pada getaran periode 0,2 detik ( $F_a$ ) dan periode 1 detik ( $F_v$ ).  $F_a$  ditentukan berdasarkan nilai  $S_S$ ,  $S_I$  dan klasifikasi situs melalui Tabel 6 SNI 1726-2019. Diperoleh nilai  $F_a$  sebesar 1,6 dan nilai  $F_v$  sebesar 2,3622.

- b. Menentukan parameter respons spektral percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode detik ( $S_{MI}$ )

Nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{MI}$  dihitung berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726:2019 yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs. Perhitungan parameter tersebut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \cdot S_S \\ &= 1,6 \times 0,2405 \text{ g} \\ &= 0,3848 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{MI} &= F_v \cdot S_I \\ &= 2,3622 \times 0,1189 \text{ g} \\ &= 0,2809 \text{ g} \end{aligned}$$

- c. Penentuan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan pada periode 1 detik ( $S_{DI}$ )

Nilai  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik  $S_{DI}$  dihitung berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726:2019 dan perhitungan parameter tersebut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} 0,3848 \text{ g} \\ &= 0,2565 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DI} &= \frac{2}{3} S_{MI} \\ &= \frac{2}{3} 0,2809 \text{ g} \\ &= 0,1872 \text{ g} \end{aligned}$$

## 7. Perhitungan respon spektrum

Karena desain respon spektrum diperlukan dalam perencanaan ini, maka kurva spektrum respons desain harus disesuaikan dengan mengikuti ketentuan pasal 6.4 SNI 1726:2019 seperti perhitungan berikut.

- a. Nilai periode  $T_0$  dan  $T_s$  dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= 0,2 \frac{0,1872 \text{ g}}{0,2565 \text{ g}} \\ &= 0,1460 \text{ s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= \frac{0,1872 \text{ g}}{0,2565 \text{ g}} \\ &= 0,7299 \text{ s} \end{aligned}$$

- b. Apabila nilai  $T < T_0$

$$\begin{aligned} S_a &= S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\ &= 0,2565 \left( 0,4 + 0,6 \frac{0}{0,1460} \right) \\ &= 0,1026 \end{aligned}$$

- c. Apabila nilai  $T_0 \leq T \leq T_s$

$$\begin{aligned} S_a &= S_{DS} \\ &= 0,2565 \text{ g} \end{aligned}$$

- d. Apabila nilai  $T_s < T$

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\ &= \frac{0,1872}{1,000} \\ &= 0,1872 \end{aligned}$$



Perhitungan yang sama dilakukan pada nilai  $T$  sebesar 1 sampai dengan 10 detik. Nilai-nilai  $S_a$  yang telah hitung tersebut kemudian dapat dijadikan dasar untuk membuat grafik respon spektrum. Adapun grafik respons spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



**Gambar 5.5 Grafik Respons Spektrum Tanah Sedang Pada Perencanaan Gedung Perkantoran**

8. Penentuan faktor sistem struktur pemikul gaya seismik

Berdasarkan Tabel 12 SNI 1726:2019, sistem dasar pemikul gaya seismik lateral dan vertikal harus memenuhi salah satu tipe yang tertera didalamnya. Koefisien modifikasi respons, ( $R$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ), dan faktor pembesaran simpangan lateral ( $C_d$ ) harus ditentukan sesuai dengan sistem struktur yang digunakan.

a. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa

$$R = 3$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 2 \frac{1}{2}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala respon spektrum} &= \frac{I}{R} \times g \\ &= \frac{I}{3} \times 9,81 \end{aligned}$$

$$= 3,270$$

b. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah

$$R = 5$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 4 \frac{1}{2}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala respon spektrum} &= \frac{I}{R} \times g \\ &= \frac{I}{5} \times 9,81 \\ &= 1,962 \end{aligned}$$

### 5.3 Desain Struktur Gedung Perkantoran

Metodologi yang digunakan untuk memperoleh data sekunder tersebut adalah sebagai berikut.

#### 5.3.1 Preliminary design

Dalam merencanakan struktur, perlu dilakukan estimasi dimensi sebagai gambaran awal untuk permodelan dan analisis. Estimasi dimensi pada struktur ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019.

#### 1. Kolom

##### a. Kolom Tipe 1

$$\text{Tipe} = \text{Kolom K1}$$

$$A_{\text{Pelat lantai}} = 36 \text{ m}^2$$

$$Q_D \text{ Pelat lantai} = 2,1 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_L \text{ Pelat lantai} = 3,83 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_u \text{ Pelat lantai} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\ &= (1,2 \times 2,1) + (1,6 \times 3,83) \\ &= 8,648 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \text{ Pelat lantai} &= Q_u \cdot A_{\text{Pelat}} \\ &= 8,648 \times 36 \\ &= 311,328 \text{ kN} \\ &= 311328 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{\text{Pelat arap}} &= 36 \text{ m}^2 \\
Q_D \text{ Pelat arap} &= 1,91 \text{ kN/m}^2 \\
Q_L \text{ Pelat arap} &= 0,96 \text{ kN/m}^2 \\
\\
Q_u \text{ Pelat arap} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
&= (1,2 \times 1,91) + (1,6 \times 0,96) \\
&= 3,828 \text{ kN/m}^2 \\
\\
P_u \text{ Pelat arap} &= Q_u A_{\text{Pelat}} \\
&= 3,828 \times 36 \\
&= 137,808 \text{ kN} \\
&= 137808 \text{ N} \\
\\
P_u \text{ Total} &= (P_u \text{ Plat Lantai} \times \sum \text{Lantai}) + (P_u \text{ Plat Atap} \times \sum \text{Lantai Atap}) \\
&= (311328 \times 7) + (137808 \times 1) \\
&= 2317104 \text{ N} \\
\\
A_g &= \frac{P_u}{\sqrt{f'_c \cdot 0,4}} \\
&= \frac{2317104}{\sqrt{30 \cdot 0,4}} \\
&= 193092 \text{ mm}^2 \\
\\
b/h &= \sqrt{A_g} \\
&= \sqrt{193093} \\
&= 439,422 \text{ mm} \\
&\approx 500 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b. Kolom Tipe 2

$$\begin{aligned}
A_{\text{Pelat lantai}} &= 18 \text{ m}^2 \\
Q_D \text{ Pelat lantai} &= 2,1 \text{ kN/m}^2 \\
Q_L \text{ Pelat lantai} &= 3,83 \text{ kN/m}^2 \\
Q_u \text{ Pelat lantai} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
&= (1,2 \times 2,1) + (1,6 \times 3,83)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 8,648 \text{ kN/m}^2 \\
 P_u \text{ Pelat lantai} &= Q_u \cdot A_{\text{Pelat}} \\
 &= 8,648 \times 18 \\
 &= 155,664 \text{ kN} \\
 &= 155664 \text{ N} \\
 \\
 A_{\text{Pelat arap}} &= 18 \text{ m}^2 \\
 Q_D \text{ Pelat arap} &= 1,91 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_L \text{ Pelat arap} &= 0,96 \text{ kN/m}^2 \\
 \\
 Q_u \text{ Pelat arap} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
 &= (1,2 \times 1,91) + (1,6 \times 0,96) \\
 &= 3,828 \text{ kN/m}^2 \\
 \\
 P_u \text{ Pelat arap} &= Q_u \cdot A_{\text{Pelat}} \\
 &= 3,828 \times 18 \\
 &= 68,904 \text{ kN} \\
 &= 68904 \text{ N} \\
 \\
 P_u \text{ Total} &= (P_u \text{ Plat Lantai} \times \sum \text{Lantai}) + (P_u \text{ Plat Atap} \times \sum \text{Lantai Atap}) \\
 &= (155664 \times 7) + (68904 \times 1) \\
 &= 1158552 \text{ N} \\
 \\
 A_g &= \frac{P_u}{\sqrt{F'_c} \cdot 0,4} \\
 &= \frac{1158552}{\sqrt{30} \cdot 0,4} \\
 &= 96546 \text{ mm}^2 \\
 \\
 b/h &= \sqrt{A_g} \\
 &= \sqrt{96546} \\
 &= 310,719 \text{ mm} \\
 &\approx 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut, maka diperoleh ukuran kolom awal yang akan digunakan dalam perencanaan. Dimensi tersebut dapat berubah sesuai dengan

hasil analisis dan perhitungan sehingga tidak terjadi pemborosan. Adapun rekapitulasi dimensi kolom dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

**Tabel 5.1 Rekapitulasi Dimensi Kolom**

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Awal b x h (mm)	Posisi Kolom	Tinggi Antar Lantai, H (mm)
Lantai 1-8	K1	K2 (400 x 400)	Eksterior	4000
	K2	K2 (400 x 400)	Eksterior	4000
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	4000
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	4000
	K5	K2 (400 x 400)	Interior	4000

## 2. Balok

Dimensi awal balok dapat ditentukan berdasarkan panjang bentang. Tinggi balok ( $h$ ) boleh diambil antara  $1/12$  sampai dengan  $1/16$  dari panjang bentang balok, sedangkan lebar balok boleh diambil  $1/2$  sampai dengan  $1/3$  dari tinggi balok.

### a. Balok Induk Tipe 1 ( BI1)

$$L = 7000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} h_{min} &= \frac{L}{14} \\ &= \frac{7000}{14} \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{1}{2} h \\ &= \frac{1}{2} 500 \\ &= 250 \text{ mm} \\ &\approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

### b. Balok Induk Tipe 2 ( BI2)

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} h_{min} &= \frac{L}{14} \\ &= \frac{6000}{14} \end{aligned}$$

$$= 428,571 \text{ mm}$$

$$\approx 450 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2}h$$

$$= \frac{1}{2}450$$

$$= 225 \text{ mm}$$

$$\approx 300 \text{ mm}$$

c. Balok Induk Tipe 3 ( BI3)

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{L}{14}$$

$$= \frac{5000}{14}$$

$$= 357,142 \text{ mm}$$

$$\approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2}h$$

$$= \frac{1}{2}400$$

$$= 200 \text{ mm}$$

$$\approx 250 \text{ mm}$$

d. Balok Anak Tipe 1 (BA1)

$$L_{max} = 6000 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{L}{16}$$

$$= \frac{6000}{16}$$

$$= 375,000 \text{ mm}$$

$$\approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2}h$$

$$= \frac{1}{2}400$$

$$= 200 \text{ mm}$$

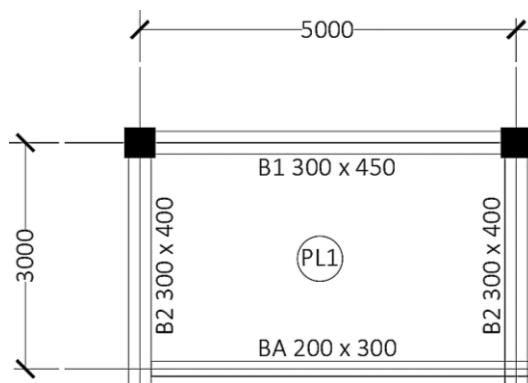
Berdasarkan perhitungan tersebut, maka diperoleh dimensi balok yang akan digunakan dalam perencanaan. Dimensi tersebut dapat berubah sesuai dengan hasil analisis dan perhitungan sehingga tidak terjadi pemborosan. Adapun rekapitulasi dimensi balok dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

**Tabel 5.2 Rekapitulasi Dimensi Balok**

Lantai	Kodefikasi Balok	Dimensi Awal, b x h (mm)	Bentang Balok, L (mm)	Keterangan
Lantai 1-8	B1	BI1 (300 x 500)	7000	Balok Induk
	B2	BI2 (300 x 450)	6000	Balok Induk
	B3	BI3 (250 x 400)	5000	Balok Induk
	B4	BI3 (250 x 400)	4000	Balok Anak
	B4	BA1 (200 x 400)	6000	Balok Anak
	B5	BA1 (200 x 400)	3000	Balok Anak

### 3. Pelat

#### a. Pelat Lantai tinjauan 1 (PL 1)



**Gambar 5.6 Gambar Pelat Tinjauan 1 (PL 1)**

$$L_y = 5000 \text{ mm}$$

$$L_x = 3000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_{nx} &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) \\ &= 2750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_{ny} = 5000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 4700 \text{ mm} \\
 \beta &= \frac{Ln y}{Ln x} \\
 &= \frac{4700}{2750} \\
 &= 1,709 \approx \text{Pelat dua arah}
 \end{aligned}$$

Dilihat berdasarkan gambar tinjauan pelat lantai bangunan gedung yang digunakan, dan dihitung berdasarkan rasio dimensi bentang pelat lantai, diperoleh hasil bahwa pelat lantai yang digunakan adalah pelat dua arah.

Sesuai dengan ketentuan pasal 8.3.1.2 SNI 2847:2019, ketebalan minimum pelat dua arah ditentukan menggunakan rumus empiris berdasarkan persamaan yang dipilih tergantung dari nilai rasio kekakuan merata. Berikut ini adalah penjabaran perhitungan dari ketentuan tebal minimum pelat pada model struktur pelat gedung perkantoran berdasarkan ketentuan pasal 8.3.1.2 SNI 2847:2019.

- b. Perhitungan rasio kekakuan setiap sisi ( $\alpha_f$ ) pada pelat tinjauan

$$\alpha_f = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 450^3}{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 4700 \cdot 130^3} = 2,647$$

$$\alpha_{f2} = \frac{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 200 \cdot 300^3}{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 4700 \cdot 130^3} = 0,523$$

$$\alpha_{f3} = \frac{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 400^3}{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 2750 \cdot 130^3} = 3,178$$

$$\alpha_{f4} = \frac{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 400^3}{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot 2750 \cdot 130^3} = 3,178$$

- c. Perhitungan rasio kekakuan rata-rata ( $\alpha_{fm}$ ) pelat tinjauan

$$\alpha_{fm} = \frac{2,647 + 0,523 + 3,178 + 3,178}{4} = 2,382$$

- d. Tebal minimum ( $h_{min}$ ) pelat

Karena  $\alpha_{fm} > 2$ , maka digunakan persamaan empiris.



$$\begin{aligned}
 h &= \frac{l_n \cdot \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm} \\
 &= \frac{4700 \cdot \left(0,8 + \frac{280}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot 1,709} \\
 &= 91,472 \text{ mm} > 90 \text{ mm} \\
 &\approx 92 \text{ mm} > 90 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

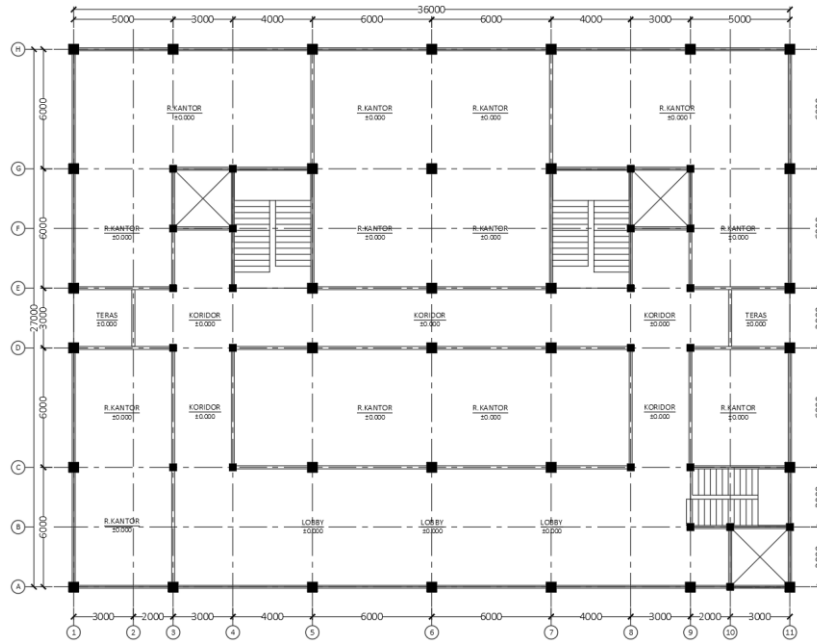
Berdasarkan perhitungan tersebut maka diperoleh ketebalan pelat minimum yang lebih besar dari 90 mm adalah 92 mm, maka digunakan ketebalan pelat yaitu 125 mm yang akan digunakan dalam perencanaan. Dimensi ketebalan tersebut dapat berubah sesuai dengan hasil analisis dan perhitungan sehingga tidak terjadi pemborosan. Adapun rekapitulasi dimensi pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

**Tabel 5.3 Rekapitulasi Dimensi Pelat**

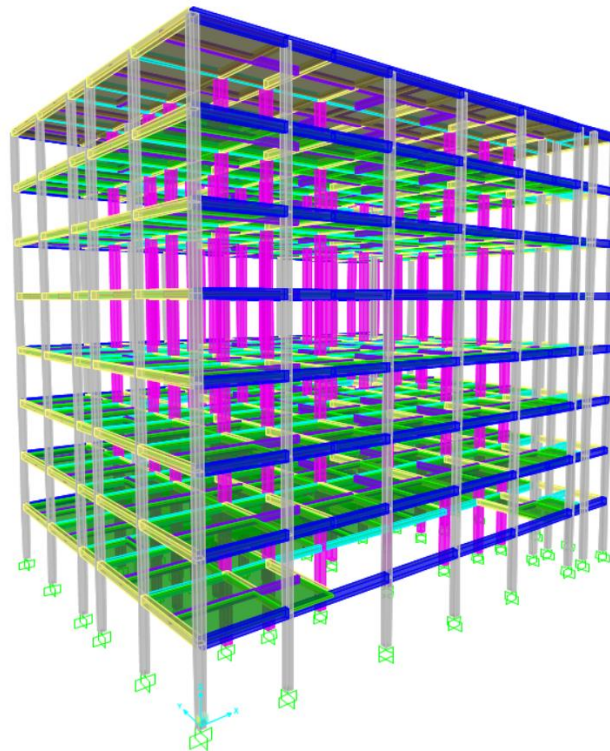
Lantai	Kode Plat	Ly	Lx	Tipe Pelat	h min (mm)	h pakai (mm)
Lantai 2-7	PL 1	5000	3000	Dua Arah	91,47	125
	PL 2	3000	3000	Dua Arah	60,67	125
	PL 3	4000	3000	Dua Arah	76,91	125
	PL 4	2000	3000	Dua Arah	54,62	125
	PL 5	2500	3000	Dua Arah	58,36	125
Lantai 8 Atap	PL 1	5000	3000	Dua Arah	92,40	125
	PL 2	3000	3000	Dua Arah	60,67	125
	PL 3	4000	3000	Dua Arah	60,67	125
	PL 4	2000	3000	Dua Arah	54,62	125
	PL 5	2500	3000	Dua Arah	58,36	125

### 5.3.2 Permodelan Struktur

Permodelan awal struktur Gedung Perkantoran dilakukan dengan bantuan *software Autocad* secara 2 dimensi kemudian dilakukan permodelan 3 dimensi untuk analisis dengan *software SAP 2000*.



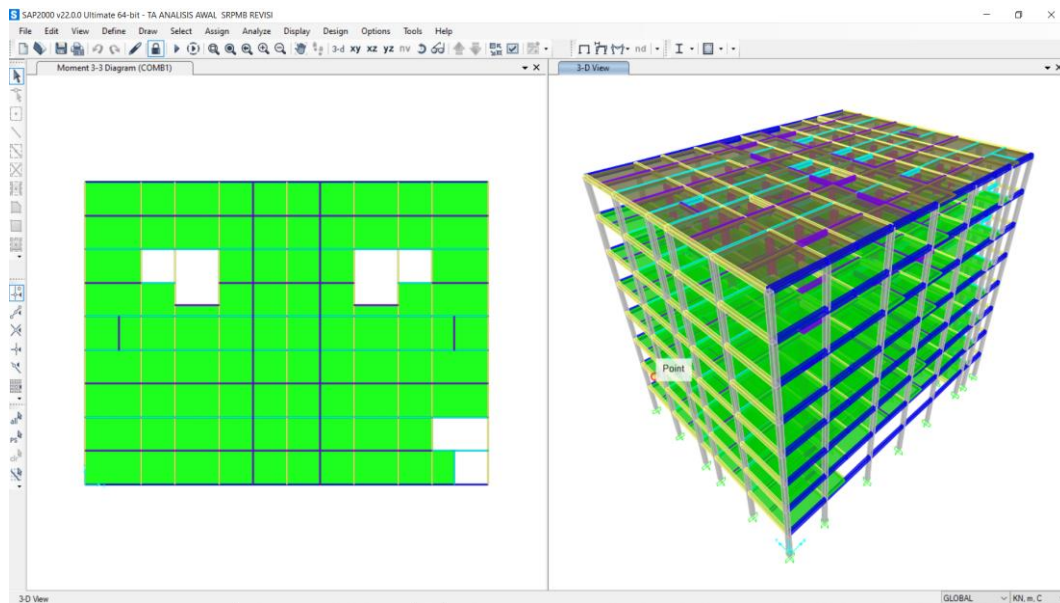
**Gambar 5.7 Denah Lantai Dasar Gedung Perkantoran**



**Gambar 5.8 Permodelan Struktur Gedung Perkantoran Dengan SAP 2000**

### 5.3.3 Analisis Struktur Tahap Awal

Analisis struktur dilakukan dengan memasukkan beban mati dan beban hidup pada untuk mendapatkan nilai periode sebagai lanjutan perhitungan beban gempa dan kontrol beban gempa tersebut.



**Gambar 5.9 Analisis Permodelan Struktur Tahap Awal**

## 5.4 Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa

### 5.4.1 Perhitungan beban gempa lanjutan

Setelah dilakukan analisis tahap awal maka dapat dilakukan perhitungan lanjutan beban gempa dimana beban gempa pada struktur gedung mengacu pada SNI-1726:2019 sebagai berikut.

#### 1. Penentuan Nilai Periode Fundamental

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dapat ditentukan dengan merujuk berdasarkan pasal 7.8.2.1 SNI 1726:2019 sebagai berikut.

##### a. Perhitungan Waktu Getar Struktur ( $T$ )

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0466 \times 32^{0,9} \\ &= 1,0544 \text{ detik} \end{aligned}$$

##### b. Perhitungan Nilai Periode Maksimum

$$\begin{aligned}
 T_{max} &= C_u T_a \\
 &= 1,5255 \times 1.0544 \\
 &= 1,6086 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

- c. Perolehan Nilai Periode Berdasarkan *Output SAP2000* dengan model struktur dalam kondisi penampang retak.

$$T_c = 1,53747 \text{ dt}$$

- d. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan, Karena diperoleh nilai yang memenuhi salah satu syarat  $T_c > T_{max}$  Maka nilai periode struktur yang digunakan adalah  $T_c$  sebesar 1,53747 dt

## 2. Perhitungan Gaya lateral ekivalen

- a. Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) ditentukan berdasarkan pasal 7.8.1.1 sesuai dengan persamaan-persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ hitung}} &= \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \\
 &= \frac{0,2565}{\frac{3}{1}} \\
 &= 0,0855 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Untuk  $T \leq T_L$ , maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ max}} &= \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \\
 &= \frac{0,1872}{1,5374 \left( \frac{3}{1} \right)} \\
 &= 0,0406 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ min}} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\
 &= 0,044 \times 0,2565 \times 1 \geq 0,01 \\
 &= 0,0113 \geq 0,01
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas yang mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.1 dapat disimpulkan bahwa nilai  $C_{s \text{ min}} < C_s < C_{s \text{ max}}$ , maka nilai  $C_s$  yang digunakan adalah  $C_{s \text{ max}}$  sebesar 0,0406 g.

b. Perhitungan berat bangunan per lantai ( $W$ )

Berat sendiri bangunan diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dan dapat dilihat pada tabel 5.4 sebagai berikut.

**Tabel 5.4 Rekapitulasi Awal Berat Sendiri Bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Berat Sendiri Bangunan, $W$ (kN)
Lantai 1	5113,560
Lantai 2	5599,080
Lantai 3	5599,080
Lantai 4	5599,080
Lantai 5	5599,080
Lantai 6	5599,080
Lantai 7	5599,080
Lantai 8	5842,200
Total	44550,240

c. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik ( $V$ )

Gaya geser dasar seismik ( $V$ ) dihitung dengan merujuk pada pasal 7.8.1 SNI 1726:2019 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0406 \times 44550,240 \\
 &= 1808,545 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal

Gaya seismik lateral ( $F_x$ ) pada setiap tingkat dihitung berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726:2019 sebagai berikut.

$$F_x = C_{vx} V$$

Dan untuk nilai faktor distribusi vertikal ( $C_{vx}$ )

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

$k$  = Eksponen terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut.

1. Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik, = 1
2. Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik, = 2
3. Untuk struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik, = 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Maka nilai  $k$  untuk  $T = 1,5374$  dt dicari dengan menggunakan interpolasi sebagai berikut.

$$k = \frac{(2-1) \times (1,5374-0,5)}{(2,5-0,5)+1}$$

$$= 1,5187$$

Hasil dari distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal pada setiap lantai bangunan berdasarkan SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

**Tabel 5.5 Perhitungan Awal Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMB**

Lantai	$w_i$ (kN)	$h$ (m)	$h^k$	$w_i \times h^k$	$C_{vx}$	$F_x$
Atap +32.00	5842,20	32	193,16	1128496,91	0,280	505,819
Lantai 8 +28.00	5599,08	28	157,71	883011,23	0,219	395,787
Lantai 7 +24.00	5599,08	24	124,79	698701,69	0,173	313,175
Lantai 6 +20.00	5599,08	20	94,61	529707,92	0,131	237,428
Lantai 5 +16.00	5599,08	16	67,41	377446,88	0,094	169,181
Lantai 4 +12.00	5599,08	12	43,55	243841,15	0,060	109,295
Lantai 3 +8.00	5599,08	8	23,53	131725,86	0,033	59,043
Lantai 2 +4.00	5113,56	4	8,21	41984,88	0,010	18,819
Lantai 1 +0.00	0	0	0	0	0	0
<b>Total</b>				<b>4034916,51</b>	<b>1,000</b>	<b>1808,545</b>

#### 4. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada gambar 5.10 berikut.

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	EX STATIK	LinStatic		-1255.352	2.802E-09	-1.47E-12	-6.389E-08	-28859.4377	18966.4691
	EY STATIK	LinStatic		2.618E-09	-1255.352	4.22E-13	28859.4377	5.921E-08	-25238.5849
	EX RS	LinRespSpec	Max	1029.689	90.13	1.891	1843.2302	20971.8202	15588.5441
	EY RS	LinRespSpec	Max	90.13	1123.293	3.769	22962.4624	1837.5344	22125.4621

**Gambar 5.10 Base Reaction Tahap Awal Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMB**

Berdasarkan Gambar 5.10 dapat diketahui bahwa nilai gaya geser dasar statik yang diakibatkan oleh beban gempa untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 1255,352 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 1255,352 kN sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik yang diakibatkan oleh beban gempa untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 1029,689 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 1123,293 kN.

5. Kontrol Persyaratan  $V_{dinamik} > V_{statik}$

a. Arah X

$$V_{statik} = 1255,352 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} = 1029,689 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1029,689 > 1255,352 \text{ (Tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1255,352}{1029,689} \\ &= 1,219 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 3,270 \times 1,219 \\ &= 3,987 \end{aligned}$$

b. Arah Y

$$V_{statik} = 1255,352 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} = 1123,293 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1123,293 > 1255,352 \text{ (Tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1255,352}{1123,293} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,118 \\
 \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\
 &= 3,270 \times 1,118 \\
 &= 3,654
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil kontrol persyaratan diatas maka diperlukan evaluasi skala untuk respon spektrum arah X dan arah Y. Setelah dilakukan perhitungan maka diperoleh skala ulang respon spektrum sebesar 3,987 untuk arah X dan sebesar 3,654 untuk arah Y, kemudian dilakukan penginputan kembali pada *respon spectrum case SAP2000* dan dilakukan pemeriksaan kembali pada hasil *base shear reaction* seperti pada gambar 5.11 berikut.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
EX STATIK	LinStatic		-1255.352	2.802E-09	-1.47E-12	-6.389E-08	-28859.4377	18966.4691
EY STATIK	LinStatic		2.618E-09	-1255.352	4.22E-13	28859.4377	5.921E-08	-25238.5849
EX RS	LinRespSpec	Max	1255.779	109.92	2.307	2247.9516	25576.6418	19011.3498
EY RS	LinRespSpec	Max	100.741	1255.546	4.213	25665.9939	2053.8802	24730.4477

**Gambar 5.11 Base Reaction Tahap Awal Akibat Gaya Gempa Dinamik Gedung Pekantoran SRPMB Setelah Skala Ulang**

Berdasarkan gambar 5.11 dapat diketahui bahwa nilai gaya geser dasar dinamik yang diakibatkan oleh beban gempa setelah skala ulang untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 1255,779 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 1255,346 kN. Dari hasil *base shear reaction* tersebut dapat diketahui bahwa nilai  $V_{dinamik} > V_{statik}$  sehingga telah memenuhi syarat.

#### 6. Analisis respon spektrum ragam

Diisyaratkan dalam pasal 7.9 SNI-1726:2019, pada analisis linear dinamik harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 % dari massa struktur. Karena dalam sebuah lantai bangunan bisa bergerak 3 arah yaitu arah x, arah y dan arah puntir dan jumlah lantai dalam perencanaan adalah 8 lantai maka jumlah ragam yang digunakan dalam perencanaan ini adalah 24 ragam serta diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam



terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Berdasarkan *Output SAP 2000* partisipasi massa ragam dapat dilihat pada gambar 5.12.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.537465	0.55625	0.01888	1.152E-09	0.55625	0.01888	1.152E-09	0.00212	0.04343	0.24161	0.00212	0.04343	0.24161
MODAL	Mode	2	1.459173	0.23354	0.2296	5.488E-07	0.78979	0.24848	5.48E-07	0.02515	0.01908	0.36374	0.02727	0.06251	0.00535
MODAL	Mode	3	1.416079	0.02882	0.57508	6.773E-07	0.8196	0.82357	1.229E-06	0.06362	0.0025	0.21468	0.00009	0.06501	0.82382
MODAL	Mode	4	0.494363	0.00443	0.00263	5.349E-08	0.87903	0.8282	1.278E-06	0.00845	0.12757	0.03672	0.00934	0.19257	0.86654
MODAL	Mode	5	0.469694	0.03469	0.02422	1.369E-06	0.91372	0.8541	2.646E-06	0.07777	0.07536	0.03024	0.17711	0.26793	0.89877
MODAL	Mode	6	0.456358	0.0039	0.07078	1.702E-06	0.91762	0.92119	4.437E-06	0.22512	0.00861	0.02335	0.40223	0.27955	0.92213
MODAL	Mode	7	0.279346	0.01844	0.00117	2.049E-10	0.93607	0.92236	4.437E-06	0.00096	0.01995	0.01859	0.40319	0.2875	0.94671
MODAL	Mode	8	0.264786	0.01649	0.00819	1.238E-06	0.95256	0.93655	5.663E-06	0.00673	0.00927	0.01018	0.40992	0.29677	0.95689
MODAL	Mode	9	0.257744	0.00188	0.02804	2.298E-06	0.95444	0.95658	7.946E-06	0.02138	0.00099	0.00728	0.4313	0.29776	0.95816
MODAL	Mode	10	0.183221	0.00753	0.00668	1.004E-07	0.96197	0.95726	8.046E-06	0.00176	0.01234	0.01225	0.43306	0.31009	0.97941
MODAL	Mode	11	0.177724	0.01079	0.00396	3.784E-06	0.97276	0.96122	1.183E-05	0.01035	0.01896	0.00357	0.44341	0.32905	0.97388
MODAL	Mode	12	0.173865	0.00132	0.01403	4.915E-06	0.97408	0.97526	1.676E-05	0.03768	0.00253	0.00312	0.48108	0.33159	0.9771
MODAL	Mode	13	0.139865	0.00339	0.00444	5.182E-06	0.97746	0.9757	2.193E-05	0.00011	0.00185	0.00762	0.48119	0.33244	0.98473
MODAL	Mode	14	0.131067	0.00689	0.00341	6.885E-05	0.98435	0.9791	9.176E-05	0.00131	0.00419	0.00687	0.4825	0.3382	0.98559
MODAL	Mode	15	0.128062	0.00183	0.00755	8.111E-06	0.98618	0.98666	9.99E-05	0.00542	0.00126	0.00147	0.48792	0.33946	0.98706
MODAL	Mode	16	0.116413	2.611E-05	0.00013	0.01829	0.98621	0.98679	0.01829	0.17724	4.576E-05	8.502E-07	0.66517	0.3395	0.98706
MODAL	Mode	17	0.10857	0.00548	0.00064	3.159E-05	0.99189	0.98742	0.01842	0.00342	0.01353	0.00073	0.66659	0.35303	0.98779
MODAL	Mode	18	0.103803	0.0011	0.00824	0.00019	0.99279	0.99396	0.01862	0.00786	0.00234	2.933E-05	0.67645	0.35537	0.98782
MODAL	Mode	19	0.094203	0.00293	0.0013	0.00019	0.99573	0.99496	0.0188	0.00802	0.0016	0.00153	0.67728	0.35686	0.98935
MODAL	Mode	20	0.088207	0.00148	0.00327	9.811E-05	0.99721	0.99623	0.0189	0.00843	0.00032	0.0001	0.68371	0.3573	0.98945
MODAL	Mode	21	0.082705	0.00245	0.00097	3.03E-05	0.99965	0.9992	0.01893	0.00184	0.00031	2.208E-05	0.68555	0.3604	0.98948
MODAL	Mode	22	0.079328	0.00034	0.00078	2.354E-05	0.99999	0.99996	0.01896	0.00081	0.00036	3.96E-06	0.68637	0.36246	0.98948
MODAL	Mode	23	0.055397	5.244E-06	4.38E-06	0.00062	1	0.99999	0.01957	5.242E-05	0.00025	0.00078	0.68842	0.36271	0.99626
MODAL	Mode	24	0.029634	7.857E-09	1.312E-05	0.00108	1	0.02065	0.00148	0.00028	0.00014	0.68879	0.36296	0.9964	

**Gambar 5.12 Modal Participating Mass Ratio Output SAP2000 Gedung Perkantoran SRPMB**

Dilihat berdasarkan *Output SAP 2000* tersebut diperoleh nilai partisipasi massa pada ragam ke 6 sudah mencapai lebih dari 90 % yaitu sebesar 91,76% untuk arah X dan 92,11% untuk arah Y. Sehingga diizinkan untuk menggunakan 6 ragam pada analisis.

#### 5.4.2 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

##### 1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Berdasarkan pasal 7.8.6 SNI 1726:2019, penentuan simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau menggunakan persamaan berikut.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Pada sub bab 5.2.3 diketahui nilai  $C_d$  adalah 2,5 dan  $I_e$  adalah 1, Sedangkan untuk simpangan pada setiap lantai yang ditentukan dengan analisis elastik ( $\delta_{xe}$ ) dapat diperoleh berdasarkan *output SAP 2000* yaitu *joint displacement* disetiap lantai bangunan dan dapat dilihat pada Gambar 5.13 dan 5.14 berikut.

Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Joint Displacements

Filter:

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
72	EX STATIK	LinStatic	0.004272	3.6E-05	-1.013E-06	-1E-05	0.001331	-4E-05
217	EX STATIK	LinStatic	0.018439	0.000173	-2.503E-06	-1.4E-05	0.001457	-0.000175
299	EX STATIK	LinStatic	0.025167	0.000244	-2.95E-06	-1.3E-05	0.001323	-0.000239
357	EX STATIK	LinStatic	0.03108	0.000307	-3.226E-06	-1.1E-05	0.001116	-0.000294
415	EX STATIK	LinStatic	0.035826	0.00036	-3.365E-06	-8.91E-06	0.000837	-0.000337
493	EX STATIK	LinStatic	0.039076	0.0004	-3.411E-06	-6.419E-06	0.000497	-0.000365
575	EX STATIK	LinStatic	0.011265	0.000101	-1.86E-06	-1.3E-05	0.001503	-0.000106
667	EX STATIK	LinStatic	0.040735	0.000426	-3.411E-06	-3.92E-06	0.000226	-0.000377

**Gambar 5.13 Nilai Defleksi Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Joint Displacements

Filter:

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
72	EY STATIK	LinStatic	-4.6E-05	0.003928	-8.4E-05	-0.001054	-1.3E-05	2.7E-05
217	EY STATIK	LinStatic	-0.000184	0.016314	-0.0002	-0.001134	-1.3E-05	0.000107
299	EY STATIK	LinStatic	-0.000244	0.022109	-0.000232	-0.001035	-1.1E-05	0.000145
357	EY STATIK	LinStatic	-0.000294	0.027203	-0.00025	-0.00088	-8.382E-06	0.00018
415	EY STATIK	LinStatic	-0.00033	0.031299	-0.000258	-0.000669	-5.207E-06	0.000208
493	EY STATIK	LinStatic	-0.000348	0.034104	-0.000258	-0.000408	-1.384E-06	0.000228
575	EY STATIK	LinStatic	-0.000115	0.010113	-0.000152	-0.001178	-1.4E-05	6.7E-05
667	EY STATIK	LinStatic	-0.000349	0.03552	-0.000257	-0.000212	7.566E-07	0.000238

**Gambar 5.14 Nilai Defleksi Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

Setelah nilai  $C_d$ ,  $I_e$  dan  $\delta_{xe}$  telah diketahui, maka nilai  $\delta_x$  dapat dihitung kemudian hasil perhitungan nilai  $\delta_x$  tersebut direkapitulasi dan dilihat pada tabel 5.6 berikut.

**Tabel 5.6 Rekapitulasi Awal Perhitungan  $\delta_x$  Gedung Perkantoran SRPMB**

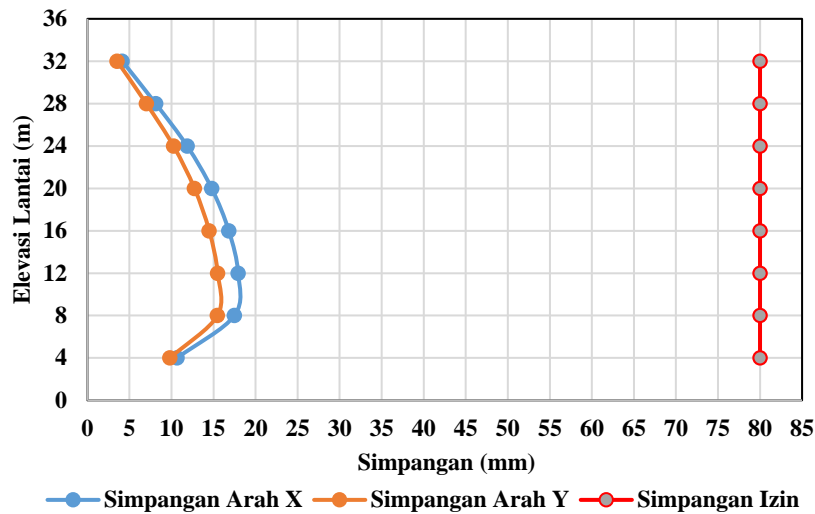
Keterangan	$\delta_{xe}$ arah x (mm)	$\delta_{ye}$ arah y (mm)	$\delta_x$ arah x (mm)	$\delta_y$ arah y (mm)
Lantai 8	40,735	35,520	101,838	88,800
Lantai 7	39,076	34,104	97,690	85,260
Lantai 6	35,826	31,299	89,565	78,248
Lantai 5	31,080	27,203	77,700	68,008
Lantai 4	25,167	22,109	62,918	55,273
Lantai 3	18,439	16,314	46,098	40,785
Lantai 2	11,265	10,113	28,163	25,283
Lantai 1	4,272	3,928	10,680	9,820

2. Batasan simpangan antar tingkat

Model struktur gedung perkantoran dinyatakan telah memenuhi ketentuan sesuai dengan pasal 7.12.1 SNI 1726:2019. Perhitungan simpangan antar tingkat dapat dilihat sebagaimana pada Tabel 5.7. Sedangkan untuk nilai simpang antar tingkat terdapat batasan yang telah dihitung dan direkapitulasi Pada Tabel 5.7 dan disajikan dalam bentuk grafik yang dapat dilihat sebagaimana berikut ini.

**Tabel 5.7 Rekapitulasi Awal Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin,  $\Delta_a^{a, b}$  SRPMB**

Keterangan	Elevasi (mm)	$\Delta Ex$ (mm)	$\Delta Ey$ (mm)	$\Delta a$ Izin (mm)
Lantai 8	32000	4,147	3,540	80
Lantai 7	28000	8,125	7,013	80
Lantai 6	24000	11,865	10,240	80
Lantai 5	20000	14,783	12,735	80
Lantai 4	16000	16,820	14,488	80
Lantai 3	12000	17,935	15,503	80
Lantai 2	8000	17,483	15,463	80
Lantai 1	4000	10,680	9,820	80



**Gambar 5.15 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

### 3. Pengaruh P-delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti yang ditentukan pada pasal 7.8.7 SNI 1726:2019 dan dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Nilai  $P_x$  dan  $V_x$  diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000*. Adapun nilai  $P_x$  dan  $V_x$  berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Gambar 5.16, 5.17 dan 5.18 berikut.

**S** Section Cut Forces - Analysis

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Section Cut Forces - Analysis

Filter:

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
K LT 8	D + L	Combination	3.936E-11	-3.521E-11	2887.14	336.833	185.535	-2.191E-11
K LT 7	D + L	Combination	6.94E-11	-4.949E-11	9504.86	1395.0003	1338.775	2.359E-10
K LT 6	D + L	Combination	9.398E-11	-6.12E-11	16122.58	2453.1677	2492.015	4.532E-10
K LT 5	D + L	Combination	1.132E-10	-7.1E-11	22740.3	3511.335	3645.255	6.268E-10
K LT 4	D + L	Combination	1.272E-10	-7.783E-11	29358.02	4569.5023	4798.495	7.584E-10
K LT 3	D + L	Combination	1.367E-10	-8.234E-11	35975.74	5627.6697	5951.735	8.522E-10
K LT 2	D + L	Combination	1.423E-10	-8.774E-11	42593.46	-22972.5295	7764.6082	1.016E-09
K LT 1	D + L	Combination	1.439E-10	-8.904E-11	48613.58	30907.9597	47083.4955	9.304E-10

**Gambar 5.16 Nilai  $P_x$  Pada Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

**S** Section Cut Forces - Analysis

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Section Cut Forces - Analysis

Filter:

	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
	K LT 8	EX STATIK	LinStatic	-185.881	6.537E-10	2.385E-13	-2.612E-09	-743.526	272.6262
	K LT 7	EX STATIK	LinStatic	-510.736	1.162E-09	-1.864E-12	-7.259E-09	-2786.4717	843.5429
	K LT 6	EX STATIK	LinStatic	-767.785	1.627E-09	-1.201E-12	-1.378E-08	-5857.6113	1295.2931
	K LT 5	EX STATIK	LinStatic	-962.662	2.03E-09	-1.619E-12	-2.19E-08	-9708.2574	1637.7792
	K LT 4	EX STATIK	LinStatic	-1101.522	2.356E-09	-1.761E-12	-3.133E-08	-14114.3459	1881.82
	K LT 3	EX STATIK	LinStatic	-1191.23	2.595E-09	-2.11E-12	-4.171E-08	-18879.2656	2039.4771
	K LT 2	EX STATIK	LinStatic	-1239.691	2.74E-09	-1.95E-12	-5.266E-08	-23838.0302	1261.4326
	K LT 1	EX STATIK	LinStatic	-1255.352	2.802E-09	-1.47E-12	-6.387E-08	-28859.4377	2603.6069

**Gambar 5.17 Nilai  $V_x$  Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

**S** Section Cut Forces - Analysis

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Section Cut Forces - Analysis

Filter:

	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
	K LT 8	EY STATIK	LinStatic	5.716E-10	-185.881	-4.075E-13	743.526	2.289E-09	-339.1093
	K LT 7	EY STATIK	LinStatic	1.052E-09	-510.736	-8.004E-13	2786.4717	6.511E-09	-943.2488
	K LT 6	EY STATIK	LinStatic	1.494E-09	-767.785	2.328E-13	5857.6113	1.248E-08	-1421.2873
	K LT 5	EY STATIK	LinStatic	1.879E-09	-962.662	8.149E-13	9708.2574	2.001E-08	-1783.7034
	K LT 4	EY STATIK	LinStatic	2.191E-09	-1101.522	9.895E-13	14114.3459	2.878E-08	-2041.9454
	K LT 3	EY STATIK	LinStatic	2.422E-09	-1191.23	4.22E-13	18879.2656	3.847E-08	-2208.7769
	K LT 2	EY STATIK	LinStatic	2.566E-09	-1239.691	4.366E-14	23838.0302	4.873E-08	-2279.7025
	K LT 1	EY STATIK	LinStatic	2.618E-09	-1255.352	4.22E-13	28859.4377	5.921E-08	-1321.9676

**Gambar 5.18 Nilai  $V_x$  Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

Setelah parameter nilai untuk menghitung koefisien stabilitas ( $\theta$ ) telah diketahui, maka nilai  $\theta$  dapat dihitung. Rekapitulasi perhitungan nilai  $\theta$  dapat dilihat pada Tabel 5.8 sedangkan untuk Rekapitulasi hasil pemeriksaan pengaruh P-Delta dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

**Tabel 5.8 Rekapitulasi Awal Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Keterangan</b>	<b><math>P_x</math> (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ex (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ey (kN)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ey (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ey (mm)</b>	<b>hsx (mm)</b>	<b><math>\theta</math> Ex</b>	<b><math>\theta</math> Ey</b>	<b><math>\theta_{maks}</math></b>	<b>Cek hasil</b>
Lantai 8	2887,140	185,881	185,881	101,838	88,800	4,147	3,540	4000	0,006	0,005	0,200	Stabil
Lantai 7	9504,860	510,736	510,736	97,690	85,260	8,125	7,013	4000	0,015	0,013	0,200	Stabil
Lantai 6	16122,580	767,785	767,785	89,565	78,248	11,865	10,240	4000	0,025	0,022	0,200	Stabil
Lantai 5	22740,300	962,662	962,662	77,700	68,008	14,783	12,735	4000	0,035	0,030	0,200	Stabil
Lantai 4	29358,020	1101,522	1101,522	62,918	55,273	16,820	14,488	4000	0,045	0,039	0,200	Stabil
Lantai 3	35975,740	1191,23	1191,23	46,098	40,785	17,935	15,503	4000	0,054	0,047	0,200	Stabil
Lantai 2	42593,460	1239,691	1239,691	28,163	25,283	17,483	15,463	4000	0,060	0,053	0,200	Stabil
Lantai 1	48613,580	1255,352	1255,352	10,680	9,820	10,680	9,820	4000	0,041	0,038	0,200	Stabil

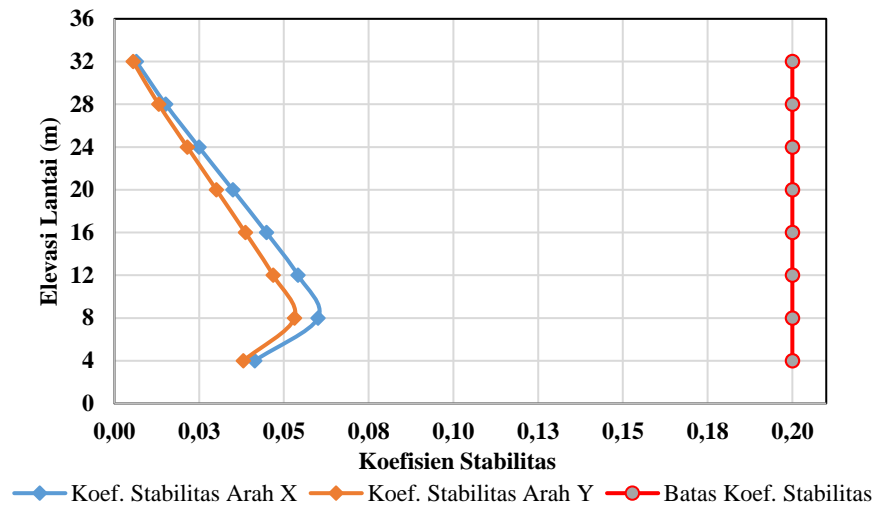
**Tabel 5.9 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

Keterangan	Elevasi (mm)	$\theta Ex$	$\theta Ey$	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,006	0,005	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 7	28000	0,015	0,013	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 6	24000	0,025	0,022	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 5	20000	0,035	0,030	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 4	16000	0,045	0,039	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 3	12000	0,054	0,047	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 2	8000	0,060	0,053	Tidak	Tidak	1,00	1,00

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta



**Gambar 5.19 Grafik Koefisien Stabilitas Arax X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

5.4.3 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan

1. Pemeriksaan letak titik berat bangunan

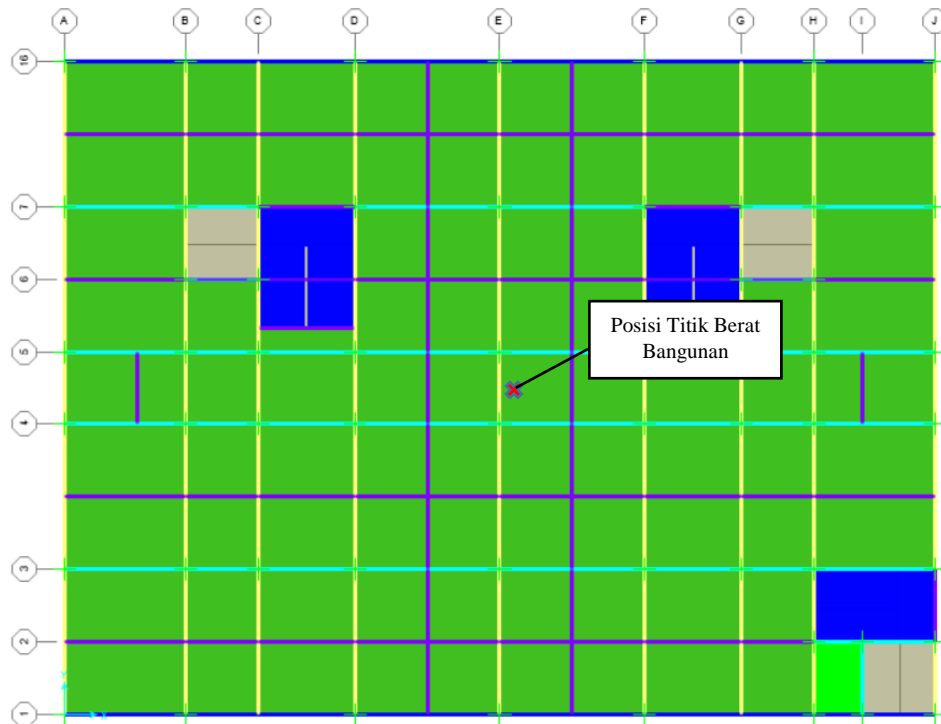
Titik berat bangunan perlu diketahui sebagai acuan dalam meninjau struktur kolom guna memperoleh nilai *displacement* tiap lantai. Letak titik berat bangunan dapat diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000* dengan menggunakan fitur *display -> show table -> joint output -> joint masses*. Adapun nilai titik berat bangunan dapat dilihat pada Gambar 5.20.

Joint Text	MassSource	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m	R1 KN-m-s2	R2 KN-m-s2	R3 KN-m-s2	CenterX m	CenterY m	CenterZ m
1052	Massa bang...	3.16	3.16	3.16	0	0	0	5	3	28
1053	Massa bang...	2.37	2.37	2.37	0	0	0	15	3	28
1054	Massa bang...	2.37	2.37	2.37	0	0	0	21	3	28
1055	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	15	24	32
1056	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	21	24	32
1057	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	15	18	32
1058	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	21	18	32
1059	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	15	9	32
1060	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	21	9	32
1061	Massa bang...	2.34	2.34	2.34	0	0	0	5	3	32
1062	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	15	3	32
1063	Massa bang...	1.75	1.75	1.75	0	0	0	21	3	32
SumAccelUX	Massa bang...	3015.95	0	0	0	0	0	18.08063	13.89138	17.12994
SumAccelUY	Massa bang...	0	3015.95	0	0	0	0	18.08063	13.89138	17.12994
SumAccelUZ	Massa bang...	0	0	3015.95	0	0	0	18.08063	13.89138	17.12994

**Gambar 5.20 Nilai Titik Berat Bangunan Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**



Sedangkan untuk gambaran posisi letak titik berat bangunan dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut.



**Gambar 5.21** Gambaran Posisi Titik Berat Bangunan Berdasarkan Arah X-Y

## 2. Kontrol ketidakberaturan vertikal gedung perkantoran

Pada proses analisis, perlu dilakukan pemeriksaan terhadap pada model struktur untuk memeriksa apakah pada model struktur tersebut mempunyai ketidakberaturan vertikal. Pemeriksaan ketidakberaturan dilakukan dengan mengacu pada pasal 7.3.2.2 SNI 1726:2019. Adapun pemeriksaan ketidakberaturan vertikal adalah sebagai berikut.

- a. Ketidakberaturan tipe 1a (kekakuan tingkat lunak) dan ketidakberaturan tipe 1b (kekakuan tingkat lunak berlebihan)

Nilai kekakuan setiap lantai ditinjau pada elemen kolom yang letaknya paling dekat dengan titik berat bangunan, maka dari itu kolom yang ditinjau adalah kolom pada grid E-5. Nilai kekakuan setiap lantai (*story stiffness*) dihitung dengan asumsi gaya seismik lateral ( $F_x$ ) pada setiap tingkat adalah gaya satu satuan atau bernilai 1.

$$K = \frac{Vx}{\Delta i}$$

$$Vx = F_x + V_x \text{ Pada 1 Tingkat Diatasnya}$$

Sedangkan untuk *Displacement* Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan berdasarkan selisih nilai *displacement* dengan tingkat diatasnya. Nilai *displacement* dapat diperoleh menggunakan bantuan analisis *SAP 2000* dengan menggunakan fitur *display -> show table -> joint output -> joint displacement*. Adapun nilai *joint displacement* berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
72	EX STATIK	LinStatic	0.004272	3.6E-05	-1.013E-06	-1E-05	0.001331	-4E-05
217	EX STATIK	LinStatic	0.018439	0.000173	-2.503E-06	-1.4E-05	0.001457	-0.000175
299	EX STATIK	LinStatic	0.025187	0.000244	-2.95E-06	-1.3E-05	0.001323	-0.000239
357	EX STATIK	LinStatic	0.03108	0.000307	-3.226E-06	-1.1E-05	0.001116	-0.000294
415	EX STATIK	LinStatic	0.035826	0.00036	-3.365E-06	-8.91E-06	0.000837	-0.000337
493	EX STATIK	LinStatic	0.039076	0.0004	-3.411E-06	-6.419E-06	0.000497	-0.000365
575	EX STATIK	LinStatic	0.011265	0.000101	-1.86E-06	-1.3E-05	0.001503	-0.000106
667	EX STATIK	LinStatic	0.040735	0.000426	-3.411E-06	-3.92E-06	0.000226	-0.000377
72	EY STATIK	LinStatic	-4.6E-05	0.003928	-8.4E-05	-0.001054	-1.3E-05	2.7E-05
217	EY STATIK	LinStatic	-0.000184	0.016314	-0.0002	-0.001134	-1.3E-05	0.000107
299	EY STATIK	LinStatic	-0.000244	0.022109	-0.000232	-0.001035	-1.1E-05	0.000145
357	EY STATIK	LinStatic	-0.000294	0.027203	-0.00025	-0.00088	-8.382E-06	0.00018
415	EY STATIK	LinStatic	-0.00033	0.031299	-0.000258	-0.000669	-5.207E-06	0.000208
493	EY STATIK	LinStatic	-0.000348	0.034104	-0.000258	-0.000408	-1.384E-06	0.000228
575	EY STATIK	LinStatic	-0.000115	0.010113	-0.000152	-0.001178	-1.4E-05	6.7E-05
667	EY STATIK	LinStatic	-0.000349	0.03552	-0.000257	-0.000212	7.566E-07	0.000238

**Gambar 5.22 Nilai Joint Displacement Kolom E-5 Arah X dan Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Setelah parameter nilai untuk kekakuan setiap lantai telah diketahui, maka perhitungan nilai kekakuan dapat dilakukan dan direkapitulasi seperti yang dapat dilihat pada Tabel 5.10. Selanjutnya dilakukan Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal tipe 1a kekakuan tingkat lunak dan tipe 1b tingkat lunak berlebihan seperti pada Tabel 5.11 dan Tabel 5.12.

**Tabel 5.10 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kekakuan Lantai (K) Arah X dan Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

<b>Keterangan</b>	<b>Elevasi (mm)</b>	<b><math>F_x</math> Ex Ey (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ex (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ey (kN)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ey (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ey (mm)</b>	<b>K Ex (kN/mm)</b>	<b>K Ey (kN/mm)</b>
Lantai 8	32000	1	1	1	0,041	0,036	0,002	0,001	602,773	706,215
Lantai 7	28000	1	2	2	0,039	0,034	0,003	0,003	615,385	713,012
Lantai 6	24000	1	3	3	0,036	0,031	0,005	0,004	632,111	732,422
Lantai 5	20000	1	4	4	0,031	0,027	0,006	0,005	676,476	785,238
Lantai 4	16000	1	5	5	0,025	0,022	0,007	0,006	743,163	862,813
Lantai 3	12000	1	6	6	0,018	0,016	0,007	0,006	836,353	967,586
Lantai 2	8000	1	7	7	0,011	0,010	0,007	0,006	1001,001	1131,770
Lantai 1	4000	1	8	8	0,004	0,004	0,004	0,004	1872,659	2036,660

**Tabel 5.11 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Kekakuan Arah X (kN/mm)	Tipe 1a (Kekakuan Tingkat Lunak)			Tipe 1b (Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan)		
		70% dari 1 Tingkat diatas (kN/mm)	80% dari rata-rata 3 Tingkat diatas (kN/mm)	Status	60% dari 1 Tingkat diatas (kN/mm)	70% dari rata-rata 3 Tingkat diatas (kN/mm)	Status
Lantai 8	602,773	0,000	0,000	Regular	0,000	0,000	Regular
Lantai 7	615,385	421,941	482,218	Regular	361,664	421,941	Regular
Lantai 6	632,111	430,769	487,263	Regular	369,231	426,355	Regular
Lantai 5	676,476	442,478	493,405	Regular	379,267	431,729	Regular
Lantai 4	743,163	473,533	513,059	Regular	405,885	448,927	Regular
Lantai 3	836,353	520,214	547,133	Regular	445,898	478,742	Regular
Lantai 2	1001,001	585,447	601,598	Regular	501,812	526,398	Regular
Lantai 1	1872,659	700,701	688,138	Regular	600,601	602,121	Regular

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

**Tabel 5.12 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Kekakuan Arah Y (kN/mm)	Tipe 1a (Kekakuan Tingkat Lunak)			Tipe 1b (Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan)		
		70% dari 1 Tingkat diatas (kN/mm)	80% dari rata-rata 3 Tingkat diatas (kN/mm)	Status	60% dari 1 Tingkat diatas (kN/mm)	70% dari rata-rata 3 Tingkat diatas (kN/mm)	Status
Lantai 8	706,215	0,000	0,000	Regular	0,000	0,000	Regular
Lantai 7	713,012	494,350	564,972	Regular	423,729	494,350	Regular
Lantai 6	732,422	499,109	567,691	Regular	427,807	496,730	Regular
Lantai 5	785,238	512,695	573,773	Regular	439,453	502,051	Regular
Lantai 4	862,813	549,666	594,846	Regular	471,143	520,490	Regular
Lantai 3	967,586	603,969	634,793	Regular	517,688	555,444	Regular
Lantai 2	1131,770	677,310	697,503	Regular	580,552	610,315	Regular
Lantai 1	2036,660	792,239	789,912	Regular	679,062	691,173	Regular

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.11 dan Tabel 5.12, struktur gedung perkantoran dinyatakan tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 1a (kekakuan tingkat lunak) maupun ketidakberaturan tipe 1b (kekakuan tingkat lunak berlebihan).

b. Ketidakberaturan Tipe 2 (Massa bangunan)

Pemeriksaan ketidakberaturan massa bangunan memerlukan berat bangunan atau massa bangunan. Berat sendiri bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.4. Setelah berat bangunan diketahui maka pemeriksaan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

**Tabel 5.13 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Berat Bangunan, $W$ (kN)	150 % Berat 1 Tingkat diatas (kN)	150 % Berat 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	5842,200	0,000	13144,950	Regular
Lantai 7	5599,080	8763,300	12597,930	Regular
Lantai 6	5599,080	8398,620	12597,930	Regular
Lantai 5	5599,080	8398,620	12597,930	Regular
Lantai 4	5599,080	8398,620	12597,930	Regular
Lantai 3	5599,080	8398,620	12597,930	Regular
Lantai 2	5599,080	8398,620	12597,930	Regular
Lantai 1	5113,560	8398,620	0,000	Regular

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.12, struktur gedung perkantoran yang direncanakan tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 2 (massa bangunan).

c. Ketidakberaturan Tipe 3 (Geometri Vertikal)

Pemeriksaan ketidakberaturan geometri vertikal dilakukan dengan menggunakan nilai dimensi portal arah X dan Arah Y kemudian dikalikan 130% pada dimensi portal pada tingkat diatas atau dibawahnya. Adapun pemeriksaan geometri vertikal dapat dilihat pada Tabel 5.14 dan Tabel 5.15 berikut.

**Tabel 5.14 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Keterangan</b>	<b><math>d_i</math> (m)</b>	<b>130 % <math>d_i</math> 1 Tingkat diatas (kN)</b>	<b>130 % <math>d_i</math> 1 Tingkat dibawah (kN)</b>	<b>Status</b>
Lantai 8	36	0	46,8	Regular
Lantai 7	36	46,8	46,8	Regular
Lantai 6	36	46,8	46,8	Regular
Lantai 5	36	46,8	46,8	Regular
Lantai 4	36	46,8	46,8	Regular
Lantai 3	36	46,8	46,8	Regular
Lantai 2	36	46,8	46,8	Regular
Lantai 1	36	46,8	0	Regular

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

**Tabel 5.15 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	$d_i$ (m)	130 % $d_i$ 1 Tingkat diatas (kN)	130 % $d_i$ 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	27	0	35,1	Regular
Lantai 7	27	35,1	35,1	Regular
Lantai 6	27	35,1	35,1	Regular
Lantai 5	27	35,1	35,1	Regular
Lantai 4	27	35,1	35,1	Regular
Lantai 3	27	35,1	35,1	Regular
Lantai 2	27	35,1	35,1	Regular
Lantai 1	27	35,1	0	Regular

Catatan:

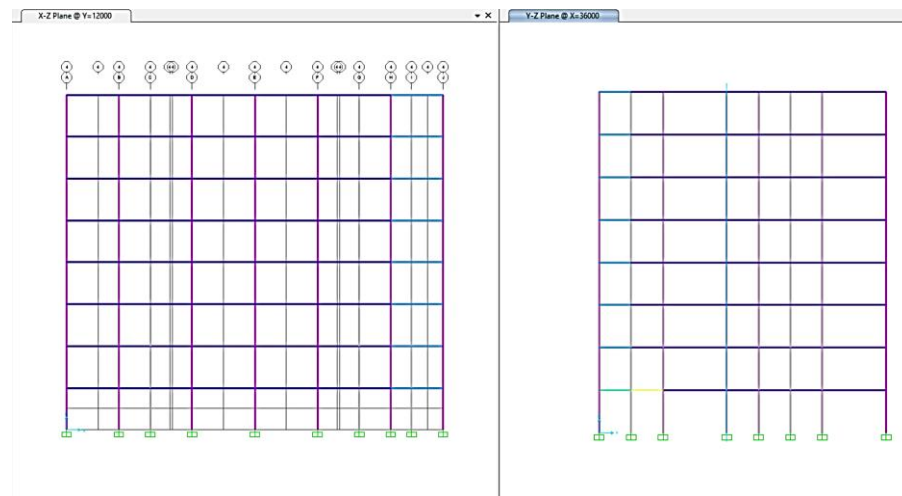
*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.13 dan 5.14 diatas, struktur gedung perkantoran yang direncanakan tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 3 (geometri vertikal).

- d. Ketidakberaturan Tipe 4 (Diskontinuitas Bidang Penahan Gaya Lateral)  
Pemeriksaan ketidakberaturan diskontinuitas bidang penahan gaya lateral dilihat berdasarkan susunan portal penyusun gedung pada Gambar 5.23 berikut.





**Gambar 5.23 Susunan Portal Gedung Perkantoran Arah X dan Arah Y**

Jika dilihat berdasarkan gambar tersebut dan dikarenakan model gedung perkantoran yang direncanakan berbentuk tipikal dari lantai 1 sampai dengan lantai 8, maka tidak terdapat kolom portal yang diskontinu sehingga model gedung perkantoran dinyatakan tidak memiliki ketidakberaturan tipe 4 (diskontinuitas bidang penahan gaya lateral) baik dari arah X maupun arah Y.

- e. Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a (Kekuatan Tingkat Lemah) dan Tipe 5b (Kekuatan Tingkat Lemah Berlebihan)

Pemeriksaan ketidakberaturan dilakukan dengan cara membandingkan antara kekuatan geser pada setiap tingkat dengan kekuatan geser pada tingkat di atasnya apakah ada yang bernilai  $< 80\%$  dan  $< 60\%$ . Kekuatan Tingkat dapat diperoleh dengan menggunakan nilai faktor distribusi vertikal ( $C_{vx}$ ) berdasarkan rumus seperti pada sub sub bab 5.4.1. Adapun rekapitulasi nilai kekuatan tingkat dapat dilihat pada Tabel 5.16 Kemudian dapat dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan dan dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut.

**Tabel 5.16 Perhitungan Rasio Nilai Kekuatan Tingkat Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB Tahap Awal**

<b>Keterangan</b>	<b><math>w_i</math> (kN)</b>	<b><math>h</math> (m)</b>	<b><math>h^k</math></b>	<b><math>w_i \times h^k</math></b>	<b><math>C_{vx}</math></b>	<b><math>V_x</math></b>	<b><math>V_n</math></b>
Lantai 8	5842,200	32,000	193,163	1128496,906	0,280	0,280	0,000
Lantai 7	5599,080	28,000	157,706	883011,227	0,219	0,499	1,782
Lantai 6	5599,080	24,000	124,789	698701,689	0,173	0,672	1,347
Lantai 5	5599,080	20,000	94,606	529707,916	0,131	0,803	1,195
Lantai 4	5599,080	16,000	67,412	377446,875	0,094	0,897	1,116
Lantai 3	5599,080	12,000	43,550	243841,153	0,060	0,957	1,067
Lantai 2	5599,080	8,000	23,526	131725,860	0,033	0,990	1,034
Lantai 1	5113,560	4,000	8,210	41984,882	0,010	1,000	1,011

**Tabel 5.17 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Kekuatan Tingkat $V_n$	Tipe 5a (Kekuatan Tingkat Lemah)		Tipe 5b (Kekuatan Tingkat Lemah Berlebih)	
		80% Nilai Kekuatan Tingkat	Status	60% Nilai Kekuatan Tingkat	Status
Lantai 8	0,000	0,000	-	0,000	-
Lantai 7	1,782	1,426	Regular	1,069	Regular
Lantai 6	1,347	1,078	Regular	0,808	Regular
Lantai 5	1,195	0,956	Regular	0,717	Regular
Lantai 4	1,116	0,893	Regular	0,670	Regular
Lantai 3	1,067	0,854	Regular	0,640	Regular
Lantai 2	1,034	0,827	Regular	0,620	Regular
Lantai 1	1,011	0,808	Regular	0,606	Regular

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

### 3. Kontrol ketidakberaturan horizontal gedung perkantoran

Pada proses analisis, perlu dilakukan pemeriksaan terhadap pada model struktur untuk memeriksa apakah pada model struktur tersebut mempunyai ketidakberaturan horizontal. Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dilakukan dengan mengacu pada Tabel 13 SNI 1726:2019. Adapun pemeriksaan ketidakberaturan vertikal adalah sebagai berikut.

#### a. Ketidakberaturan horizontal tipe 1a (Torsi) dan ketidakberaturan tipe 1b (Torsi Berlebih)

Pemeriksaan ketidakberaturan torsi dan ketidak beraturan torsi berlebih dapat diketahui berdasarkan nilai rasio simpang antar tingkat dengan rata-rata simpang. Nilai rasio antar tingkat dan nilai simpang rata-rata dapat diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dengan menggunakan fitur *display -> show table -> joint output -> joint displacement* dan dengan meninjau kedua ujung struktur portal terpanjang pada arah X maupun arah Y dimana untuk arah X kolom yang ditinjau adalah portal memanjang arah Y yaitu kolom pada grid E-8 dan untuk titik A dan kolom pada grid E-1 untuk titik B. Adapun nilai *joint displacement* arah X dapat dilihat pada Gambar 5.24 berikut.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
11	EX+	LinStatic	0	0	0	0	0	0
133	EX+	LinStatic	0	0	0	0	0	0
12	EX+	LinStatic	0.005466	0.001751	3E-05	-0.000721	0.001349	-4.5E-05
134	EX+	LinStatic	0.006685	0.001751	-3.7E-05	-0.000464	0.001457	-4.5E-05
545	EX+	LinStatic	0.014417	0.004531	6E-05	-0.000479	0.001384	-0.000121
596	EX+	LinStatic	0.017686	0.004531	-6.8E-05	-0.000524	0.001726	-0.000121
96	EX+	LinStatic	0.023633	0.007347	8.4E-05	-0.000517	0.001377	-0.000202
250	EX+	LinStatic	0.029082	0.007347	-9.3E-05	-0.000509	0.001693	-0.000202
269	EX+	LinStatic	0.032419	0.010021	0.000103	-0.000472	0.001278	-0.000277
320	EX+	LinStatic	0.039909	0.010021	-0.000112	-0.000473	0.001566	-0.000277
327	EX+	LinStatic	0.040365	0.012434	0.000115	-0.000416	0.001122	-0.000344
385	EX+	LinStatic	0.047085	0.01447	0.000123	-0.000336	0.000906	-0.000398
378	EX+	LinStatic	0.049649	0.012434	-0.000125	-0.000416	0.001365	-0.000344
443	EX+	LinStatic	0.052191	0.01601	0.000126	-0.000235	0.000638	-0.000435
521	EX+	LinStatic	0.055376	0.016958	0.000127	-0.000127	0.000309	-0.000455
436	EX+	LinStatic	0.057822	0.01447	-0.000133	-0.000336	0.00109	-0.000398
514	EX+	LinStatic	0.063944	0.01601	-0.000137	-0.000235	0.000751	-0.000435
688	EX+	LinStatic	0.06765	0.016958	-0.000138	-0.000128	0.000351	-0.000455

**Gambar 5.24 Joint Displacement Arah X Pada Titik A dan B**

Kemudian Untuk arah Y kolom yang ditinjau adalah portal memanjang arah X yaitu kolom pada grid A-5 untuk titik A dan kolom pada grid J-5 untuk titik B. Adapun nilai *joint displacement* arah Y dapat dilihat pada Gambar 5.25 berikut.

**S** Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	Joint Text	OutputCase	CaseType	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
	63	EY+	LinStatic	0	0	0	0	0	0
	79	EY+	LinStatic	0	0	0	0	0	0
	64	EY+	LinStatic	0.001783	0.006071	-0.000173	-0.001233	0.000485	2.2E-05
	80	EY+	LinStatic	0.001783	0.005295	-6.1E-05	-0.001056	0.000521	2.2E-05
	571	EY+	LinStatic	0.00472	0.015583	-0.000314	-0.001427	0.000567	5.1E-05
	579	EY+	LinStatic	0.00472	0.013744	-0.000108	-0.001238	0.000594	5.1E-05
	213	EY+	LinStatic	0.007759	0.025182	-0.00042	-0.001396	0.00056	8E-05
	221	EY+	LinStatic	0.007759	0.022286	-0.00014	-0.001209	0.00058	8E-05
	295	EY+	LinStatic	0.010654	0.0343	-0.000496	-0.001308	0.000523	0.000109
	303	EY+	LinStatic	0.010654	0.030367	-0.000159	-0.001127	0.000535	0.000109
	353	EY+	LinStatic	0.01327	0.042543	-0.000543	-0.001161	0.000462	0.000136
	361	EY+	LinStatic	0.01327	0.037632	-0.000168	-0.000994	0.000467	0.000136
	411	EY+	LinStatic	0.015477	0.049518	-0.000568	-0.000952	0.000376	0.000161
	419	EY+	LinStatic	0.015477	0.043731	-0.000169	-0.000808	0.000372	0.000161
	489	EY+	LinStatic	0.017147	0.054809	-0.000577	-0.000684	0.000266	0.000181
	497	EY+	LinStatic	0.017147	0.048301	-0.000166	-0.000573	0.000257	0.000181
	663	EY+	LinStatic	0.01818	0.05807	-0.000577	-0.00039	0.000158	0.000195
	671	EY+	LinStatic	0.01818	0.051065	-0.000162	-0.000319	0.000115	0.000195

**Gambar 5.25 Joint Displacement Arah Y Pada Titik A dan B**

Nilai *joint displacement* arah X dan arah Y tersebut dijadikan dasar untuk melakukan perhitungan simpangan antar tingkat yang kemudian dapat dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan torsi dan dapat dilihat pada Tabel 5.18 untuk arah X dan Tabel 5.19 untuk arah Y.

**Tabel 5.18 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Keterangan</b>	$\delta_x$ Titik A (m)	$\delta_x$ Titik B (m)	$\Delta$ Titik A	$\Delta$ Titik B	$\Delta$ Rata-Rata	$\Delta$ Max	$\Delta$ Max / $\Delta$ Rata-Rata	<b>Status</b>
Lantai 8	0,068	0,055	0,004	0,003	0,003	0,004	1,076	Regular
Lantai 7	0,064	0,052	0,006	0,005	0,006	0,006	1,090	Regular
Lantai 6	0,058	0,047	0,008	0,007	0,007	0,008	1,098	Regular
Lantai 5	0,050	0,040	0,010	0,008	0,009	0,010	1,101	Regular
Lantai 4	0,040	0,032	0,011	0,009	0,010	0,011	1,104	Regular
Lantai 3	0,029	0,024	0,011	0,009	0,010	0,011	1,106	Regular
Lantai 2	0,018	0,014	0,011	0,009	0,010	0,011	1,103	Regular
Lantai 1	0,007	0,005	0,007	0,005	0,006	0,007	1,100	Regular

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

**Tabel 5.19 Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Tahap Awal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Keterangan</b>	<b><math>\delta_x</math> Titik A (m)</b>	<b><math>\delta_x</math> Titik B (m)</b>	<b><math>\Delta</math> Titik A</b>	<b><math>\Delta</math> Titik B</b>	<b><math>\Delta</math> Rata- Rata</b>	<b><math>\Delta</math> Max</b>	<b><math>\Delta</math> Max / <math>\Delta</math> Rata-Rata</b>	<b>Status</b>
Lantai 8	0,051	0,058	0,003	0,003	0,003	0,003	1,082	Regular
Lantai 7	0,048	0,055	0,005	0,005	0,005	0,005	1,073	Regular
Lantai 6	0,044	0,050	0,006	0,007	0,007	0,007	1,067	Regular
Lantai 5	0,038	0,043	0,007	0,008	0,008	0,008	1,063	Regular
Lantai 4	0,030	0,034	0,008	0,009	0,009	0,009	1,060	Regular
Lantai 3	0,022	0,025	0,009	0,010	0,009	0,010	1,058	Regular
Lantai 2	0,014	0,016	0,008	0,010	0,009	0,010	1,059	Regular
Lantai 1	0,005	0,006	0,005	0,006	0,006	0,006	1,068	Regular

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.18 dan 5.19 tersebut maka dapat dilihat bahwa tidak terdapat nilai simpangan antar tingkat rata rata yang melebihi nilai 1,2 sehingga dinyatakan tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a (torsi) dan tipe 1b (torsi berlebih) baik arah X maupun arah Y.

b. Ketidakberaturan horizontal tipe 2 (Sudut Dalam)

Permodelan struktur gedung perkantoran dinyatakan tidak memiliki ketidakberaturan sudut dalam, karena pada saat pemeriksaan bentuk bangunan melalui denah yang dapat dilihat pada Gambar 5.1, bentuk bangunan adalah simetris dua arah dan tidak memiliki arah pendek dengan bentuk yang lebih ramping ke arah dalam dan memiliki kesamaan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8.

c. Ketidakberaturan horizontal tipe 3 (Diskontinuitas Diafragma)

Pemeriksaan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dapat dilakukan dengan cara menghitung luas total diafragma dengan luas bukaan atau *void* pada model struktur gedung perkantoran. Kemudian membandingkannya secara persentase. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut.

**Tabel 5.20 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Luas Total (m <sup>2</sup> )	Luas Void (m <sup>2</sup> )
Lantai 8	972	
Lantai 7	972	90
Lantai 6	972	90
Lantai 5	972	90
Lantai 4	972	90
Lantai 3	972	90
Lantai 2	972	90
Lantai 1	972	210
<b>Total</b>	<b>7776</b>	<b>750</b>
<b>Persentase</b>	<b>9,65% &lt; 50%</b>	
<b>Status</b>	<b>Regular</b>	



Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

d. Ketidakberaturan horizontal tipe 4 (Pergeseran Tegak Lurus Bidang)

Pemeriksaan ketidakberaturan pergeseran bidang tegak lurus dapat dilakukan dengan cara melihat berdasarkan elemen struktur vertikal pada gedung perkantoran. Pada gedung perkantoran ini struktur vertikal adalah kolom yang seluruhnya bersifat tegak lurus dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga tidak memiliki pergeseran posisi, maka pada gedung perkantoran ini dinyatakan tidak memiliki ketidakberaturan horizontal pergeseran tegak lurus bidang.

e. Ketidakberaturan horizontal tipe 5 (Struktur non paralel)

Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal struktur non paralel dapat dilakukan dengan cara melihat berdasarkan model struktur pada gedung perkantoran apakah terdapat struktur portal atau dinding geser (*shear wall*) yang memiliki posisi tidak saling teratur atau ortogonal. Maka model struktur gedung perkantoran dinyatakan tidak memiliki ketidakberaturan sistem non paralel dikarenakan tidak terdapat struktur portal yang ortogonal dan juga tidak memiliki struktur *shear wall*.

#### 5.4.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dan diperhitungkan untuk mendapatkan kekuatan perlu ( $U$ ). Kombinasi pembebanan terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dalam penelitian ini kombinasi pembebanan yang digunakan adalah metode ultimit yang mengacu pada pasal 4.2.2 SNI 1726:2019 yaitu kombinasi pembebanan dasar untuk perencanaan struktur. Kombinasi pembebanan tersebut juga sama dengan kombinasi pembebanan yang diisyaratkan pada beban terfaktor yang mengacu pada pasal 5.3.1 SNI 2847:2019. Adapun perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat sebagai berikut.

1.  $U = 1,4D$
2.  $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$   
 $= 1,2D + 1,6L$
3.  $U = 1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$   
 $= 1,2 D + 1,0L$   
 $U = 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$   
 $= 1,2D + 1,0L$
4.  $U = 1,2D + 1,0E + 1,0 L$   
 $= 1,2D + 1,0E_v + 1,0E_h + 1,0 L$   
 $= 1,2D + 1,0 (0,2 S_{DS}D) + 1,0 \rho Q_E + 1,0 L$   
 $= 1,2 + 1,0 (0,2 S_{DS})D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$   
 $= 1,2 + 1,0 (0,2 \times 0,2565)D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$   
 $= 1,2513D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$
5.  $U = 1,2513D + 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey + 1,0L$
6.  $U = 1,2513D - 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$
7.  $U = 1,2513D - 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey + 1,0L$
8.  $U = 1,2513D + 0,3 \rho Ex + \rho Ey + 1,0L$
9.  $U = 1,2513D + 0,3 \rho Ex - \rho Ey + 1,0L$
10.  $U = 1,2513D - 0,3 \rho Ex + \rho Ey + 1,0L$
11.  $U = 1,2513D - 0,3 \rho Ex - \rho Ey + 1,0L$
12.  $U = 0,9D + 1,0W$   
 $= 0,9D$
13.  $U = 0,9D - 1,0E$   
 $= 0,9D - 1,0E_v + 1,0E_h$   
 $= 0,9D - 1,0 (0,2 S_{DS}D) + 1,0 \rho Q_E$   
 $= 0,9 - 1,0 (0,2 S_{DS})D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$   
 $= 0,9 - 1,0 (0,2 \times 0,2565)D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$   
 $= 0,8486D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
14.  $U = 0,8486D + 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey$
15.  $U = 0,8486D - 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
16.  $U = 0,8486D - 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey$

$$17. U = 0,8486D + 0,3 \rho Ex + 1,0 \rho Ey$$

$$18. U = 0,8486D + 0,3 \rho Ex - 1,0 \rho Ey$$

$$19. U = 0,8486D - 0,3 \rho Ex + 1,0 \rho Ey$$

$$20. U = 0,8486D - 0,3 \rho Ex - 1,0 \rho Ey$$

Hasil perhitungan tersebut kemudian direkapitulasi dan disajikan pada Tabel 5.21 berikut.

**Tabel 5.21 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMB**

Kombinasi Pembebanan	Jenis Beban				
	DL	ADL	LL	EX	EY
Kombinasi 1	1,40	1,40			
Kombinasi 2	1,20	1,20	1,60		
Kombinasi 3	1,20	1,20	1,00		
Kombinasi 4	1,2513	1,2513	1,0	1,00	0,30
Kombinasi 5	1,2513	1,2513	1,0	0,30	1,00
Kombinasi 6	1,2513	1,2513	1,0	-1,00	0,30
Kombinasi 7	1,2513	1,2513	1,0	-0,30	1,00
Kombinasi 8	1,2513	1,2513	1,0	1,00	-0,30
Kombinasi 9	1,2513	1,2513	1,0	0,30	-1,00
Kombinasi 10	1,2513	1,2513	1,0	-1,00	-0,30
Kombinasi 11	1,2513	1,2513	1,0	-0,30	-1,00
Kombinasi 12	0,90	0,90			
Kombinasi 13	0,84869	0,84869		1,00	0,30
Kombinasi 14	0,84869	0,84869		0,30	1,00
Kombinasi 15	0,84869	0,84869		-1,00	0,30
Kombinasi 16	0,84869	0,84869		-0,30	1,00
Kombinasi 17	0,84869	0,84869		1,00	-0,30
Kombinasi 18	0,84869	0,84869		0,30	-1,00
Kombinasi 19	0,84869	0,84869		-1,00	-0,30
Kombinasi 20	0,84869	0,84869		-0,30	-1,00

#### 5.4.5 Desain Kolom

##### 1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam pada kolom merupakan hasil dari analisis struktur yang diperoleh berdasarkan kombinasi pembebanan yang diinputkan kedalam prosedur desain menggunakan *Software SAP2000*. Dalam perencanaan gedung perkantoran ini gaya dalam pada kolom yang digunakan adalah gaya aksial, gaya geser dan momen. Gaya dalam tersebut diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* yang dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

**Tabel 5.22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P	M2	M3	V2	V3
Lantai 1	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1394,131	71,7972	-77,0295	-32,831	30,922
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1137,529	78,1304	-66,0342	-27,506	34,725
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-1530,46	153,0742	-143,1549	-53,628	59,002
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1986,519	146,7084	-142,9374	49,843	57,574
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-791,231	73,668	-67,3441	-27,702	32,339
Lantai 2	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1212,819	78,5199	-90,0471	44,192	37,624
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-974,969	92,8576	-76,8694	-37,148	45,033
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-1324,86	131,4482	-124,9855	-58,800	62,887
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1720,121	129,5769	-106,9844	-50,045	61,359
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-678,178	-86,8333	-72,5054	-34,686	-42,544
Lantai 3	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1020,622	-75,414	-89,067	44,452	-36,393
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-808,100	-85,444	70,199	35,109	42,469
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-1120,223	-118,996	112,715	-55,755	58,677
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1456,436	114,885	97,373	-48,055	-56,752
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-562,859	82,997	67,165	-33,377	-41,335

Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMB

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P	M2	M3	V2	V3
Lantai 4	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-828,613	-67,432	-86,328	42,751	33,211
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-643,455	-82,667	-66,061	32,763	40,857
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-915,541	-116,525	111,456	-54,120	56,745
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1193,080	111,480	97,154	-46,757	-54,305
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-450,123	76,118	65,513	-32,147	-39,169
Lantai 5	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-637,186	-63,793	-81,110	39,894	31,024
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-482,829	78,535	59,666	28,961	-38,309
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-711,286	-109,700	106,390	-50,541	52,390
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-930,408	104,478	93,357	-43,810	-49,913
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-344,218	68,888	61,518	-29,759	-35,340
Lantai 6	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-446,133	-58,9191	-73,0837	35,676	28,235
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-328,34	68,8158	55,2752	-26,263	-34,664
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-507,297	-99,2871	97,2926	-45,133	46,269
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-668,226	93,9544	86,6744	-39,409	-43,829
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-245,956	56,3778	55,4291	-26,349	-29,86

**Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Dimensi Kolom Awal (mm)</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>
Lantai 7	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-255,313	-53,429	-63,480	30,518	25,140
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-180,733	63,040	52,676	-24,106	-29,863
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-303,640	-84,583	88,030	-39,031	37,987
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-406,440	81,210	75,814	-33,064	-36,373
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-148,033	47,012	47,167	-21,839	-22,499
Lantai 8	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-65,894	-45,517	41,692	20,622	21,079
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-49,476	47,762	31,371	-15,623	-22,568
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-99,808	70,536	56,785	-25,414	-29,369
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-144,975	-57,435	67,371	-26,566	24,377
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-60,875	32,039	35,462	-15,993	-14,414

## 2. Kontrol kecukupan dimensi kolom

Kontrol kecukupan dimensi kolom dilaksanakan dengan cara menghitung jumlah tulangan longitudinal berdasarkan kombinasi pembebanan yang bekerja pada kolom yang kemudian dilakukan pemeriksaan terhadap dimensi kolom untuk selanjutnya dapat disesuaikan sesuai kebutuhan tulangan tersebut. Tulangan kolom dihitung dengan menggunakan membuat diagram desain kolom atau diagram Mn-Pn dengan rasio tulangan 1% sampai dengan 4%. Adapun pada contoh perhitungan menggunakan sampel kolom K1 pada lantai 1 dan diajabarkan sebagai berikut.

### a. Data Kolom

Lebar arah x (b)	= 350 mm
Lebar arah y (h)	= 350 mm
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 MPa = 0,03 kN/mm <sup>2</sup>
Mutu Baja Tulangan ( $f_y$ )	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm <sup>2</sup> = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm <sup>2</sup>
Modulus Elastisitas baja ( $E_s$ )	= 200000 MPa = 200 kN/mm <sup>2</sup>
Regangan kritis beton ( $\epsilon_c$ )	= 0,003
Regangan kritis baja ( $\epsilon_y$ )	= $\frac{f_y}{E_s}$ = $\frac{420}{200000}$ = $2,10 \times 10^{-3}$
Tebal selimut beton (sb)	= 40 mm
Tulangan Pokok ( $\phi_p$ )	= 13 mm
Tulangan Sengkang ( $\phi_s$ )	= 10 mm
Faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ )	= 0,65

### b. Perhitungan awal kolom

$$d_s = sb + \phi_s + \frac{\phi_p}{2}$$



$$\begin{aligned}
 &= 40 + 10 + \frac{13}{2} \\
 &= 56,5 \text{ mm} \\
 d &= h - ds \\
 &= 350 - 56,5 \\
 &= 293,5 \text{ mm} \\
 \beta 1 &= 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \\
 &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\
 &= 0,8357 \\
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Diagram perencanaan kolom Mn-Pn (Rasio Tulangan = 1%)

$$\begin{aligned}
 A_g &= 350 \times 350 \text{ mm} \\
 &= 122500 \text{ mm}^2 \\
 A_{st} &= \rho \times A_g \\
 &= 1\% \times 122500 \\
 &= 1225 \text{ mm}^2 \\
 A_s = A_{s'} &= \frac{A_{st}}{2} \\
 &= \frac{1225}{2} \\
 &= 612,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

1) Kolom dengan beban sentris

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi P_{n \max} \\
 &= \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\
 &= 0,65 \cdot (0,85 \cdot 30 \cdot (122500 - 1225) + 1225 \cdot 420) \\
 &= 2344558,125 \text{ N} \\
 &= 2344,558 \text{ kN} \\
 \phi M_n &= 0
 \end{aligned}$$

2) Kolom dengan kondisi seimbang *balance*

$$\begin{aligned}
 cb &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \times d \\
 &= \frac{0,003}{0,003 + 0,00210} \times 293,5 \\
 &= 172,647 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ab &= \beta_1 \times cb \\
 &= 0,8357 \times 172,647 \\
 &= 144,284 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{s'} &= \varepsilon_c \times \frac{(cb - d_s)}{cb} \\
 &= 0,003 \times \frac{(172,647 - 56,5)}{172,647} \\
 &= 0,00202
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= \varepsilon_c \times \frac{(d - cb)}{cb} \\
 &= 0,003 \times \frac{(293,5 - 172,647)}{172,647} \\
 &= 0,00210
 \end{aligned}$$

Koefisien reduksi kekuatan  $\phi = 0,65$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times ab \times b \\
 &= 0,85 \times 30 \times 144,284 \times 350 \\
 &= 1287731,250 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_{s'} \times (f_y - 0,85f_c) \\
 &= 612,5 \times (420 - 0,8357 \times 30) \\
 &= 241631,250 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= A_s \times f_y \\
 &= 612,5 \times 420 \\
 &= 257250 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 1287731,250 + 241631,250 - 257250 \\
 &= 1272112,500 \text{ N} \\
 &= 1272,113 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{ub} &= \phi \times P_{nb} \\
&= 0,65 \times 1272,113 \\
&= 826,873 \text{ kN} \\
M_{nb} &= P_{b.eb} \\
P_{b.eb} &= C_c \times \left( \frac{h_k}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{h_k}{2} - d \right) + T_s \times \left( \frac{h_k}{2} - d \right) \\
&= 1287731,250 \times \left( \frac{350}{2} - \frac{144,284}{2} \right) + 241631,250 \left( \frac{350}{2} - 56,5 \right) \\
&\quad + 257250 \times \left( \frac{350}{2} - 56,5 \right) \\
&= 191571137,927 \text{ Nmm} \\
&= 191,571 \text{ kNm} \\
M_{ub} &= \phi \times M_{nb} \\
&= 0,65 \times 191,571 \\
&= 124,521 \text{ kN} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \\
&= \frac{191,571}{1272,113} \\
&= 15,059 \text{ mm}
\end{aligned}$$

### 3) Kondisi Patah Desak ( $c > c_b$ )

Pada kondisi patah desak, perhitungan untuk menentukan nilai  $M_n$ - $P_n$  dilakukan dengan menggunakan koefisien nilai  $c$  yang lebih besar dari koefisien nilai  $c$  pada kondisi seimbang (*balance*). Koefisien nilai  $c$  ditentukan mulai dari 1,1 hingga 1,5 kali  $c$  pada kondisi seimbang (*balance*). Contoh perhitungan nilai  $M_n$ - $P_n$  pada kondisi patah desak digunakan percobaan nilai koefisien 1,1 sebagaimana berikut ini.

Koefisien  $c_1 = 1,1$  (baja tarik belum leleh)

$$\begin{aligned}
\text{Nilai } c &= c_1 \times c_b \\
&= 1,1 \times 172,647 \\
&= 189,912 \text{ mm} \\
a &= 0,85 \times c
\end{aligned}$$

$$= 0,85 \times 189,912 \text{ mm}$$

$$= 161,425 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sd} &= \varepsilon_c \times \frac{(c-ds)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(189,912-56,5)}{189,912} \\ &= 0,00211 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Status baja desak} &= \varepsilon_{sd} > \varepsilon_y \\ &= 0,00211 > 0,00210 \text{ (Sudah Leleh)} \end{aligned}$$

$$\phi = 0,65$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{st} &= \varepsilon_c \times \frac{(d-c)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(293,5-189,912)}{189,912} \\ &= 0,00164 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 161,425 \times 350 \\ &= 1440718,125 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'c) \\ &= 612,5 \times (420 - 0,85 \times 30) \\ &= 241631,250 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times \varepsilon_{st} \times E_s \\ &= 612,5 \times 0,00164 \times 200000 \\ &= 200454,545 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 1440718,125 + 241631,250 - 200454,545 \\ &= 1481894,830 \text{ N} \\ &= 1481,895 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{P_n}{P_{nb}} &= \frac{1481,895}{1272,113} \\ &= 1,165 \end{aligned}$$

$$P_u = \phi \times P_n$$

$$\begin{aligned}
&= 0,65 \times 1481,895 \text{ kN} \\
&= 963,232 \text{ kN} \\
M_n &= C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) + T_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) \\
&= 1440718,125 \times \left(\frac{350}{2} - \frac{161,425}{2}\right) + 241631,250 \\
&\quad \left(\frac{350}{2} - 56,5\right) + 200454,545 \times \left(\frac{350}{2} - 56,5\right) \\
&= 188,229 \text{ kNm} \\
M_u &= \phi_1 \times M_n \\
&= 0,65 \times 188,229 \\
&= 122,349 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
e &= \frac{M_n}{P_n} \times 100 \\
&= \frac{188,229}{1481,895} \times 100 \\
&= 12,702
\end{aligned}$$

Untuk perhitungan pada kondisi patah desak dengan nilai koefisien  $c$  1,2 sampai dengan 1,5 juga dilakukan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas. Kemudian hasil perhitungan akan direkapitulasi pada Tabel 5.23.

#### 4) Kondisi Patah Tarik ( $c < c_b$ )

Pada kondisi patah desak, perhitungan untuk menentukan nilai  $M_n$ - $P_n$  dilakukan dengan menggunakan koefisien nilai  $c$  yang lebih kecil dari koefisien nilai  $c$  pada kondisi seimbang (*balance*). Koefisien nilai  $c$  ditentukan mulai dari 0,9 hingga 0,5 kali koefisien  $c$  pada kondisi seimbang (*balance*). Contoh perhitungan nilai  $M_n$ - $P_n$  pada kondisi patah desak digunakan nilai koefisien 0,9 sebagaimana berikut ini.

Koefisien  $c_2 = 0,9$  (Baja desak kemungkinan belum leleh)

Nilai  $c = c_2 \times c_b$

$$= 0,9 \times 172,647$$

$$= 155,382 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \times c$$

$$= 0,85 \times 155,382$$

$$= 132,075$$

$$\varepsilon_{sd} = \varepsilon_c \times \frac{(c-d_s)}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{(155,382-56,5)}{155,382}$$

$$= 0,00191$$

$$\text{Status baja desak} = \varepsilon_{sd} > \varepsilon_y$$

$$= 0,00191 > 0,00210 \text{ (Belum Leleh)}$$

$$\phi = 0,65$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_c \times \frac{(d-c)}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{(293,5-155,382)}{155,382}$$

$$= 0,00267$$

$$C_c = 0,85 \times f_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 132,075 \times 350$$

$$= 1178769,375 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times (f_y - 0,85 f'_c)$$

$$= 612,5 \times (420 - 0,85 \times 30)$$

$$= 241631,250 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$= 612,5 \times 420$$

$$= 257250 \text{ N}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$= 1178769,375 + 241631,250 - 257250$$

$$= 1163,151 \text{ kN}$$

$$\frac{P_n}{P_{nb}} = \frac{1163,151}{1272,113}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,914 \\
 P_u &= \phi \times P_n \\
 &= 0,65 \times 1163,151 \\
 &= 756,048 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) + T_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) \\
 &= 1178769,375 \times \left(\frac{350}{2} - \frac{132,075}{2}\right) + 241631,250 \\
 &\quad \left(\frac{350}{2} - 56,5\right) + 200454,545 \times \left(\frac{350}{2} - 56,5\right) \\
 &= 187559086,1 \text{ Nmm} \\
 &= 187,559 \text{ kNm} \\
 M_u &= \phi \times M_n \\
 &= 0,65 \times 187,559 \\
 &= 121,913 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M_n}{P_n} \times 100 \\
 &= \frac{187,559}{1163,151} \times 100 \\
 &= 16,125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan pada kondisi patah tarik dengan nilai koefisien  $c$  0,8 sampai dengan 0,5 juga dilakukan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas. Kemudian hasil perhitungan akan direkapitulasi pada Tabel 5.23.

##### 5) Kondisi momen murni $P = 0$ (*pure moment*)

Baja desak belum leleh

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien pembagi } C &= (0,85 \times f'_c \times b) a + C \times a^2 \\
 &= (0,85 \times 30 \times 350) a + C \times a^2 \\
 &= 8925 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien } C &= -A_s \times f_y + A_s \times \epsilon_c \times E_s \\
 &= -612,5 \times 420 + 612,5 \times 0,003 \times 200000 \\
 &= 110250
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Konstanta} &= -A_s' \times \beta_1 \times d \times \epsilon_c \times E_s \\
 &= -612,5 \times 0,85 + 56,5 \times 0,003 \times 200000 \\
 &= -17352562,5 \\
 \text{Koefisien } C^2 &= 1 \\
 \text{Koefisien. } C_2 &= \frac{110250}{8925} \\
 &= 12,353 \\
 \text{Konstanta} &= \frac{-17352562,5}{8925} \\
 &= -1944,265 \\
 a &= \frac{-C_2 + \sqrt{C_2^2 - 4 \times C_1 \times C_3}}{2} \\
 &= \frac{-12,353 + \sqrt{12,353^2 - 4 \times 1 \times -1944,265}}{2} \\
 &= 38,348 \text{ mm} \\
 a &= \frac{-C_2 - \sqrt{C_2^2 - 4 \times C_1 \times C_3}}{2} \\
 &= \frac{-12,353 - \sqrt{12,353^2 - 4 \times 1 \times -1944,265}}{2} \\
 &= -50,701 \text{ mm} \\
 a \text{ pakai} &= 38,348 \text{ mm} \\
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{38,348}{0,8357} \\
 &= 45,886 \text{ mm} \\
 \epsilon_{sd} &= \epsilon_c \times \frac{(c-d_s)}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{(45,886-56,5)}{45,886} \\
 &= -0,00069 \\
 f_s &= \epsilon_{sd} \times E_s \\
 &= -0,00069 \times 200000
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= -138,783 \text{ Nmm}^2 \\
 Cc &= 0,85 \times f_c \times a \times b \\
 &= 0,85 \times 30 \times 38,348 \times 350 \\
 &= 342254,398 \text{ Nmm}^2 \\
 Mn &= Cc \times \left( d - \frac{a}{2} - ds \right) + A_s \times f_s \times (d - ds) \\
 &= 342254,398 \times \left( 293,5 - \frac{38,348}{2} - 56,5 \right) + 612,5 \times - \\
 &\quad 138,783 \times (293,5 - 56,5) \\
 &= 54405892 \text{ Nmm} \\
 &= 54,406 \text{ kNm} \\
 Mu &= \phi \times Mn \\
 &= 0,8 \times 54,406 \\
 &= 43,525 \text{ kNm} \\
 Pn &= 0 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

#### 6) Kondisi Tarik Murni

$$\begin{aligned}
 Pn &= \frac{A_{st} \times f_y}{1000} \\
 &= \frac{1225 \times 420}{1000} \\
 &= 514,500 \text{ kN} \\
 Mn &= 0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

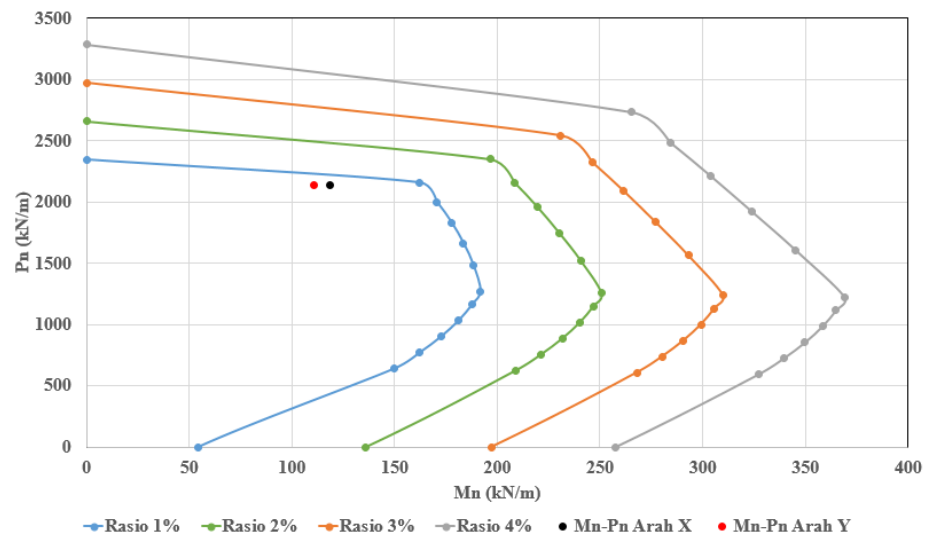
#### 7) Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn

Setelah dilakukan perhitungan Mn-Pn pada sampel kolom K1 lantai 1 untuk setiap kondisi dengan rasio tulangan 1%, maka diperoleh nilai Mn-Pn yang dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut.

**Tabel 5.23 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMB**

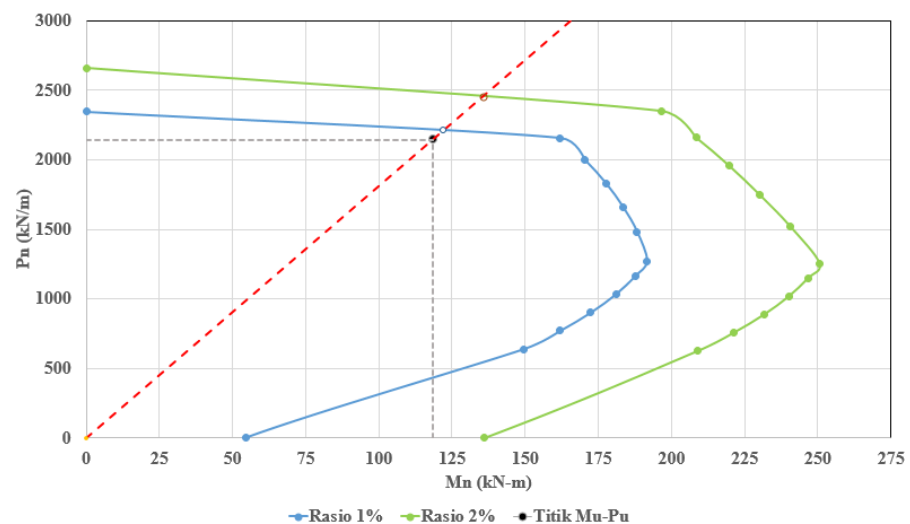
Kondisi	Koef c	Mn (kN/m)	Pn (kN)
Kondisi Aksial Murni atau Beban Sentris		0,00	2344,56
Kondisi Patah Desak	1,5	162,02	2157,25
	1,4	170,49	1996,52
	1,3	177,59	1831,22
	1,2	183,44	1660,20
	1,1	188,23	1481,89
Kondisi Balance	1,0	191,57	1272,11
Kondisi Patah Tarik	0,9	187,56	1163,15
	0,8	180,98	1032,18
	0,7	172,47	901,20
	0,6	162,04	770,23
	0,5	149,69	639,25
Kondisi Momen Murni		54,41	0,00
Kondisi Tarik Murni		0,00	-514,50

Perhitungan yang sama juga dilakukan untuk mendapatkan nilai Mn-Pn pada sampel kolom K1 lantai 1 untuk setiap kondisi dengan rasio tulangan 2%, 3% dan 4% sehingga diperoleh nilai Mn-Pn pada sampel kolom K1 lantai 1 untuk setiap kondisi dengan rasio tulangan 1%, 2%, 3% dan 4% kemudian digambarkan dalam bentuk diagram yang dapat dilihat sebagaimana berikut ini.



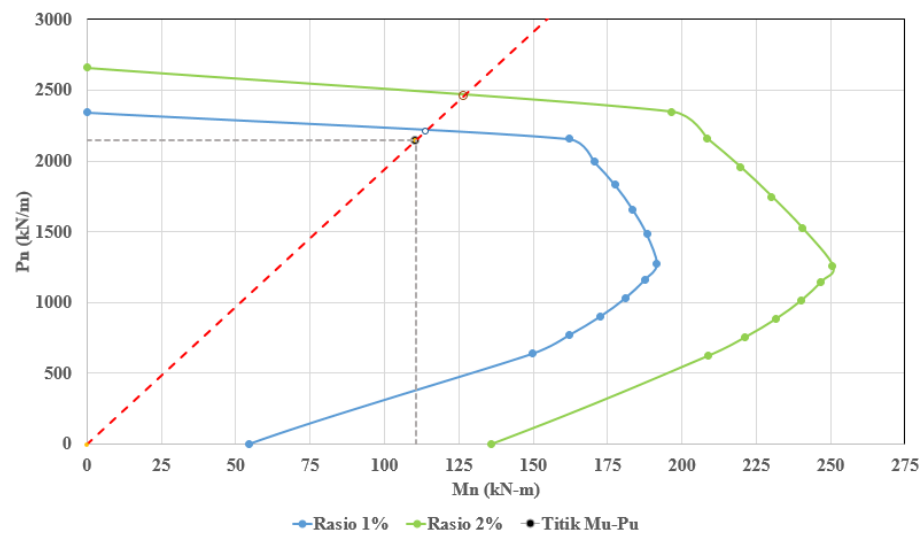
**Gambar 5.26 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMB**

Dilihat pada Gambar 5.26 tersebut, berdasarkan data rekapitulasi gaya dalam dari *SAP2000* pada kolom K1 lantai 1 untuk arah X yaitu  $P_u = 1394,131$  kN dan  $M_u = 77,029$  kNm, atau  $P_n = 2144,816$  kN dan  $M_n = 118,506$  kNm serta untuk arah Y yaitu  $P_u = 1394,131$  kN dan  $M_u = 71,797$  kNm, atau  $P_n = 2144,816$  kN dan  $M_n = 110,457$  kNm letak koordinat nilai Mn-Pn *SAP2000* tersebut berada didalam area diagram interaksi Mn - Pn yang mendekati rasio tulangan 1%.



**Gambar 5.27 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMB**

Berdasarkan Gambar 5.27 tersebut, kemudian dibuat garis perpotongan lurus antara koordinat 0,0 dan titik koordinat Mn-Pn sampai dengan menyentuh garis diagram Mn-Pn. Diperoleh nilai kapasitas hasil pembacaan pada rasio tulangan 1% sebesar,  $P_n = 2209,161$  kN dan  $M_n = 122,062$  kNm.



**Gambar 5.28 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMB**

Berdasarkan Gambar 5.28 tersebut, kemudian dibuat garis perpotongan lurus antara koordinat 0,0 dan titik koordinat Mn-Pn sampai dengan menyentuh garis diagram Mn-Pn. Diperoleh nilai hasil pembacaan sebesar,  $P_n = 2209,161$  kN dan  $M_n = 113,771$  kNm.

Sehingga disimpulkan untuk kolom K1 lantai 1, dimensi 350 x 350 mm dengan luas tulangan minimal sebesar 1% dinyatakan cukup dan aman digunakan.

### 3. Perencanaan Tulangan Pokok Kolom

#### a. Arah X

$$P_u = 1394,131 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$P_n = 2144,816 \text{ kN}$$

$$M_u = 77,029 \text{ kNm (Output SAP2000)}$$

$$M_n = 118,506 \text{ kNm}$$

### Kebutuhan Tulangan

$$A_g = 350 \times 350 \text{ mm} \\ = 122500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = \rho \times A_g \\ = 1\% \times 122500 \\ = 1225 \text{ mm}^2$$

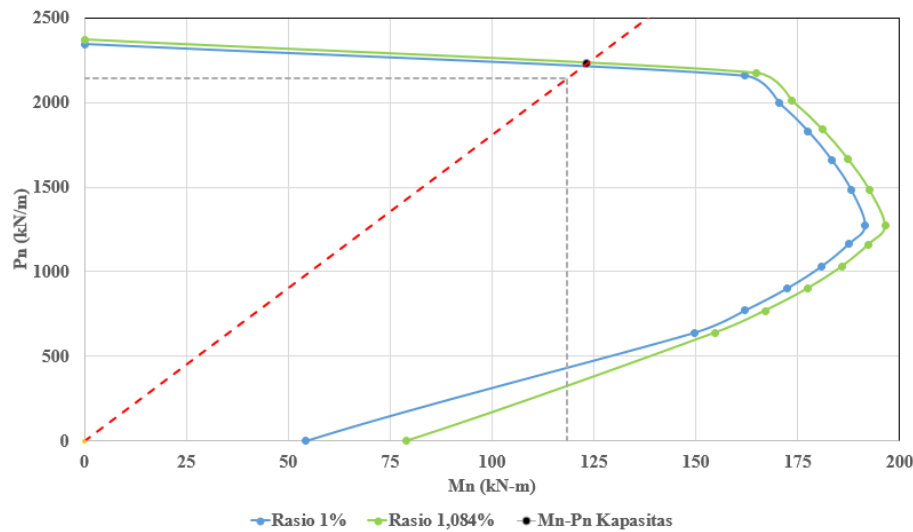
$$A_s = A_{s'} = \frac{A_{st}}{2} \\ = \frac{1225}{2} \\ = 612,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\ = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{st} \times X}{A_{ds}} \\ = \frac{1225}{132,732} \\ = 9,229 \\ \approx 10 \text{ batang tulangan}$$

$$\text{Tul. 1 sisi} = \frac{n}{2} \\ = \frac{10}{2} \\ = 5 \text{ batang tulangan}$$

$$\text{Cek rasio Tul.} = \frac{n \times A_{ds}}{A_g} \\ = \frac{10 \times 132,732}{122500} \\ = 1,084\% > 1,00\% \text{ (Okey)}$$



**Gambar 5.29 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1,084% Pada Model SRPMB**

Dilihat pada Gambar 5.29 tersebut, untuk arah X dengan rasio tulangan 1,084% diperoleh nilai hasil pembacaan kapasitas sebesar,  $P_n = 2230,660$  kN dan  $M_n = 123,250$  kNm.

b. Arah Y

$$P_u = 1394,131 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$P_n = 2144,816 \text{ kN}$$

$$M_u = 71,797 \text{ kNm (Output SAP2000)}$$

$$M_n = 110,457 \text{ kNm}$$

Kebutuhan Tulangan

$$A_g = 350 \times 350 \text{ mm}$$

$$= 122500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = \rho \times A_g$$

$$= 1\% \times 122500$$

$$= 1225 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{A_{st}}{2}$$

$$= \frac{1225}{2}$$

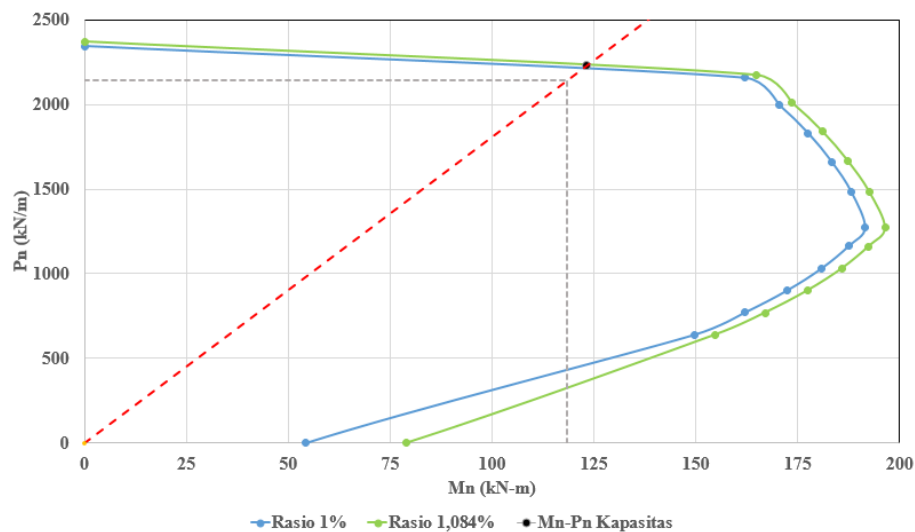
$$= 612,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st} X}{A_{ds}} \\ &= \frac{1225}{132,732} \\ &= 9,229 \\ &\approx 10 \text{ batang tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tul. 1 sisi} &= \frac{n}{2} \\ &= \frac{10}{2} \\ &= 5 \text{ batang tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek rasio Tul.} &= \frac{n \times A_{ds}}{A_g} \\ &= \frac{10 \times 132,732}{122500} \\ &= 1,084\% > 1,00\% \text{ (Okey)} \end{aligned}$$



**Gambar 5.30 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1,084% Pada Model SRPMB**

Dilihat pada Gambar 5.30 tersebut, untuk arah Y dengan rasio tulangan 1,084% diperoleh nilai hasil pembacaan kapasitas sebesar,  $P_n = 2230,660$  kN dan  $M_n = 114,878$  kNm.

c. Kebutuhan tulangan total

$$\begin{aligned} n \text{ total} &= (n \text{ arah } x + n \text{ arah } y) - 4 \\ &= 10 + 10 - 4 \\ &= 16 \text{ batang} \end{aligned}$$

$$\text{Tul.pakai} = 16D13$$

d. Kontrol jumlah tulangan

$m$  = Jumlah tulangan maksimal per baris

$$\begin{aligned} m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi_p + sb) + 1} \\ &= \frac{350 - (2 \times 56,5)}{(13 + 40) + 1} \end{aligned}$$

$$= 5,471$$

$$\approx 5 \text{ batang tulangan}$$

Berdasarkan perhitungan kebutuhan tulangan diatas melalui diagram  $M_n$ - $P_n$  pada kolom K1 lantai 1 arah X dan Y, diperoleh jumlah tulangan pokok pakai untuk kolom K1 lantai 1 yaitu 16D13. Setelah dilakukan kontrol terhadap jumlah tulangan pokok pada kolom K1 lantai 1, jumlah tulangan pokok pada tiap sisi adalah berjumlah 5 batang sehingga masih memenuhi syarat.

Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan kolom lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh dimensi pakai dan jumlah tulangan pokok yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.24.



**Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>Dimensi Kolom Pakai (mm)</b>	<b>Tulangan Pokok Pakai</b>	<b>Rasio Tulangan Pakai</b>
Lantai 1	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	450x450	12D19	1,680%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%
Lantai 2	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%
Lantai 3	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%

**Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>Dimensi Kolom Pakai (mm)</b>	<b>Tulangan Pokok Pakai</b>	<b>Rasio Tulangan Pakai</b>
Lantai 4	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%
Lantai 5	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%
Lantai 6	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%

**Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>Dimensi Kolom Pakai (mm)</b>	<b>Tulangan Pokok Pakai</b>	<b>Rasio Tulangan Pakai</b>
Lantai 7	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%
Lantai 8	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	350x350	16D13	1,734%

**Tabel 5.25 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 1	K1	2230,660	2209,161	1,01	2230,660	2209,161	1,01
	K2	2225,521	2205,056	1,01	2189,059	2170,055	1,01
	K3	2709,925	2707,737	1,01	2592,447	2590,009	1,01
	K4	3779,936	3728,543	1,01	3776,265	3728,543	1,01
	K5	2035,963	2008,509	1,01	1914,235	1886,782	1,01
Lantai 2	K1	2183,118	2164,415	1,01	2203,335	2183,074	1,01
	K2	2135,605	2114,933	1,01	1873,131	1844,941	1,02
	K3	2692,758	2690,485	1,01	2601,199	2598,764	1,01
	K4	2939,124	2937,437	1,01	2886,197	2884,511	1,00
	K5	1727,242	1700,662	1,02	1497,270	1471,125	1,02
Lantai 3	K1	1991,589	1962,735	1,01	2170,831	2151,157	1,01
	K2	2004,775	1976,737	1,01	1742,658	1715,658	1,02
	K3	2587,555	2585,130	1,01	2501,338	2498,959	1,01
	K4	2914,538	2912,872	1,01	2869,724	2868,059	1,01
	K5	1585,449	1558,686	1,02	1324,221	1298,905	1,02

**Lanjutan Tabel 5.25 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 4	K1	1767,240	1740,087	1,02	2089,649	2065,159	1,01
	K2	1784,001	1757,127	1,02	1491,558	1465,098	1,02
	K3	2255,958	2253,639	1,01	2185,457	2183,213	1,01
	K4	2147,708	2055,769	1,04	1975,649	1872,218	1,06
	K5	1338,022	1312,282	1,02	1116,720	1087,220	1,03
Lantai 5	K1	1506,434	1480,232	1,02	1820,126	1793,924	1,01
	K2	1548,207	1522,768	1,02	1179,282	1151,361	1,02
	K3	1922,651	1920,472	1,01	1873,437	1871,229	1,01
	K4	1887,830	1789,246	1,06	1740,209	1646,106	1,06
	K5	1037,140	1006,176	1,03	871,217	836,715	1,04
Lantai 6	K1	1161,443	1132,491	1,03	1460,861	1434,489	1,02
	K2	1116,005	1086,048	1,03	802,831	767,810	1,05
	K3	1469,787	1467,259	1,01	1419,161	1416,529	1,01
	K4	1546,087	1449,536	1,07	1443,283	1346,732	1,07
	K5	717,764	684,893	1,05	684,657	650,837	1,05

**Lanjutan Tabel 5.25 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 7	K1	568,315	534,193	1,06	820,028	785,578	1,04
	K2	407,884	375,369	1,09	292,019	278,051	1,05
	K3	703,560	700,708	1,01	796,889	794,135	1,01
	K4	1057,347	937,938	1,13	969,426	844,145	1,15
	K5	347,755	318,840	1,09	333,716	302,898	1,10
Lantai 8	K1	121,427	108,472	1,12	109,091	101,375	1,08
	K2	119,218	105,803	1,13	78,925	76,117	1,04
	K3	208,761	207,294	1,01	154,692	153,551	1,01
	K4	234,310	223,038	1,05	295,675	223,038	1,33
	K5	131,539	117,067	1,12	156,518	140,481	1,11

**Tabel 5.26 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 1	K1	123,250	122,062	1,01	114,878	113,771	1,01
	K2	129,193	128,005	1,01	150,354	149,049	1,01
	K3	253,479	253,274	1,01	259,292	259,049	1,01
	K4	271,980	268,283	1,01	278,885	275,360	1,01
	K5	173,287	170,950	1,01	178,226	175,670	1,01
Lantai 2	K1	162,088	160,699	1,01	142,648	141,336	1,01
	K2	168,377	166,747	1,01	178,400	175,715	1,02
	K3	254,031	253,817	1,01	258,082	257,841	1,01
	K4	182,801	182,696	1,01	217,418	217,290	1,01
	K5	184,663	181,821	1,02	191,709	188,361	1,02
Lantai 3	K1	173,801	171,283	1,01	160,403	158,950	1,01
	K2	174,153	171,718	1,01	184,259	181,404	1,02
	K3	260,356	260,112	1,01	265,705	265,453	1,01
	K4	194,857	194,746	1,01	226,366	226,235	1,01
	K5	189,189	185,995	1,02	195,265	191,532	1,02

**Lanjutan Tabel 5.26 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 4	K1	184,118	181,289	1,02	170,054	168,061	1,01
	K2	183,156	180,397	1,02	191,626	188,226	1,02
	K3	274,635	274,353	1,00	278,153	277,867	1,00
	K4	174,891	167,404	1,04	184,602	174,938	1,06
	K5	194,742	190,996	1,02	188,843	183,854	1,03
Lantai 5	K1	191,760	188,425	1,02	182,226	179,603	1,01
	K2	191,321	188,177	1,02	191,818	187,277	1,02
	K3	287,580	287,254	1,01	288,936	288,595	1,01
	K4	189,424	179,532	1,06	195,412	184,845	1,06
	K5	185,357	179,823	1,03	174,357	167,452	1,04
Lantai 6	K1	190,263	185,520	1,03	192,930	189,448	1,02
	K2	187,877	182,833	1,03	168,263	160,923	1,05
	K3	281,885	281,400	1,01	277,755	277,240	1,01
	K4	200,540	188,017	1,07	202,930	189,354	1,07
	K5	161,757	154,349	1,05	156,936	149,184	1,05



**Lanjutan Tabel 5.25 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 7	K1	141,303	132,819	1,06	171,605	164,396	1,04
	K2	118,881	109,404	1,09	101,857	96,985	1,05
	K3	203,972	203,145	1,01	221,985	221,218	1,01
	K4	197,230	174,956	1,13	193,699	168,667	1,15
	K5	110,803	101,590	1,09	105,981	96,194	1,10
Lantai 8	K1	76,828	68,631	1,12	75,356	70,026	1,08
	K2	75,591	67,085	1,13	76,190	73,480	1,04
	K3	118,773	117,938	1,01	109,324	108,517	1,01
	K4	108,886	103,648	1,05	117,139	88,362	1,33
	K5	76,628	68,197	1,12	82,376	73,936	1,11

#### 4. Perencanaan Tulangan geser kolom

Menurut (Asroni, dkk), tulangan geser (sengkang) dihitung berdasarkan nilai gaya geser perlu ( $V_u$ ) terbesar yang bekerja pada kolom yang diperoleh berdasarkan *output SAP2000*. Sebagian nilai  $V_u$  tersebut akan ditahan oleh beton ( $\phi \cdot V_c$ ) sedangkan sebagian lainnya akan ditahan oleh tulangan geser ( $V_s$ ). Tulangan geser pada kolom dihitung dengan 2 arah yaitu arah X dan Y, kemudian diambil tulangan geser dengan jarak antar tulangan yang paling rapat.

##### a. Arah X

Tulangan Sengkang ( $\phi_s$ ) = 10 mm

$F_{ys}$  = 280 Mpa untuk < D13  
= 0,028 kN/mm<sup>2</sup>

Dimensi kolom, b x h = 350 x 350

$A_g$  = 122500 mm<sup>2</sup>

Gaya geser ultimit,  $V_u$  = 30,922 kN (*Output SAP2000*)

Gaya desak ultimit,  $N_u$  = 1394,131kN (*Output SAP2000*)

##### 1) Perhitungan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= \phi \cdot 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,75 \cdot 0,17 \cdot \left(1 + \frac{1394,131}{14 \cdot 122500}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 293,5 \\ &= 130053,444 \text{ N} \\ &= 130,053 \text{ kN} \\ V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\ &= \frac{30,922 - 130,053}{0,75} \\ &= -132,175 \end{aligned}$$

Karena  $V_s$  bernilai negatif atau < 0, maka digunakan tulangan geser dengan luas  $A_{v,u}$  sebagai berikut.

$$A_{v1} = 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,35 \times 350 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 437,500 \text{ mm}$$

$$A_{v,2} = 0,062 \times \sqrt{f_c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 350 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 424,485 \text{ mm}$$

$$A_{v,u} = 437,500 \text{ mm (dipilih yang terbesar)}$$

Digunakan tulangan geser dengan 2 kaki, diameter 10 mm dan dengan Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

2) Tulangan geser di daerah sendi plastis

$$s = \text{kaki tulangan geser} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times \frac{S}{A_{v,u}}$$

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \times \frac{1000}{437,5}$$

$$= 359,039 \text{ mm}$$

$$S_{\min 1} = 8 \times \phi_p$$

$$= 8 \times 16$$

$$= 128 \text{ mm}$$

$$S_{\min 2} = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{292}{2}$$

$$= 146 \text{ mm}$$

$$S_{\min 3} = 24 \times \phi_s$$

$$= 24 \times 10$$

$$= 240 \text{ mm}$$

$$S_{\min 4} = 300 \text{ mm}$$

$$s_{\text{pakai}} = 128 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)}$$

$$\approx 120 \text{ mm}$$

3) Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

$$S_{\min 1} = 2 \times s_{\text{pakai sendi plastis}}$$

$$= 2 \times 120$$

$$= 240 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 2} &= 48 \times \phi_s \\ &= 48 \times 10 \\ &= 480 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 3} &= 16 \times \phi_p \\ &= 16 \times 16 \\ &= 256 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 4} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{293,5}{2} \\ &= 146,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_{\text{pakai}} &= 146,75 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)} \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Arah Y

$$\text{Tulangan Sengkang } (\phi_s) = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} F_{ys} &= 280 \text{ MPa untuk } < D13 \\ &= 0,028 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom, } b \times h = 350 \times 350$$

$$A_g = 122500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 32,831 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$\text{Gaya desak ultimit, } N_u = 1394,131 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

1) Perhitungan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= \phi \cdot 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,75 \cdot 0,17 \cdot \left(1 + \frac{1394,131}{14 \cdot 122500}\right) \cdot \lambda \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 293,5 \\ &= 130053,444 \text{ N} \\ &= 130,053 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\ &= \frac{32,831 - 130,053}{0,75} \\ &= -129,630 \end{aligned}$$

Karena  $V_s$  bernilai negatif atau  $< 0$ , maka digunakan tulangan geser dengan luas  $A_{v,u}$  sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_{v,1} &= 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,35 \times 350 \times \frac{1000}{280} \\ &= 437,500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v,2} &= 0,062 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 350 \times \frac{1000}{280} \\ &= 424,485 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{v,u} = 437,500 \text{ mm (dipilih yang terbesar)}$$

Digunakan tulangan geser dengan 2 kaki, diameter 10 mm dan dengan Jarak tulangan geser ( $s$ ) sebagai berikut.

## 2) Tulangan geser di daerah sendi plastis

$$\begin{aligned} s &= \text{kaki tulangan geser} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times \frac{S}{A_{v,u}} \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \times \frac{1000}{437,5} \\ &= 359,039 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 1} &= 8 \times \phi_p \\ &= 48 \times 16 \\ &= 128 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 2} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{292}{2} \\ &= 146 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 3} &= 24 \times \phi_s \\ &= 24 \times 10 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\min 4} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{\text{pakai}} &= 128 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 3) Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

$$\begin{aligned}
 S_{\min 1} &= 2 \times s \text{ pakai sendi plastis} \\
 &= 2 \times 100 \\
 &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\min 2} &= 48 \times \phi s \\
 &= 48 \times 10 \\
 &= 480 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\min 3} &= 16 \times \phi p \\
 &= 16 \times 16 \\
 &= 256 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\min 4} &= \frac{d}{2} \\
 &= \frac{293,5}{2} \\
 &= 146,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s \text{ pakai} &= 146,75 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)} \\
 &\approx 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas diperoleh hasil untuk kolom K1 lantai 1 digunakan tulangan geser yaitu 2D10 – 100 mm pada daerah sendi plastis dan 2D10 – 125 mm pada daerah luar sendi plastis. Pada saat pelaksanaan atau keperluan praktik di lapangan, jarak tulangan geser lebih baik berada pada kelipatan 50 mm, hal tersebut bertujuan untuk memudahkan pekerja dalam pelaksanaan pemasangan tulangan geser tersebut. Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan kolom lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh tulangan geser yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.23 berikut.

**Tabel 5.27 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Geser Arah X (kN)			Gaya Geser Arah Y (kN)			Tulangan Geser Pakai	
		$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
Lantai 1	K1	30,922	130,053	< 0 (Negatif)	32,831	130,053	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	34,725	119,320	< 0 (Negatif)	27,506	119,320	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	59,002	160,806	< 0 (Negatif)	53,628	160,806	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	57,574	208,706	< 0 (Negatif)	49,843	208,706	< 0 (Negatif)	2D10-150	2D10-150
	K5	32,339	104,834	< 0 (Negatif)	27,702	104,834	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
Lantai 2	K1	37,624	122,469	< 0 (Negatif)	44,192	122,469	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	45,033	112,520	< 0 (Negatif)	37,148	112,520	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	62,887	152,038	< 0 (Negatif)	58,800	152,038	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	57,574	208,706	< 0 (Negatif)	50,045	208,706	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	42,544	100,105	< 0 (Negatif)	34,686	100,105	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
Lantai 3	K1	36,393	114,430	< 0 (Negatif)	44,452	114,430	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	42,469	105,540	< 0 (Negatif)	35,109	105,540	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	58,677	143,310	< 0 (Negatif)	55,755	143,310	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	56,752	157,649	< 0 (Negatif)	48,055	157,649	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	41,335	95,282	< 0 (Negatif)	33,377	95,282	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125

Lanjutan Tabel 5.27 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Geser Arah X (kN)			Gaya Geser Arah Y (kN)			Tulangan Geser Pakai	
		$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
Lantai 4	K1	33,211	106,398	< 0 (Negatif)	42,751	106,398	33,211	2D10-100	2D10-125
	K2	40,857	98,653	< 0 (Negatif)	32,763	98,653	40,857	2D10-100	2D10-125
	K3	56,745	134,581	< 0 (Negatif)	54,120	134,581	56,745	2D10-100	2D10-150
	K4	56,752	157,649	< 0 (Negatif)	46,757	157,649	56,752	2D10-100	2D10-125
	K5	39,169	90,566	< 0 (Negatif)	32,147	90,566	39,169	2D10-100	2D10-125
Lantai 5	K1	33,211	106,398	< 0 (Negatif)	42,751	106,398	33,211	2D10-100	2D10-125
	K2	40,857	98,653	< 0 (Negatif)	32,763	98,653	40,857	2D10-100	2D10-125
	K3	56,745	134,581	< 0 (Negatif)	54,120	134,581	56,745	2D10-100	2D10-150
	K4	56,752	157,649	< 0 (Negatif)	46,757	157,649	56,752	2D10-100	2D10-125
	K5	39,169	90,566	< 0 (Negatif)	32,147	90,566	39,169	2D10-100	2D10-125
Lantai 6	K1	33,211	106,398	< 0 (Negatif)	42,751	106,398	33,211	2D10-100	2D10-125
	K2	40,857	98,653	< 0 (Negatif)	32,763	98,653	40,857	2D10-100	2D10-125
	K3	56,745	134,581	< 0 (Negatif)	54,120	134,581	56,745	2D10-100	2D10-150
	K4	56,752	157,649	< 0 (Negatif)	46,757	157,649	56,752	2D10-100	2D10-125
	K5	39,169	90,566	< 0 (Negatif)	32,147	90,566	39,169	2D10-100	2D10-125



Lanjutan Tabel 5.27 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMB

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Geser Arah X (kN)			Gaya Geser Arah Y (kN)			Tulangan Geser Pakai	
		$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
Lantai 7	K1	25,140	82,417	< 0 (Negatif)	30,518	82,417	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	25,140	79,298	< 0 (Negatif)	30,518	79,298	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	37,987	108,484	< 0 (Negatif)	39,031	108,484	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	36,373	88,285	< 0 (Negatif)	33,064	88,285	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K5	22,499	77,930	< 0 (Negatif)	21,839	77,930	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
Lantai 8	K1	20,622	74,494	< 0 (Negatif)	21,079	74,494	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	22,568	73,807	< 0 (Negatif)	15,623	73,807	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	29,369	99,790	< 0 (Negatif)	25,414	99,790	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	36,373	88,285	< 0 (Negatif)	26,566	88,285	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K5	14,414	74,284	< 0 (Negatif)	15,993	74,284	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125

#### 5.4.6 Desain Balok

##### 1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam pada balok merupakan nilai terbesar dari analisis struktur yang diperoleh berdasarkan kombinasi pembebanan yang diinputkan kedalam prosedur desain menggunakan *Software SAP2000*. Dalam perencanaan gedung perkantoran ini gaya dalam pada balok yang digunakan adalah gaya aksial, gaya geser dan momen. Gaya dalam tersebut diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* yang dapat dilihat pada Tabel 5.28 berikut.

**Tabel 5.28 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Dimensi Awal	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T <sub>u</sub> (kNm)
				M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (kNm)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (kNm)	V <sub>u</sub> (kN)	M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (kNm)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (kNm)	V <sub>u</sub> (kN)	
Lantai 1	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-110,109	61,502	-77,384	-61,649	51,132	64,982	15,385
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-90,725	58,929	-67,471	-75,509	59,557	57,647	27,318
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-74,161	38,301	-64,520	-59,779	38,285	52,749	-13,516
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-45,361	39,357	-50,688	-44,771	33,744	51,968	-5,481
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-49,496	17,083	-40,846	-27,280	25,092	33,869	3,586
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-30,913	14,084	34,571	-4,221	14,768	27,187	-6,502
Lantai 2	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-117,520	71,483	-80,729	-115,210	58,521	73,173	16,171
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-93,923	65,734	-73,036	-79,535	66,739	60,667	31,707
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-78,946	44,104	-66,427	-64,738	44,128	56,400	13,511
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-48,635	42,264	-55,359	-48,431	37,849	55,110	-5,590
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-52,126	16,858	-40,943	-39,305	25,008	33,932	3,731
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-39,305	16,419	34,609	-24,503	14,897	28,768	3,630
Lantai 3	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-116,639	69,118	-73,432	-114,166	56,863	71,555	15,583
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-92,566	64,173	-71,352	-75,259	63,457	59,703	31,657
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-78,910	42,333	-66,431	-64,847	42,389	55,283	-13,512
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-46,246	39,483	-51,303	-48,644	34,936	53,899	-5,429
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-52,133	16,945	-41,041	-27,790	25,063	34,005	3,702
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-39,285	16,313	34,635	-24,509	14,867	28,728	-7,586

**Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T <sub>u</sub> (kNm)
				M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (kNm)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (kNm)	V <sub>u</sub> , (kN)	M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (kNm)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (kNm)	V <sub>u</sub> , (kN)	
Lantai 4	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-113,271	62,809	-72,491	-110,782	51,860	70,522	-14,701
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-89,481	59,535	-68,098	-68,596	57,692	57,200	30,186
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-77,152	37,923	-65,663	-62,683	38,003	52,445	-12,534
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-42,340	35,203	-46,140	-46,573	30,505	50,526	-5,059
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-51,351	16,961	-41,114	-38,573	25,081	34,059	-7,312
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-24,159	15,280	34,662	-8,496	14,871	27,278	3,503
Lantai 5	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-107,866	53,285	-71,077	-105,470	47,060	68,900	-13,612
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-84,722	51,847	-62,927	-62,614	49,136	53,318	27,462
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-73,951	31,437	-64,291	-58,622	31,543	49,622	11,228
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-36,938	29,333	-39,764	-42,621	24,655	45,445	-4,465
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-49,886	16,987	-41,172	-37,144	25,102	34,103	-6,831
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-22,394	13,478	34,681	-8,372	14,868	27,297	3,363
Lantai 6	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-100,462	43,016	-69,149	-98,286	47,015	66,698	-12,169
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-78,276	40,879	-58,021	-53,507	40,703	47,977	23,496
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-69,301	23,871	-62,266	-52,576	27,498	46,583	9,745
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-29,752	21,778	-32,089	-36,806	17,513	38,539	-3,646
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-47,733	16,980	-41,196	-35,056	25,102	34,119	-6,133
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-19,695	11,027	-34,689	-8,112	14,880	27,310	-3,115

**Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T <sub>u</sub> (kNm)
				M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (kNm)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (kNm)	V <sub>u</sub> , (kN)	M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (kNm)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (kNm)	V <sub>u</sub> , (kN)	
Lantai 7	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-91,139	43,127	-68,082	-89,258	47,155	65,489	-10,308
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-69,992	27,732	-55,138	-42,098	40,685	41,445	18,388
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-63,344	22,058	-59,813	-45,118	27,071	42,850	7,768
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-20,470	13,110	-23,134	-29,474	10,089	-30,816	-2,582
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-46,682	17,088	-41,275	-32,372	25,169	34,194	-5,257
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-17,517	10,971	34,700	-7,738	14,816	27,316	2,927
Lantai 8	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-31,153	16,270	-18,356	-32,258	17,385	18,079	-6,134
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-39,547	13,498	-27,991	-19,598	23,017	16,146	10,180
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-28,877	9,709	-21,863	-22,542	14,547	18,409	2,840
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-8,019	5,440	-12,106	-18,048	4,694	-18,806	-2,208
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-24,911	9,360	-22,339	-19,253	14,192	18,419	-2,403
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-9,260	0,151	8,680	-1,713	3,809	5,314	0,455

## 2. Kontrol kecukupan dimensi balok

Menurut (Asroni, dkk), kontrol kecukupan dimensi balok terdiri dari kontrol terhadap beban yang berupa momen lentur ( $M_u$ ) dan momen puntir atau torsi ( $T_u$ ) yang bekerja pada balok. Kontrol terhadap momen perlu balok diperhitungkan terhadap kombinasi pembebanan dimana kombinasi tersebut terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban gempa yang dinyatakan dalam kuat perlu ( $U$ ). Adapun pada contoh perhitungan menggunakan sampel balok B1 lantai 1 pada area tumpuan atau sepanjang  $\frac{1}{4}$  bentang balok dan dijabarkan sebagai berikut.

### a. Data balok

Lebar balok (b)	= 300 mm
Tinggi balok (h)	= 500 mm
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 MPa
	= 0,03 kN/mm <sup>2</sup>
Mutu Baja Tulangan ( $f_y$ )	= 420 MPa untuk > D13
	= 0,042 kN/mm <sup>2</sup>
	= 280 MPa untuk < D13
	= 0,028 kN/mm <sup>2</sup>
Modulus Elastisitas baja ( $E_s$ )	= 200000 MPa
	= 200 kN/mm <sup>2</sup>
Regangan kritis beton ( $\epsilon_c$ )	= 0,003
Regangan kritis baja ( $\epsilon_y$ )	= $\frac{f_y}{E_s}$
	= $\frac{420}{200000}$
	= $2,10 \times 10^{-3}$
Tebal selimut beton (sb)	= 40 mm
Tulangan Pokok ( $\phi_p$ )	= 16 mm
Tulangan Sengkang ( $\phi_s$ )	= 8 mm
$\beta_1$	= $0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$
	= $0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$

$$= 0,8357$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan } (\phi) = 0,90$$

b. Kecukupan dimensi balok

Pada sampel balok B1 pada lantai 1 area tumpuan, diperoleh  $M_{u \text{ max}}$  bertanda negatif atau  $M_{u \text{ max}}^{(-)}$  yaitu sebesar 93,896 kNm yang terjadi pada area tumpuan.

1) Kontrol terhadap tulangan momen

a) Perhitungan tulangan

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 110,109 \text{ kNm} \\ &= 110108800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2} \\ &= 56 + \frac{41}{2} \\ &= 76,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 500 - 76,5 \\ &= 423,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{110108800}{0,9 \times 300 \times 423,5^2} \\ &= 2,274 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{maks} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\ &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \end{aligned}$$

$$= 7,669 \text{ MPa}$$

Karena nilai  $K < K_{\text{maks}}$  maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f_c}}\right) \times d \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,274}{0,85 \times 30}}\right) \times 423,5 \\ &= 39,616 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0,85 \times f_c \times a \times b}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 39,616 \times 300}{420} \\ &= 721,572 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 300 \times 423,5}{420} \\ &= 423,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 300 \times 423,5}{420} \\ &= 414,215 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pakai} = 721,572 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

b) Kebutuhan tulangan

$$\text{Rencana tulangan} = 2 \text{ baris}$$

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\ &= \frac{721,572}{201,062} \\ &= 3,589 \end{aligned}$$



≈ 4 batang tulangan

c) Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned} m &= \frac{b - (2 \times ds\ 1)}{(\phi p + S_{nv}) + 1} \\ &= \frac{300 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\ &= 4,357 \end{aligned}$$

≈ 4 batang tulangan

Cek syarat =  $n \leq m$

$$= 4 \leq 4$$

= Memenuhi Syarat

Berdasarkan perhitungan kebutuhan tulangan diatas, jumlah tulangan 4 batang cukup untuk dipasang 1 baris sehingga ukuran balok 300 x 500 mm sudah cukup. Namun karena tulangan direncanakan dalam 2 baris, maka dimensi balok dicoba untuk diperkecil supaya tidak terjadi pemborosan.

2) Kontrol ulang terhadap tulangan momen

Lebar balok (b) = 250 mm

Tinggi balok (h) = 450 mm

a) Perhitungan tulangan

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 110,109 \text{ kNm} \\ &= 110108800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds\ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds\ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds\ 1 + \frac{ds\ 2}{2} \\ &= 56 + \frac{41}{2} \\ &= 76,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 450 - 76,5 \\
 &= 373,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{110108800}{0,9 \times 250 \times 373,5^2} \\
 &= 3,508 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
 &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
 &= 7,669 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $K < K_{\text{maks}}$  maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d \\
 &= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,508}{0,85 \times 30}} \right) \times 373,5 \\
 &= 55,506 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 55,506 \times 250}{420} \\
 &= 842,504 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 250 \times 373,5}{420} \\
 &= 311,250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 250 \times 373,5}{420} \\
 &= 304,426 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

## b) Kebutuhan tulangan

Rencana tulangan = 2 baris

$A_s$  pakai = 842,504 mm<sup>2</sup> (diambil yang terbesar)

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\ &= \frac{842,504}{201,062} \\ &= 4,190 \\ &\approx 5 \text{ batang tulangan} \\ &\approx 5D16 \end{aligned}$$

## c) Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned} m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi_p + S_{nv}) + 1} \\ &= \frac{250 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\ &= 3,464 \end{aligned}$$

$\approx 3$  batang tulangan

Cek syarat =  $n \leq m$

=  $3 \leq 3$  Tulangan atas memenuhi syarat

=  $2 \leq 3$  Tulangan bawah memenuhi syarat

Dilihat pada perhitungan kontrol terhadap tulangan momen diatas, jumlah tulangan 5 batang cukup untuk dipasang 2 baris sehingga ukuran balok 250 x 450 mm sudah cukup.

## 3) Kontrol terhadap torsi

Pada sampel balok B1 pada lantai 1, balok ditahan dengan 2 tumpuan pada kedua ujung balok dan diperoleh torsi ( $T_u$ ) sebesar = 15,385 kNm, sehingga besar torsi yang ditahan oleh 1 tumpuan balok adalah setengah dari nilai  $T_u$  atau sebesar 7,693 kNm.

$$T_{u \text{ maks}} = 15,385 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 &= 15385000 \text{ Nmm} \\
 T_u &= \frac{T_u \text{ maks}}{2} \\
 &= \frac{15,385}{2} \\
 &= 7,693 \text{ kNm} \\
 &= 7692500 \\
 V_u &= 77,384 \text{ kN} \\
 &= 77384 \text{ N} \\
 A_h &= \text{Luas batas begel terluar} \\
 &= (b - 2 \times sb) \times (h - 2 \times sb) \\
 &= (250 - 2 \times 40) \times (450 - 2 \times 40) \\
 &= 62900 \text{ mm}^2 \\
 P_h &= \text{Keliling batas begel terluar} \\
 &= 2 \times ((b - 2 \times sb) + (h - 2 \times sb)) \\
 &= 2 \times ((250 - 2 \times 40) + (450 - 2 \times 40)) \\
 &= 1080 \text{ mm} \\
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 250 \times 373,5 \\
 &= 86944,109 \text{ N}
 \end{aligned}$$

a) Gaya yang bekerja pada balok akibat geser dan torsi

$$\begin{aligned}
 I &= \sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_h^2}\right)^2} \\
 &= \sqrt{\left(\frac{128658}{250 \times 373,5}\right)^2 + \left(\frac{7692500 \times 1080}{1,7 \times 62900^2}\right)^2} \\
 &= 1,487 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

b) Gaya yang mampu ditahan balok

$$\begin{aligned}
 II &= \phi \times \left(\frac{V_c}{b \times d} + 0,66 \times \sqrt{f'_c}\right) \\
 &= 0,75 \times \left(\frac{86944,109}{250 \times 373,5} + 0,66 \times \sqrt{30}\right) \\
 &= 3,410 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

Dilihat dari perhitungan terhadap torsi diatas, maka dimensi balok B1 pada lantai 1 yaitu 250 x 400 mm sudah cukup.

#### 4) Penetapan dimensi pakai balok

Berdasarkan perhitungan kontrol terhadap tulangan momen dan kontrol terhadap torsi, maka untuk balok B1 lantai 1 ditetapkan dimensi pakai yaitu 250 x 450 mm.

Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh dimensi balok pakai yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.25.

### c. Perhitungan Tulangan Longitudinal

#### 1) Area Tumpuan

##### a) Momen Negatif $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 110,109 \text{ kNm} \\ &= 110108800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2} \\ &= 56 + \frac{41}{2} \\ &= 76,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 450 - 76,5 \\ &= 373,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{110108800}{0,9 \times 250 \times 373,5^2} \\
&= 3,508 \text{ MPa} \\
K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
&= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
&= 7,669 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Karena nilai  $K < K_{\text{maks}}$  maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
a &= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f_c}} \right) \times d \\
&= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,508}{0,85 \times 30}} \right) \times 373,5 \\
&= 55,506 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_s &= \frac{0,85 \times f_c \times a \times b}{f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 30 \times 55,506 \times 250}{420} \\
&= 842,504 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
&= \frac{1,4 \times 250 \times 373,5}{420} \\
&= 311,250 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} \\
&= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 250 \times 373,5}{420} \\
&= 304,426 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan atas

$A_s$  pakai = 842,504 mm<sup>2</sup> (diambil yang terbesar)

$$\begin{aligned}
A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
&= 201,062 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{842,504}{201,062} \\
 &= 4,190 \\
 &\approx 5 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 5D16
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 311,250 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{311,250}{201,062} \\
 &= 1,548 \\
 &\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 2D16
 \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi_p + S_{nv}) + 1} \\
 &= \frac{250 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\
 &= 3,464 \\
 &\approx 3 \text{ batang tulangan}
 \end{aligned}$$

Cek syarat =  $n \leq m$

$$= 3 \leq 3 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat}$$

$$= 2 \leq 3 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}$$

b) Momen Positif  $M_u^{(+)}$

$$\begin{aligned}
 M_u^{(+)} &= 61,502 \text{ kNm} \\
 &= 61501600 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$ds = sb + \phi_s + \frac{\phi_p}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\
 &= 56 \text{ mm} \\
 ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\
 &= 16 + 25 \\
 &= 41 \text{ mm} \\
 d &= h - ds \\
 &= 450 - 56 \\
 &= 394 \text{ mm} \\
 K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{61501600}{0,9 \times 250 \times 394^2} \\
 &= 1,761 \text{ MPa} \\
 K_{maks} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
 &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
 &= 7,669 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $K < K_{maks}$  maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d \\
 &= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,761}{0,85 \times 30}} \right) \times 394 \\
 &= 28,217 \text{ mm} \\
 A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 28,217 \times 250}{420} \\
 &= 428,287 \text{ mm}^2 \\
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 250 \times 394}{420} \\
 &= 328,333 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 250 \times 394}{420} \\
 &= 321,135 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan atas

$$A_s \text{ pakai} = 428,287 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 Ads &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{Ads} \\
 &= \frac{428,287}{201,062} \\
 &= 2,130 \\
 &\approx 3 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 3D16
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 328,333 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 Ads &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{Ads} \\
 &= \frac{328,333}{201,062} \\
 &= 1,633 \\
 &\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 2D16
 \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi + S_{nv}) + 1} \\
 &= \frac{250 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1}
 \end{aligned}$$

$$= 3,464$$

$$\approx 3 \text{ batang tulangan}$$

$$\text{Cek syarat} = n \leq m$$

$$= 3 \leq 3 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat}$$

$$= 2 \leq 3 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}$$

c) Penetapan Tulangan Longitudinal Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan yang meninjau momen positif atau  $M_u^{(+)}$  dan momen negatif atau  $M_u^{(-)}$  pada balok B1 lantai 1 area tumpuan maka dipakai jumlah tulangan yang terbesar yaitu untuk tulangan atas 5D16 dan untuk tulangan bawah 3D16.

2) Area Lapangan

a) Momen Negatif  $M_u^{(-)}$

$$M_u^{(-)} = 61,649 \text{ kNm}$$

$$= 61649300 \text{ Nmm}$$

$$d_s = s_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2}$$

$$= 40 + 8 + \frac{16}{2}$$

$$= 56 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s$$

$$= 450 - 56$$

$$= 394 \text{ mm}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi_b \cdot d^2}$$

$$= \frac{61649300}{0,9 \times 250 \times 394^2}$$

$$= 1,765 \text{ MPa}$$

$$K_{\text{maks}} = \frac{382,5 \times \beta_1 \times f_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2}$$

$$= 7,669 \text{ MPa}$$

Karena nilai  $K < K_{\text{maks}}$  maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f_c}}\right) \times d \\
 &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,765}{0,85 \times 30}}\right) \times 394 \\
 &= 28,287 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 28,287 \times 250}{420} \\
 &= 429,355 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 250 \times 394}{420} \\
 &= 328,333 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 250 \times 394}{420} \\
 &= 321,135 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 429,355 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 Ads &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{Ads} \\
 &= \frac{429,355}{201,062} \\
 &= 2,135 \\
 &\approx 3 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 3D16
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan Atas

$$A_s \text{ pakai} = 328,333 \text{ mm}^2$$

$$Ads = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_p^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{\text{As Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{328,333}{201,062} \\
 &= 1,633 \\
 &\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 2D16
 \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi_p + S_{nv}) + 1} \\
 &= \frac{250 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\
 &= 3,464 \\
 &\approx 3 \text{ batang tulangan}
 \end{aligned}$$

Cek syarat =  $n \leq m$

$$= 3 \leq 3 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat}$$

$$= 2 \leq 3 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}$$

b) Momen Positif  $M_u^{(+)}$

$$\begin{aligned}
 M_u^{(+)} &= 51,132 \text{ kNm} \\
 &= 51132200 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds &= sb + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\
 &= 56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - ds \\
 &= 450 - 56 \\
 &= 394 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M_u}{\phi_b \cdot d^2} \\
 &= \frac{51132200}{0,9 \times 250 \times 394^2} \\
 &= 1,464 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
 &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
 &= 7,669 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $K < K_{\text{maks}}$  maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f_c}} \right) \times d \\
 &= \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,464}{0,85 \times 30}} \right) \times 394 \\
 &= 23,309 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 23,309 \times 250}{420} \\
 &= 353,791 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 250 \times 394}{420} \\
 &= 328,333 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 250 \times 394}{420} \\
 &= 321,135 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 353,791 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{353,791}{201,062} \\
 &= 1,760 \\
 &\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 2D16
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan Atas

$$A_s \text{ pakai} = 328,333 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{328,333}{201,062} \\
 &= 1,760 \\
 &\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 2D16
 \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi_p + S_{nv}) + 1} \\
 &= \frac{250 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\
 &= 3,464 \\
 &\approx 3 \text{ batang tulangan}
 \end{aligned}$$

Cek syarat =  $n \leq m$

$$= 3 \leq 3 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat}$$

$$= 2 \leq 3 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}$$

c) Penetapan Tulangan Longitudinal Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan yang meninjau momen positif atau  $M_u^{(+)}$  dan momen negatif atau  $M_u^{(-)}$  pada balok B1 lantai 1 area lapangan maka dipakai jumlah tulangan yang terbesar yaitu untuk tulangan atas 3D16 dan untuk tulangan bawah 2D16.

Selanjutnya juga dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh kebutuhan tulangan longitudinal baik area tumpuan maupun lapangan yang hasilnya akan direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.25.

### 3) Kontrol momen kapasitas desain area tumpuan

$$\text{Syarat } \phi M_n \geq M_u$$

#### a) Momen Negatif, $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 110,109 \text{ kNm} \\ &= 110108800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds\ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds\ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds\ 1 + \frac{ds\ 2}{2} \\ &= 56 + \frac{41}{2} \\ &= 76,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d's = 58 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 450 - 76,5 \\ &= 373,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_d &= h - ds\ 1 - ds\ 2 \\ &= 450 - 56 - 41 \\ &= 353 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 5D16 \\ &= 6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\ &= 1005,310 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s' = 3D16$$

$$\begin{aligned}
&= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 603,186 \text{ mm}^2 \\
a1 &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{(1005,310 - 603,186) \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\
&= 26,493 \text{ mm} \\
a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56}{600 - 420} \\
&= 156,000 \text{ mm} \\
p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 603,186 - 1005,310 \times 420}{1,7 \times 30 \times 250} \\
&= -4,731 \text{ mm} \\
q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56 \times 603,186}{0,85 \times 30 \times 250} \\
&= 2656,856 \\
a2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
&= (\sqrt{-4,731^2 + 2656,856}) - (-4,731) \\
&= 56,492 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d'd}{600 + f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 353}{600 - 420} \\
&= 173,534 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
a1 < a'_{\text{min leleh}} &= 26,493 < 156,000 \\
&= \text{tulangan tekan belum leleh (Okey)}
\end{aligned}$$



$$a_2 < a'_{\max \text{ leleh}} = 56,492 < 173,534$$

= tulangan tarik sudah leleh (Okey)

$$a \text{ pakai} = 56,492$$

$$f'_s = \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a}$$

$$= \frac{600 \times (56,492 - 0,8357 \times 56)}{56,492}$$

$$= 102,940 \text{ MPa}$$

$$M_{nc} = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0,85 \times 30 \times 56,492 \times 250 \times (373,5 - \frac{56,492}{2})$$

$$= 124339005 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \times f'_s \times (d - d's)$$

$$= 603,186 \times 102,940 \times (373,5 - 56)$$

$$= 19714264,47 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 124339005 + 19714264,47$$

$$= 144053269,5 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ Kapasitas} = \phi M_n$$

$$= 0,9 \times 144053269,5$$

$$= 129647942,5 \text{ Nmm}$$

$$= 129,647 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

$$= 129,647 \text{ kNm} \geq 110,109 \text{ kNm (Aman)}$$

b) Momen Positif,  $M_u^+$

$$M_u^{(+)} = 61,502 \text{ kNm}$$

$$= 61501600 \text{ Nmm}$$

$$ds \ 1 = sb + \phi s + \frac{\phi p}{2}$$

$$= 40 + 8 + \frac{16}{2}$$

$$= 56 \text{ mm}$$

$$ds \ 2 = \phi p + S_{nv}$$

$$= 16 + 25$$

$$= 41 \text{ mm}$$

$$d's = ds + \frac{ds^2}{2}$$

$$= 56 + \frac{41}{2}$$

$$= 76,5 \text{ mm}$$

$$ds = 56 \text{ mm}$$

$$d = d_d = h - ds$$

$$= 450 - 56$$

$$= 394 \text{ mm}$$

$$As = 3D16$$

$$= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= 603,186 \text{ mm}^2$$

$$As' = 5D16$$

$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= 1005,310 \text{ mm}^2$$

$As < As'$ , maka tulangan tekan belum leleh

$$p = \frac{600 \times As' - As \times f_y}{1,7 \times f_c \times b}$$

$$= \frac{600 \times 1005,310 - 603,186 \times 420}{1,7 \times 30 \times 250}$$

$$= 27,439 \text{ mm}$$

$$q = \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times As'}{0,85 \times f_c \times b}$$

$$= \frac{600 \times 0,8357 \times 76,5 \times 1005,310}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$= 6049,092$$

$$a1 = \frac{(As - As') \times f_y}{0,85 \times f_c \times b}$$

$$= \frac{(603,186 - 1005,310) \times 420}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$= -26,493 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
 &= (\sqrt{27,439^2 + 6049,092}) - 27,439 \\
 &= 55,035 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 76,5}{600 - 420} \\
 &= 213,107 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times dd}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 394}{600 - 420} \\
 &= 193,689 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 a_1 < a'_{\text{min leleh}} &= -26,493 < 213,107 \\
 &= \text{tulangan tekan belum leleh (Okey)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_2 < a'_{\text{max leleh}} &= 55,035 < 193,689 \\
 &= \text{tulangan tarik sudah leleh (Okey)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f'_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\
 &= \frac{600 \times (55,035 - 0,8357 \times 76,5)}{55,035} \\
 &= -96,996 \text{ MPa} \\
 &= 0 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 55,035 \times 250 \times (394 - \frac{55,035}{2}) \\
 &= 128580031,2 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ns} &= A_s' \times f'_s \times (d - d's) \\
 &= 1005,310 \times 0 \times (394 - 76,5) \\
 &= 0 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_n^+ = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 128580031,2 + 0$$

$$= 128580031,2 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn Kapasitas} &= \phi M_n \\ &= 0,9 \times 128580031,2 \\ &= 115722028,1 \text{ Nmm} \\ &= 115,722 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Syarat} &= \phi M_n \geq M_u \\ &= 115,722 \text{ kNm} \geq 61,502 \text{ kNm (Aman)} \end{aligned}$$

#### 4) Kontrol momen kapasitas desain area lapangan

$$\text{Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

##### a) Momen Negatif, $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 61,649 \text{ kNm} \\ &= 61649300 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ds 1} &= s_b + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ds 2} &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{ds} = 56 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{ds} \\ &= 450 - 56 \\ &= 394 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_d &= h - \text{ds 1} - \text{ds 2} \\ &= 450 - 56 - 41 \\ &= 353 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 3D16 \\ &= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\ &= 603,186 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s' = 2D16$$

$$\begin{aligned}
&= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 402,124 \text{ mm}^2 \\
a_1 &= \frac{(A_s' - A_s) \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{(603,186 - 402,124) \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\
&= 13,246 \text{ mm} \\
a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56}{600 - 420} \\
&= 156,000 \text{ mm} \\
p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 402,124 - 603,186 \times 420}{1,7 \times 30 \times 250} \\
&= -0,946 \text{ mm} \\
q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56 \times 402,124}{0,85 \times 30 \times 250} \\
&= 1771,237 \\
a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
&= (\sqrt{-0,946^2 + 1771,237}) - (-0,946) \\
&= 43,043 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d_d}{600 + f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 353}{600 - 420} \\
&= 173,534 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$a_1 < a'_{\text{min leleh}} = 13,246 < 156,000$$

= tulangan tekan belum leleh (Okey)

$$a_2 < a'_{\max \text{ leleh}} = 43,043 < 173,534$$

= tulangan tarik sudah leleh (Okey)

$$a \text{ pakai} = 43,043$$

$$f'_s = \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a}$$

$$= \frac{600 \times (43,043 - 0,8357 \times 56)}{43,043}$$

$$= -52,373 \text{ MPa}$$

$$= 0 \text{ MPa}$$

$$M_{nc} = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0,85 \times 30 \times 43,043 \times 250 \times (394 - \frac{43,043}{2})$$

$$= 102207503,4 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \times f'_s \times (d - d's)$$

$$= 402,124 \times 0 \times (394 - 56)$$

$$= 0 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 102207503,4 + 0$$

$$= 102207503,4 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ Kapasitas} = \phi M_n$$

$$= 0,9 \times 102207503,4$$

$$= 91986753,03 \text{ Nmm}$$

$$= 91,986 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

$$= 91,986 \text{ kNm} \geq 61,649 \text{ kNm (Aman)}$$

b) Momen Positif,  $M_u^+$

$$M_u^{(+)} = 51,132 \text{ kNm}$$

$$= 51132200 \text{ Nmm}$$

$$ds \ 1 = sb + \phi s + \frac{\phi p}{2}$$

$$= 40 + 8 + \frac{16}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 56 \text{ mm} \\
 ds_2 &= \phi p + S_{nv} \\
 &= 16 + 25 \\
 &= 41 \text{ mm} \\
 d's &= ds_1 + \frac{ds_2}{2} \\
 &= 56 + \frac{41}{2} \\
 &= 76,5 \text{ mm} \\
 ds &= 56 \text{ mm} \\
 d = d_d &= h - ds \\
 &= 450 - 56 \\
 &= 394 \text{ mm} \\
 A_s &= 3D16 \\
 &= 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times \phi p^2 \\
 &= 603,186 \text{ mm}^2 \\
 A_s' &= 2D16 \\
 &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times \phi p^2 \\
 &= 402,124 \text{ mm}^2 \\
 A_s < A_s', &\text{ maka tulangan tekan belum leleh} \\
 p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{600 \times 603,186 - 402,124 \times 420}{1,7 \times 30 \times 250} \\
 &= 15,139 \text{ mm} \\
 q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 56 \times 603,186}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 3629,455 \\
 a_1 &= \frac{(A_s' - A_s) \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{(402,124 - 603,186) \times 420}{0,85 \times 30 \times 250}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= -13,246 \text{ mm} \\
 a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
 &= (\sqrt{15,139^2 + 3629,455}) - 15,139 \\
 &= 46,979 \text{ mm} \\
 a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 56}{600 - 420} \\
 &= 213,107 \text{ mm} \\
 a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times dd}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 394}{600 - 420} \\
 &= 193,689 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 a_1 < a'_{\text{min leleh}} &= -13,246 < 213,107 \\
 &= \text{tulangan tekan belum leleh (Okey)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_2 < a'_{\text{max leleh}} &= 46,979 < 193,689 \\
 &= \text{tulangan tarik sudah leleh (Okey)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f'_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\
 &= \frac{600 \times (46,979 - 0,8357 \times 56)}{46,979} \\
 &= 2,288 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 46,979 \times 250 \times (394 - \frac{46,979}{2}) \\
 &= 110964946,2 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ns} &= A_s' \times f'_s \times (d - d's) \\
 &= 402,124 \times 2,288 \times (394 - 56) \\
 &= 310991,143 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_n^+ = M_{nc} + M_{ns}$$



$$= 110964946,2 + 310991,143$$

$$= 111275937,3 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn Kapasitas} &= \phi M_n \\ &= 0,9 \times 111275937,3 \\ &= 100148343,6 \text{ Nmm} \\ &= 100,148 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Syarat} &= \phi M_n \geq M_u \\ &= 100,148 \text{ kNm} \geq 51,132 \text{ kNm (Aman)} \end{aligned}$$

#### d. Perhitungan Tulangan Geser

Menurut (Asroni, dkk), tulangan geser atau begel dihitung berdasarkan gaya geser perlu ( $V_u$ ) terbesar yang bekerja pada balok yang diperoleh berdasarkan *output SAP2000*. Nilai  $V_u$  tersebut boleh diambil pada jarak  $d$  dari muka kolom ( $V_{ud}$ ). Sebagian nilai  $V_{ud}$  tersebut akan ditahan oleh beton ( $\phi \cdot V_c$ ) sedangkan sebagian lainnya akan ditahan oleh tulangan geser ( $V_s$ ). Contoh perhitungan tulangan geser menggunakan sampel balok B1 lantai 1. Adapun perhitungan tulangan geser adalah sebagai berikut.

##### 1) Data Perhitungan

$$\begin{aligned} V_u \text{ Tumpuan} &= 77,384 \text{ kN} \\ &= 77384 \text{ N} \\ V_u \text{ Lapangan} &= 64,982 \text{ kN} \\ &= 64982 \text{ N} \\ Mu^{(-)} \text{ Tumpuan} &= 110,109 \text{ kNm} \\ &= 110108800 \text{ Nmm} \\ Mu^{(+)} \text{ Lapangan} &= 51,132 \text{ kNm} \\ &= 51132200 \text{ Nmm} \\ \text{Lebar balok (b)} &= 250 \text{ mm} \\ \text{Tinggi balok (h)} &= 450 \text{ mm} \\ \text{Mutu beton (f'_c)} &= 30 \text{ Mpa} \\ &= 0,03 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu Baja Tulangan (f}_y\text{)} &= 420 \text{ MPa untuk } > \text{ D13} \\
 &= 0,042 \text{ kN/mm}^2 \\
 &= 280 \text{ MPa untuk } < \text{ D13} \\
 &= 0,028 \text{ kN/mm}^2 \\
 \text{Tebal selimut beton (sb)} &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan Pokok } (\phi_p) &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan Sengkang } (\phi_s) &= 8 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \\
 &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\
 &= 0,8357 \\
 d &= 394 \text{ mm} \\
 \text{Bentang, L} &= 7000 \text{ mm} \\
 &= 7 \text{ m} \\
 \frac{1}{2} \text{ Bentang, L}_L &= 3500 \text{ mm} \\
 &= 3,5 \text{ m} \\
 \frac{1}{4} \text{ Bentang, L}_T &= 1750 \text{ mm} \\
 &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{Dimensi Kolom, bh} &= 350 \text{ mm} \\
 &= 0,35 \text{ m} \\
 \text{Faktor reduksi, } \phi &= 0,75 \\
 \text{Faktor modifikasi, } \lambda &= 1
 \end{aligned}$$

2) Perhitungan kekuatan geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \cdot 250 \times 394 \\
 &= 91716,142 \text{ N} \\
 &= 91,716 \text{ kN} \\
 \rho_w &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^3}{250 \times 394}
 \end{aligned}$$

$$= 0,0102$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot x \cdot d}{M_u}) \cdot b \cdot x \cdot d \\ &= (0,16 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot 0,0102 \cdot \frac{77384 \cdot x \cdot 394}{110108800}) \cdot 250 \cdot x \cdot 394 \\ &= 86325,807 \text{ N} \\ &= 86,326 \text{ kN (Area Tumpuan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot x \cdot d}{M_u}) \cdot b \cdot x \cdot d \\ &= (0,16 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot 0,0102 \cdot \frac{64982 \cdot x \cdot 394}{51132200}) \cdot 250 \cdot x \cdot 394 \\ &= 86329,632 \text{ N} \\ &= 86,330 \text{ kN (Area Lapangan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w) \cdot b \cdot x \cdot d \\ &= (0,16 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot 0,0102) \cdot 250 \cdot x \cdot 394 \\ &= 103411,339 \text{ N} \\ &= 103,411 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c4} &= 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot b \cdot x \cdot d \\ &= 0,29 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot 250 \cdot x \cdot 394 \\ &= 156456,949 \text{ N} \\ &= 156,457 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_c \text{ pakai} = 86,326 \text{ kN (diambil nilai terkecil)}$$

$$\begin{aligned} V_c \text{ maks} &= V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot x \cdot d \\ &= 86325,807 + 0,66 \cdot \sqrt{30} \cdot 250 \cdot x \cdot 394 \\ &= 86325,807 + 356074 \\ &= 442400,242 \text{ N} \\ &= 442,400 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat penampang mampu menahan gaya geser

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= V_u \text{ Tumpuan} \leq \phi \cdot V_c \text{ maks} \\ &= 77,384 \text{ kN} \leq 0,75 \cdot 442,400 \\ &= 77,384 \text{ kN} \leq 331,800 \text{ (Okey dimensi balok cukup)} \end{aligned}$$

3) Klasifikasi nilai  $V_u$  tumpuan dan  $V_u$  lapangan

$$V_u \text{ Tumpuan} = 77,384 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 64,982 \text{ kN}$$

$$V_{ud1} = \frac{1}{2} \phi \cdot V_c$$

$$= \frac{64,744}{2}$$

$$= 32,372 \text{ kN}$$

$$V_{ud2} = \phi \cdot V_c$$

$$= 0,75 \times 86,326$$

$$= 64,744 \text{ kN}$$

$$V_{ud3} = \phi \cdot (V_c \times 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

$$= 0,75 \times (86,326 + 0,33 \times \sqrt{30} \cdot 250 \times 394)$$

$$= 198,272 \text{ kN}$$

$$V_{ud4} = \phi \cdot V_c \text{ maks}$$

$$= 0,75 \times 442,400$$

$$= 331,800 \text{ kN}$$

Diperoleh hasil

$$\text{Area Tumpuan} = \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c \times 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

$$\text{Area Lapangan} = \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c \times 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

## 4) Kebutuhan Tulangan Geser

## a) Area Tumpuan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{77,384}{0,75} - 86,326$$

$$= 16,853 \text{ kN}$$

$$= 16852,859 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ maks}} = 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{30} \cdot 250 \times 394$$

$$= 356074,435 \text{ N}$$

$$= 356,074 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}} &= 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{30} \cdot 250 \times 394 \\
 &= 178037,217 \text{ N} \\
 &= 178,037 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek} &= V_s < V_{s \text{ maks}} \\
 &= 16,853 < 356,074 \text{ (Okey dimensi balok cukup)}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $V_s < \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}}$ , maka

$$\begin{aligned}
 s1 &= \frac{d}{2} \\
 &= \frac{394}{2} \\
 &= 197 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s2 = 600 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 100 \text{ mm (diambil nilai terkecil)}$$

Luas begel

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{V_s \times S}{f_{ys} \times d} \\
 &= \frac{16852,859 \times 100}{280 \times 394} \\
 &= 15,276 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser dengan diameter 8 mm dengan Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi s^2 \\
 &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\
 &= 50,265 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kaki, } n &= \frac{A_v}{A_s} \\
 &= \frac{15,276}{50,265} \\
 &= 0,304 \\
 &\approx 2 \text{ kaki}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ aktual} &= n \times A_s \\
 &= 2 \times 50,265 \\
 &= 100,531 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ aktual} &= \frac{A_v \text{ aktual} \times f_{ys} \times d}{S} \\
 &= \frac{100,531 \times 280 \times 394}{100} \\
 &= 110905,760 \text{ N} \\
 &= 110,906 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol syarat} &= V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s \text{ aktual}) \\
 &= 77,384 \leq 0,75 \cdot (86,326 + 110,906) \\
 &= 77,384 \leq 147,924 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Rekap} = 2\text{P8-100 mm}$$

#### b) Area Lapangan

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{64,982}{0,75} - 86,326 \\
 &= 0,317 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ maks} &= 0,66 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{30} \cdot 250 \times 394 \\
 &= 356074,435 \text{ N} \\
 &= 356,074 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} V_s \text{ maks} &= 0,33 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\
 &= 0,33 \times \sqrt{30} \cdot 250 \times 394 \\
 &= 178037,217 \text{ N} \\
 &= 178,037 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ maks} &= 0,66 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{30} \cdot 250 \times 344 \\
 &= 310887,324 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$= 310,887 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}} &= \frac{310887,324}{2} \\ &= 155443,662 \text{ N} \\ &= 155,444 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= V_s < V_{s \text{ maks}} \\ &= 76,912 < 310,887 \text{ (Okey dimensi balok cukup)} \end{aligned}$$

Karena nilai  $V_s < \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}}$ , maka

$$\begin{aligned} s1 &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{394}{2} \\ &= 197 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s2 = 600 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 150 \text{ mm (diambil nilai terkecil)}$$

Luas begel per meter panjang balok ( $A_{v,u}$ )

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_s \times S}{f_{ys} \times d} \\ &= \frac{316,859 \times 100}{280 \times 394} \\ &= 0,431 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser dengan diameter 8 mm dengan Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi s^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\ &= 50,265 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki, } n &= \frac{A_v}{A_s} \\ &= \frac{0,431}{50,265} \\ &= 0,009 \\ &\approx 2 \text{ kaki} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ aktual} &= n \times A_s \\
 &= 2 \times 50,265 \\
 &= 100,531 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ aktual} &= \frac{A_v \text{ aktual} \times f_{ys} \times d}{S} \\
 &= \frac{100,531 \times 280 \times 394}{150} \\
 &= 73937,174 \text{ N} \\
 &= 73,937 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol syarat} &= V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s \text{ aktual}) \\
 &= 64,982 \leq 0,75 \cdot (86,326 + 73,937) \\
 &= 64,982 \leq 120,197 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Rekap} = 2\text{P8-150 mm}$$

Selanjutnya juga dilakukan perhitungan tulangan geser dengan tahapan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh kebutuhan tulangan geser balok baik area tumpuan maupun lapangan yang hasilnya akan direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.25.

e. Perhitungan Tulangan Torsi

Pada Tabel 5.24, diperoleh nilai Torsi maksimum sebesar 16,004 kNm yang pada balok B1 lantai 1. Torsi tersebut ditahan oleh 2 tumpuan berupa kolom pada kedua ujung balok, sehingga untuk 1 tumpuan diperoleh torsi yang bekerja sebagai berikut.

1) Cek kebutuhan tulangan torsi

$$T_u = 15,385 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{2} T_u = 7,693 \text{ kNm}$$

$$A_g = b \times h$$

$$= 250 \times 450 \text{ mm}$$

$$= 112500 \text{ mm}^2$$

$$P_g = 2 \times (b + h)$$

$$= 2 \times (250 + 450)$$



$$= 1400 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ min} &= \phi \times 0,083 \times \sqrt{f_c} \times \left(\frac{A_g^2}{P_g}\right) \\ &= 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{112500^2}{1400}\right) \\ &= 3082315 \text{ Nmm} \\ &= 3,082 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= T_u > T_u \text{ min} \\ &= 7,693 > 3,082 (\text{Tulangan torsi diperlukan}) \end{aligned}$$

## 2) Perhitungan torsi transversal

$$\begin{aligned} A_h &= (b - 2 \times s_b) \times (h - 2 \times s_b) \\ &= (250 - 2 \times 40) \times (450 - 2 \times 40) \\ &= 101556 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (b - 2 \times s_b + h - 2 \times s_b) \\ &= 2 \times (250 - 2 \times 40 + 450 - 2 \times 40) \\ &= 1336 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{1}{2} T_u \times \phi \\ &= 7,693 \times 0,75 \\ &= 10,257 \text{ kNm} \\ &= 10256666,667 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{T_n \times S}{1,7 \times A_h \times f_{ys} \times \text{COT } \phi} \\ &= \frac{10256666,667 \times 1000}{1,7 \times 101556 \times 280 \times \text{COT } 45^\circ} \\ &= 212,175 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= \text{Luas sengkang balok} \\ &= 2D8-125 \text{ mm} \\ &= \frac{2}{4} \times \pi \times 8^2 \times \frac{1000}{100} \\ &= 502,655 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{vt} &= A_v + A_t \\ &= 502,655 + 212,175 \end{aligned}$$

$$= 714,835 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,35 \times 250 \times \frac{1000}{280} \\ &= 312,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 0,062 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 250 \times \frac{1000}{280} \\ &= 303,204 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_v \text{ pakai} = 714,835 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned} s &= 2D8-125 \text{ mm} \\ &= \frac{2}{4} \times \pi \times 8^2 \times \frac{1000}{714,835} \\ &= 140,636 \text{ mm} \\ &\approx 140 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ min} &= \frac{P_h}{8} \\ &= \frac{1336}{8} \\ &= 167,000 \text{ mm} \\ &\approx 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s \text{ min} = 300 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 140 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)}$$

$$\text{Rekap} = 2D8-140$$

### 3) Perhitungan torsi longitudinal

$$\begin{aligned} A1 &= \frac{At}{S} \times P_h \times \left( \frac{f_{ys}}{f_y} \right) \times \cot^2 \times \phi \\ &= \frac{212,175}{1000} \times 1336 \times \left( \frac{280}{420} \right) \times \cot^2 45^\circ \\ &= 266,478 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kontrol A1} = 0,175 \times \frac{b}{f_{ys}}$$

$$= 0,175 \times \frac{250}{280}$$

$$= 0,156$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol A1} &= \frac{A_t}{S} \\ &= \frac{212,175}{1000} \end{aligned}$$

$$= 0,212$$

Kontrol A1 pakai = 0,212 (dipilih yang terbesar)

$$\begin{aligned} A1_{\min} &= \left( \frac{0,42 \times \sqrt{f_c} \times A_g}{f_y} - \left( \frac{A_t}{S} \right) \times p_h \times \frac{f_{ys}}{f_y} \right) \\ &= \left( \frac{0,42 \times \sqrt{30} \times 100000}{420} - \left( \frac{212,175}{1000} \right) \times 1336 \times \frac{280}{420} \right) \\ &= 427,211 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A1 pakai = 427,211 mm<sup>2</sup> (dipilih yang terbesar)

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A1}{A_{ds}} \\ &= \frac{427,211}{132,732} \\ &= 3,219 \end{aligned}$$

≈ 4 batang tulangan

Berdasarkan perhitungan tulangan torsi diatas maka pada balok B1 lantai 1 diperlukan tulangan torsi 4D16 yang dipasang di tengah badan balok pada sisi kanan dan kiri.

Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh tulangan torsi yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.25 berikut.

**Tabel 5.29 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan				Daerah Lapangan			
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser
Lantai 1	B1	Balok Induk	250x450	5D16	4D13	3D16	2D8-150	2D16	4D13	3D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	3D16	2D8-150	3D16	4D13	4D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	4D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 2	B1	Balok Induk	250x450	5D16	4D13	3D16	2D8-150	3D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	3D16	2D8-150	3D16	4D13	4D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x400	4D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	5D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	250x300	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
Lantai 3	B1	Balok Induk	250x450	5D16	4D13	3D16	2D8-150	2D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	3D16	2D8-150	3D16	4D13	4D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x400	4D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	5D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	250x300	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200

Lanjutan Tabel 5.29 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMB

Lantai	Kelompok Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan				Daerah Lapangan			
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser
Lantai 4	B1	Balok Induk	250x450	5D16	4D13	3D16	2D8-150	2D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	3D16	2D8-150	3D16	4D13	3D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x400	4D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x350	2D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 5	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	3D16	2D8-150	2D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	3D16	2D8-150	2D16	4D13	3D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	4D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x300	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 6	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	3D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	4D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	2D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x300	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200

**Lanjutan Tabel 5.29 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan				Daerah Lapangan			
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser
Lantai 7	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	4D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	2D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x300	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 8	B1	Balok Induk	200x350	2D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	2D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x350	2D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	2D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	200x300	2D13	2D13	2D13	2D8-150	3D13	2D13	3D13	2D8-200
	B4	Balok Induk	200x250	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
	B5	Balok Anak	200x300	3D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x250	2D10	-	2D10	2D8-150	2D10	-	2D10	2D8-200

**Tabel 5.30 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 1	B1	129,648	110,109	1,177	100,148	51,132	1,959
	B2	101,466	90,725	1,118	111,417	59,557	1,871
	B3	81,269	74,161	1,096	73,618	38,285	1,923
	B4	67,806	45,361	1,495	73,618	33,744	2,182
	B5	62,322	49,496	1,259	57,226	25,092	2,281
	B6	45,364	30,913	1,467	46,916	14,768	3,177
Lantai 2	B1	129,648	117,520	1,103	132,196	58,521	2,259
	B2	101,466	93,923	1,080	111,417	66,739	1,669
	B3	96,469	78,946	1,222	87,238	44,128	1,977
	B4	67,806	48,635	1,394	73,618	37,849	1,945
	B5	69,992	52,126	1,343	62,369	25,008	2,494
	B6	51,024	39,305	1,298	51,062	14,897	3,428
Lantai 3	B1	129,648	116,639	1,112	113,363	56,863	1,994
	B2	101,466	92,566	1,096	111,417	63,457	1,756
	B3	96,469	78,910	1,223	87,238	42,389	2,058
	B4	67,806	46,246	1,466	73,618	34,936	2,107
	B5	69,992	52,133	1,343	57,226	25,063	2,283
	B6	51,024	39,285	1,299	51,062	14,867	3,435

**Lanjutan Tabel 5.30 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 4	B1	129,648	113,271	1,145	113,363	51,860	2,186
	B2	101,466	89,481	1,134	107,422	57,692	1,862
	B3	96,469	77,152	1,250	87,238	38,003	2,296
	B4	58,699	42,340	1,386	73,618	30,505	2,413
	B5	62,322	51,351	1,214	62,369	25,081	2,487
	B6	45,364	24,159	1,878	46,916	14,871	3,155
Lantai 5	B1	110,648	107,866	1,026	97,913	47,060	2,081
	B2	101,466	84,722	1,198	98,094	49,136	1,996
	B3	81,269	73,951	1,099	73,618	31,543	2,334
	B4	55,355	36,938	1,499	59,999	24,655	2,434
	B5	62,322	49,886	1,249	62,369	25,102	2,485
	B6	35,309	22,394	1,577	41,152	14,868	2,768
Lantai 6	B1	110,629	100,462	1,101	97,913	47,015	2,083
	B2	100,769	78,276	1,287	98,094	40,703	2,410
	B3	81,269	69,301	1,173	73,618	27,498	2,677
	B4	48,043	29,752	1,615	59,999	17,513	3,426
	B5	62,322	47,733	1,306	62,369	25,102	2,485
	B6	35,309	19,695	1,793	41,152	14,880	2,766



**Lanjutan Tabel 5.30 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 7	B1	110,629	91,139	1,214	93,172	47,155	1,976
	B2	80,257	69,992	1,147	81,728	40,685	2,009
	B3	67,806	63,344	1,070	73,618	27,071	2,719
	B4	40,266	20,470	1,967	51,062	10,089	5,061
	B5	62,322	46,682	1,335	62,369	25,169	2,478
	B6	35,309	17,517	2,016	41,152	14,816	2,778
Lantai 8	B1	47,067	31,153	1,511	61,550	17,385	3,540
	B2	58,699	39,547	1,484	69,032	23,017	2,999
	B3	35,309	28,877	1,223	48,371	14,547	3,325
	B4	27,589	8,019	3,441	32,033	6,016	5,325
	B5	40,291	24,911	1,617	41,152	14,192	2,900
	B6	22,127	9,260	2,390	25,537	3,809	6,705

**Tabel 5.31 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas ( $V_n$ ) dan Gaya Geser Perlu ( $V_u$ ) Balok Gedung  
Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		$V_n$ -	$V_u$ -	Rasio	$V_n$ -	$V_u$ -	Rasio
Lantai 1	B1	120,197	77,384	1,553	106,334	64,982	1,636
	B2	116,247	67,471	1,723	104,143	57,647	1,807
	B3	89,689	64,520	1,390	79,344	52,749	1,504
	B4	89,689	50,688	1,769	79,345	51,968	1,527
	B5	90,146	40,846	2,207	79,749	33,869	2,355
	B6	74,893	34,571	2,166	66,255	27,187	2,437
Lantai 2	B1	120,197	80,729	1,489	106,334	73,173	1,453
	B2	116,247	73,036	1,592	104,143	60,667	1,717
	B3	104,942	66,427	1,580	92,838	56,400	1,646
	B4	89,689	55,359	1,620	79,345	55,110	1,440
	B5	90,146	40,943	2,202	79,749	33,932	2,350
	B6	74,893	34,609	2,164	66,255	28,768	2,303
Lantai 3	B1	120,197	73,432	1,637	106,334	71,555	1,486
	B2	116,247	71,352	1,629	104,143	59,703	1,744
	B3	104,942	66,431	1,580	92,838	55,283	1,679
	B4	89,689	51,303	1,748	79,345	53,899	1,472
	B5	90,146	41,041	2,196	79,749	34,005	2,345
	B6	74,893	34,635	2,162	66,255	28,728	2,306

**Lanjutan Tabel 5.31 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 4	B1	120,197	72,491	1,658	106,334	70,522	1,508
	B2	116,247	68,098	1,707	104,143	57,200	1,821
	B3	104,942	65,663	1,598	92,838	52,445	1,770
	B4	89,689	46,140	1,944	79,345	50,526	1,570
	B5	90,146	41,114	2,193	79,749	34,059	2,341
	B6	74,893	34,662	2,161	66,255	27,278	2,429
Lantai 5	B1	104,944	71,077	1,476	92,840	68,900	1,347
	B2	116,247	62,927	1,847	104,143	53,318	1,953
	B3	89,689	64,291	1,395	79,344	49,622	1,599
	B4	74,436	39,764	1,872	65,851	45,445	1,449
	B5	90,146	41,172	2,189	79,749	34,103	2,338
	B6	66,826	34,681	1,927	58,187	27,297	2,132
Lantai 6	B1	104,944	69,149	1,518	92,840	66,698	1,392
	B2	116,247	58,021	2,004	104,143	47,977	2,171
	B3	89,689	62,266	1,440	79,344	46,583	1,703
	B4	74,436	32,089	2,320	65,851	38,539	1,709
	B5	90,146	41,196	2,188	79,749	34,119	2,337
	B6	66,826	34,689	1,926	58,188	27,310	2,131

**Lanjutan Tabel 5.31 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 7	B1	104,944	68,082	1,541	92,840	65,489	1,418
	B2	104,942	55,138	1,903	92,838	41,445	2,240
	B3	89,689	59,813	1,499	79,344	42,850	1,852
	B4	74,890	23,134	3,237	66,252	-30,816	-2,150
	B5	90,146	41,275	2,184	79,749	34,194	2,332
	B6	66,826	34,700	1,926	58,188	27,316	2,130
Lantai 8	B1	80,027	18,356	4,360	69,682	18,079	3,854
	B2	89,689	27,991	3,204	79,344	16,146	4,914
	B3	66,825	21,863	3,057	58,187	18,409	3,161
	B4	53,215	12,106	4,396	46,337	18,806	2,464
	B5	66,825	22,339	2,991	58,187	18,419	3,159
	B6	53,623	8,680	6,178	46,692	5,314	8,787

Berdasarkan Tabel 5.30 dapat dilihat bahwa pada struktur balok gedung perkantoran SRPMB, rasio Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) pada daerah tumpuan lebih kecil apabila dibandingkan dengan rasio yang pada daerah lapangan. Hal tersebut dikarenakan struktur balok direncanakan terhadap momen terbesar yang bekerja pada penampang balok yaitu momen negatif ( $M_u$ ) yang terjadi pada daerah tumpuan balok sehingga pada daerah tumpuan diperoleh rasio yang lebih kecil yang menunjukkan bahwa desain balok telah optimal dan tidak terjadi pemborosan.

#### 5.4.7 Desain Plat

Perencanaan pelat dilakukan dengan menggunakan beban yang bekerja pada pelat baik itu beban mati maupun beban hidup, Pada perhitungan perencanaan pelat lantai digunakan sampel pelat lantai tipe PL 1 dan dijabarkan sebagai berikut.

##### 1. Data perencanaan

Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 MPa = 0,03 kN/mm <sup>2</sup>
Mutu Baja Tulangan ( $f_y$ )	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm <sup>2</sup> = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm <sup>2</sup>
Modulus Elastisitas baja ( $E_s$ )	= 200000 MPa = 200 kN/mm <sup>2</sup>
Regangan kritis beton ( $\epsilon_c$ )	= 0,003
Regangan kritis baja ( $\epsilon_y$ )	= $\frac{f_y}{E_s}$ = $\frac{420}{200000}$ = $2,10 \times 10^{-3}$
Tebal Pelat ( $t_p$ )	= 125 mm
Tebal selimut beton ( $s_b$ )	= 20 mm
Tulangan Pokok ( $\phi_p$ )	= 10 mm
Tulangan Susut ( $\phi_s$ )	= 8 mm
Faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ )	= 0,65

## 2. Pembebanan pelat lantai

Pembebanan pelat lantai mengacu pada pembebanan struktur yang dijelaskan pada sub bab 5.2.

### a. Beban mati ( $Q_D$ )

$$\begin{aligned} \text{Beban mati akibat berat sendiri pelat} &= 0,125 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}^2 \\ &= 2,941 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban mati tambahan} = 2,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban mati} = 2,941 + 2,1 = 5,521 \text{ kN/m}^2$$

### b. Beban hidup ( $Q_L$ )

$$\text{Beban hidup pelat lantai} = 3,83 \text{ kN/m}^2$$

### c. Kombinasi beban ( $Q_u$ )

$$\begin{aligned} Q_u \text{ Pelat lantai} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\ &= (1,2 \times 5,521) + (1,6 \times 3,83) \\ &= 12,753 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

## 3. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

### a. Perhitungan momen

$$Q_u \text{ Pelat lantai} = 12,753 \text{ kN/m}^2$$

$$L_y = 5000 \text{ mm}$$

$$L_x = 3000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_{nx} &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 250\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 250\right) \\ &= 2750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{ny} &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) \\ &= 4700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{L_n y}{L_n x} \\ &= \frac{4700}{2750} \end{aligned}$$

$$= 1,709 \approx \text{Pelat dua arah}$$

Karena pelat tertumpu pada balok di keempat sisinya, maka diperoleh faktor momen pelat yang diperoleh berdasarkan pada tabel 13.3.1 PBI-71.

$$M_{lx} = 38$$

$$M_{ly} = 14$$

$$M_{tx} = 81$$

$$M_{ty} = 57$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan X} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef } M_{lx} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 38 \\ &= 3,665 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan Y} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef } M_{ly} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 14 \\ &= 1,350 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan X} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef } M_{tx} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 81 \\ &= 7,812 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan Y} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef } M_{ty} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 57 \\ &= 5,497 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan Pokok } (\phi p) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton (sb)} = 20 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= 0,25 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \\ &= 0,25 \times \frac{\sqrt{30}}{280} \\ &= 0,0049 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{280}{0,85 \times 30} \\ &= 10,980 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= tp - sb - \phi p \\ &= 125 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 \end{aligned}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

b. Tulangan Lapangan X

$$M_u = 3,665 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{3,665}{0,9}$$

$$= 4,072 \text{ kN/m}^2$$

$$= 4072167,61 \text{ Nmm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{4072167,61}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,4072 \text{ Nmm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,980} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,4072}{420}} \right)$$

$$= 0,0015$$

$\rho$  pakai = 0,0049 (diambil yang terbesar)

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}}$$

$$= \frac{78,540 \times 1000}{489,038}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 3h$$



$$= 3 \times 125$$

$$= 375 \text{ mm}$$

$$s_{\text{min}} = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\text{pakai}} = 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)}$$

$$\approx \text{P10-160 mm}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\ &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 5,369 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{5,369}{0,8357} \\ &= 6,425 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425} \\ &= 0,0436 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= \epsilon_t > 0,004 \\ &= 0,0436 > 0,004 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

c. Tulangan Lapangan Y

$$M_u = 1,350 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{1,350}{0,9} \\ &= 1,500 \text{ kN/m}^2 \\ &= 1500272,28 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{1500272,28}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,1500 \text{ Nmm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,980} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,1500}{420}} \right)$$

$$= 0,0005$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ads} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\text{Ads} \times b}{\text{As Perlu}}$$

$$= \frac{78,540 \times 1000}{489,038}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 3h$$

$$= 3 \times 125$$

$$= 375 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)}$$

$$\approx \text{P10-160 mm}$$

Kontrol terhadap regangan

$$a = \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 5,369 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{5,369}{0,8357} \\
 &= 6,425 \text{ mm} \\
 \epsilon_t &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425} \\
 &= 0,0436 \\
 \text{Cek} &= \epsilon_t > 0,004 \\
 &= 0,0436 > 0,004 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

d. Tulangan Tumpuan X

$$\begin{aligned}
 M_u &= 7,812 \text{ kN/m}^2 \\
 \phi &= 0,90 \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{7,812}{0,9} \\
 &= 8,680 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 8680146,75 \text{ Nmm}^2 \\
 R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{8680146,75}{0,9 \times 1000 \times 100^2} \\
 &= 0,8680 \text{ Nmm}^2 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10,980} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,8680}{420}} \right) \\
 &= 0,0032 \\
 \rho_{\text{pakai}} &= 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)} \\
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d
 \end{aligned}$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ads} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\text{Ads} \times b}{\text{As Perlu}}$$

$$= \frac{78,540 \times 1000}{489,038}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 2h$$

$$= 2 \times 125$$

$$= 250 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)}$$

$$\approx \text{P10-160 mm}$$

Kontrol terhadap regangan

$$a = \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 5,369 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{5,369}{0,8357}$$

$$= 6,425 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425}$$

$$= 0,0436$$

$$\text{Cek} = \epsilon_t > 0,004$$

$$= 0,0436 > 0,005 \text{ (Ok)}$$

e. Tulangan Tumpuan Y

$$M_u = 5,497 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{5,497}{0,9}$$

$$= 6,108 \text{ kN/m}^2$$

$$= 6108251,42 \text{ Nmm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{6108251,42}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,6108 \text{ Nmm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,980} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,6108}{420}} \right)$$

$$= 0,0022$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}}$$

$$= \frac{78,540 \times 1000}{489,038}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 2h$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times 125 \\
 &= 250 \text{ mm} \\
 s_{\text{min}} &= 450 \text{ mm} \\
 s_{\text{pakai}} &= 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)} \\
 &\approx \text{P10-160 mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000} \\
 &= 5,369 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{5,369}{0,8357} \\
 &= 6,425 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425} \\
 &= 0,0436
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek} &= \epsilon_t > 0,004 \\
 &= 0,0436 > 0,005 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

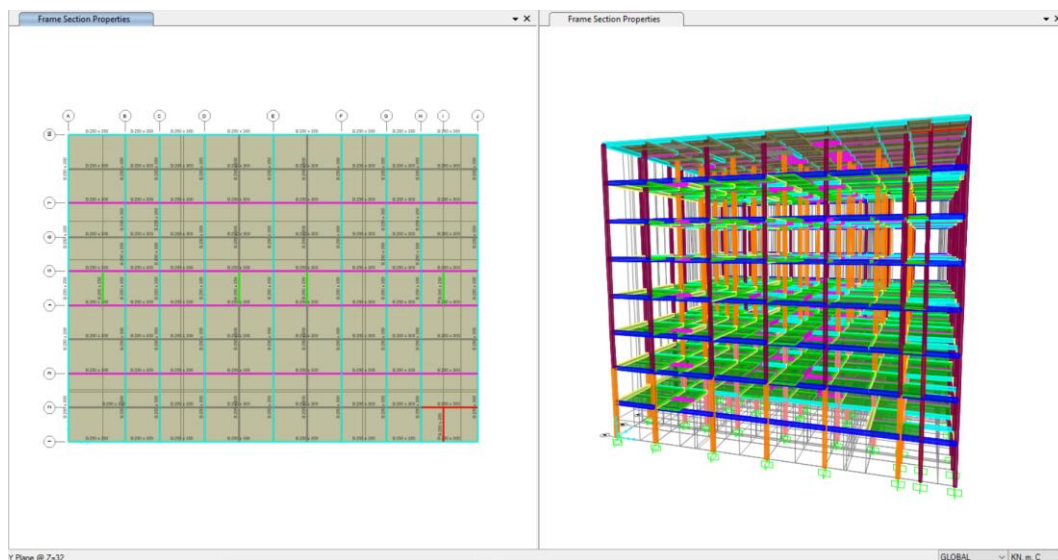
Berdasarkan perhitungan tulangan lentur diatas maka pada pelat tipe PL1 lantai 1 diperlukan tulangan pelat P10-160 untuk daerah tumpuan dan lapangan baik arah X maupun arah Y. Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan pelat tipe lainnya secara keseluruhan dari lantai 2 sampai dengan lantai atap sehingga diperoleh tulangan pelat yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.32 berikut.

**Tabel 5.32 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Tipe	Tebal Pelat Pakai (mm)	Tul Lentur Area Tumpuan		Tul Lentur Area Lapangan		Tul susut
			X	Y	X	Y	
Lantai 2-7	PL 1	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 2	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 3	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 4	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 5	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
Lantai 8 (Atap)	PA 1	125	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 2	125	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 3	125	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 4	125	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 5	125	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150

#### 5.4.8 Analisis Struktur Tahap Akhir SRPMB

Analisis struktur tahap akhir perlu dilakukan dengan menggunakan dimensi kolom, balok dan pelat yang telah diperoleh untuk mendapatkan nilai periode kemudian dilakukan perhitungan beban gempa dan kontrol beban gempa tersebut.



**Gambar 5.31 Analisis Tahap Akhir Struktur SRPMB**

#### 5.4.9 Perhitungan Respon Seismik

Setelah dilakukan analisis tahap akhir maka dapat dilakukan perhitungan respon seismik sebagai berikut.

##### 1. Penentuan Nilai Periode Fundamental

###### a. Perhitungan Waktu Getar Struktur ( $T$ )

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0466 \times 32^{0,9} \\ &= 1,0544 \text{ detik} \end{aligned}$$

###### b. Perhitungan Nilai Periode Maksimum

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u T_a \\ &= 1,5255 \times 1,0544 \\ &= 1,6086 \text{ detik} \end{aligned}$$

###### c. Perolehan Nilai Periode Berdasarkan *Output SAP2000* dengan model struktur dalam kondisi penampang retak

$$T_c = 1,910 \text{ detik}$$



d. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Karena nilai  $T_c > T_{max}$  maka nilai periode struktur yang digunakan adalah  $T_{max}$  sebesar 1,6086 detik.

2. Perhitungan Gaya lateral ekivalen

a. Koefisien respons seismik ( $C_s$ )

$$\begin{aligned} C_{s \text{ hitung}} &= \frac{S_{DS}}{R} \\ &= \frac{0,2565}{\frac{3}{1}} \\ &= 0,0855 \text{ g} \end{aligned}$$

Untuk  $T \leq T_L$ , maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_{s \text{ max}} &= \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,1872}{1,6086 \left( \frac{3}{1} \right)} \\ &= 0,0388 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s \text{ min}} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,2565 \times 1 \geq 0,01 \\ &= 0,0113 \geq 0,01 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas maka nilai  $C_s$  yang digunakan adalah  $C_{s \text{ max}}$  sebesar 0,0388 g.

b. Perhitungan berat bangunan per lantai ( $W$ )

Berat sendiri bangunan diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dan dapat dilihat pada tabel 5.33 sebagai berikut.

**Tabel 5.33 Rekapitulasi Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung  
Perkantoran SRPMB**

<b>Keterangan</b>	<b>Berat Sendiri Bangunan, <math>W</math> (kN)</b>
Lantai 1	4643,640
Lantai 2	5077,320
Lantai 3	5077,320
Lantai 4	5035,020
Lantai 5	5002,020
Lantai 6	5002,020
Lantai 7	5002,020
Lantai 8	4787,580
Total	39626,940

c. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik ( $V$ )

Gaya geser dasar seismik ( $V$ ) dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0388 \times 39626,940 \\
 &= 1537,588 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{(2-1) \times (1,6086-0,5)}{(2,5-0,5)+1} \\
 &= 1,5542
 \end{aligned}$$

Hasil dari distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal pada setiap lantai bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.34 berikut.

**Tabel 5.34 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung Perkantoran SRPMB**

Lantai	$w_i$ (kN)	$h$ (m)	$h^k$	$w_i \times h^k$	$C_{vx}$	$F_x$
Atap +32,00	4787,58	32	218,486	1046017,46	0,265	407,788
Lantai 8 +28,00	5002,02	28	177,536	888040,26	0,225	346,201
Lantai 7 +24,00	5002,02	24	139,712	698841,47	0,177	272,442
Lantai 6 +20,00	5002,02	20	105,236	526391,57	0,133	205,213
Lantai 5 +16,00	5035,02	16	74,394	374575,63	0,095	146,028
Lantai 4 +12,00	5077,32	12	47,572	241536,74	0,061	94,163
Lantai 3 +8,00	5077,32	8	25,331	128614,01	0,033	50,140
Lantai 2 +4,00	4643,64	4	8,625	40052,32	0,010	15,614
Lantai 1 +0,00	0	0	0	0	0	0
<b>Total</b>				<b>3944069,46</b>	<b>1,000</b>	<b>1537,588</b>

#### 4. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada gambar 5.32 berikut.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
EX STATIK	LinStatic		-1199.842	4.524E-09	-1.237E-12	-1.032E-07	-27692.7013	18126.3231
EY STATIK	LinStatic		4.154E-09	-1199.842	-3.522E-12	27692.7013	9.358E-08	-24122.4613
EX RS	LinRespSpec	Max	851.562	69.181	0.87	1385.5389	16988.7586	12814.5366
EY RS	LinRespSpec	Max	69.181	918.489	3.064	18440.4673	1380.7252	18046.9104

**Gambar 5.32 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMB**

Berdasarkan Gambar 5.32 diperoleh nilai gaya geser dasar statik untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 1199,842 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 1199,842 kN sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik diperoleh nilai untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 851,562 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 918,489 kN.

5. Kontrol Persyaratan  $V_{dinamik} > V_{statik}$ 

## a. Arah X

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 851,562 > 1199,842 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1199,842}{851,562} \\ &= 1,409 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 3,270 \times 1,409 \\ &= 4,607 \end{aligned}$$

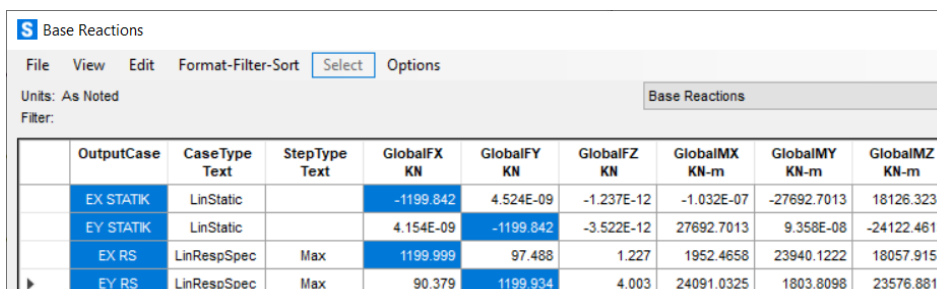
## b. Arah Y

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 918,489 > 1199,842 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1199,842}{918,489} \\ &= 1.306 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 3,270 \times 1,306 \\ &= 4.272 \end{aligned}$$

kemudian dilakukan penginputan kembali pada *respon spectrum case SAP2000* dan dilakukan pemeriksaan kembali pada hasil *base shear reaction* seperti pada gambar 5.33 berikut.



	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	EX STATK	LinStatic		-1199.842	4.524E-09	-1.237E-12	-1.032E-07	-27692.7013	18126.3231
	EY STATK	LinStatic		4.154E-09	-1199.842	-3.522E-12	27692.7013	9.358E-08	-24122.4613
	EX RS	LinRespSpec	Max	1199.999	97.488	1.227	1952.4658	23940.1222	18057.9157
	EY RS	LinRespSpec	Max	90.379	1199.934	4.003	24091.0325	1803.8098	23576.8811

**Gambar 5.33 Base Reaction SRPMB Akibat Gaya Gempa Dinamik Setelah Skala Ulang**

Diperoleh nilai gaya geser dasar dinamik setelah dilakukan skala ulang untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 1199,999 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 1199,934 kN dan dinyatakan telah memenuhi syarat  $V_{dinamik} > V_{statik}$ .

#### 5.4.10 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

##### 1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

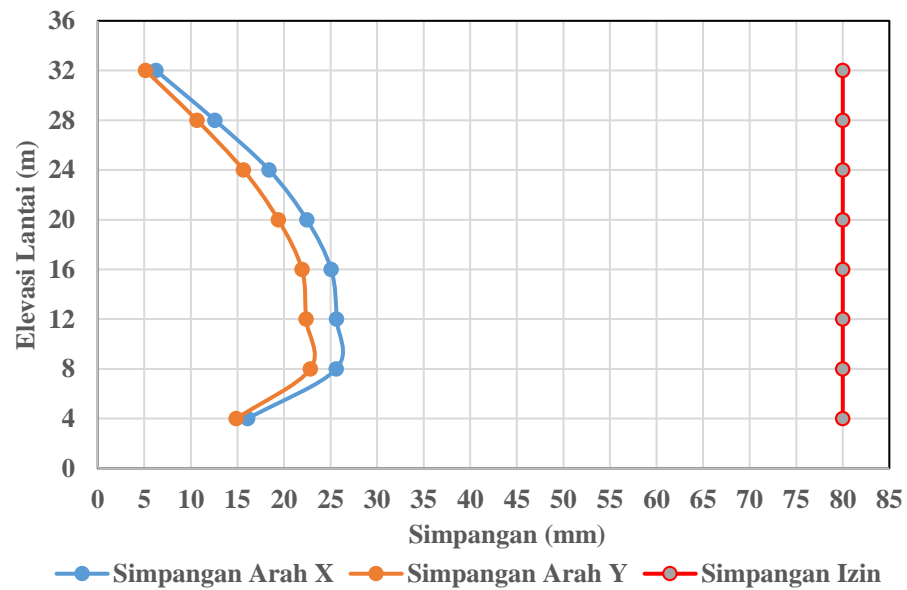
Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Tabel 5.35 berikut.

**Tabel 5.35 Rekapitulasi Perhitungan  $\delta_x$  Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	$\delta_{xe}$ arah x (mm)	$\delta_{ye}$ arah y (mm)	$\delta_x$ arah x (mm)	$\delta_y$ arah y (mm)
Lantai 8	60,844	53,128	152,110	132,820
Lantai 7	58,340	51,071	145,850	127,678
Lantai 6	53,304	46,810	133,260	117,025
Lantai 5	45,945	40,554	114,863	101,385
Lantai 4	36,967	32,800	92,418	82,000
Lantai 3	26,943	24,028	67,358	60,070
Lantai 2	16,683	15,084	41,708	37,710
Lantai 1	6,444	5,952	16,110	14,880

**Tabel 5.36 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin,  $\Delta_a^{a,b}$  Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Elevasi (mm)	$\Delta E_x$ (mm)	$\Delta E_y$ (mm)	$\Delta a$ Izin (mm)
Lantai 8	32000	6,260	5,143	80
Lantai 7	28000	12,590	10,653	80
Lantai 6	24000	18,398	15,640	80
Lantai 5	20000	22,445	19,385	80
Lantai 4	16000	25,060	21,930	80
Lantai 3	12000	25,650	22,360	80
Lantai 2	8000	25,598	22,830	80
Lantai 1	4000	16,110	14,880	80



**Gambar 5.34 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMB**

## 2. Pengaruh P-delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas ( $\theta$ ). Nilai  $P_x$  dan  $V_x$  diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000*. Rekapitulasi perhitungan nilai  $\theta$  dapat dilihat pada Tabel 5.37 berikut.

**Tabel 5.37 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

<b>Keterangan</b>	<b><math>P_x</math> (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ex (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ey (kN)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ey (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ey (mm)</b>	<b>hsx (mm)</b>	<b><math>\theta</math> Ex</b>	<b><math>\theta</math> Ey</b>	<b><math>\theta_{maks}</math></b>	<b>Cek hasil</b>
Lantai 8	2887,140	180,143	180,143	152,110	132,820	6,260	5,143	4000	0,010	0,008	0,200	Stabil
Lantai 7	9504,860	493,478	493,478	145,850	127,678	12,590	10,653	4000	0,024	0,021	0,200	Stabil
Lantai 6	16122,580	740,056	740,056	133,260	117,025	18,398	15,640	4000	0,040	0,034	0,200	Stabil
Lantai 5	22740,300	925,786	925,786	114,863	101,385	22,445	19,385	4000	0,055	0,048	0,200	Stabil
Lantai 4	29358,020	1057,083	1057,083	92,418	82,000	25,060	21,930	4000	0,070	0,061	0,200	Stabil
Lantai 3	35975,740	1141,041	1141,041	67,358	60,070	25,650	22,360	4000	0,081	0,070	0,200	Stabil
Lantai 2	42593,460	1185,747	1185,747	41,708	37,710	25,598	22,830	4000	0,092	0,082	0,200	Stabil
Lantai 1	48613,580	1199,842	1199,842	16,110	14,880	16,110	14,880	4000	0,065	0,060	0,200	Stabil

**Tabel 5.38 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

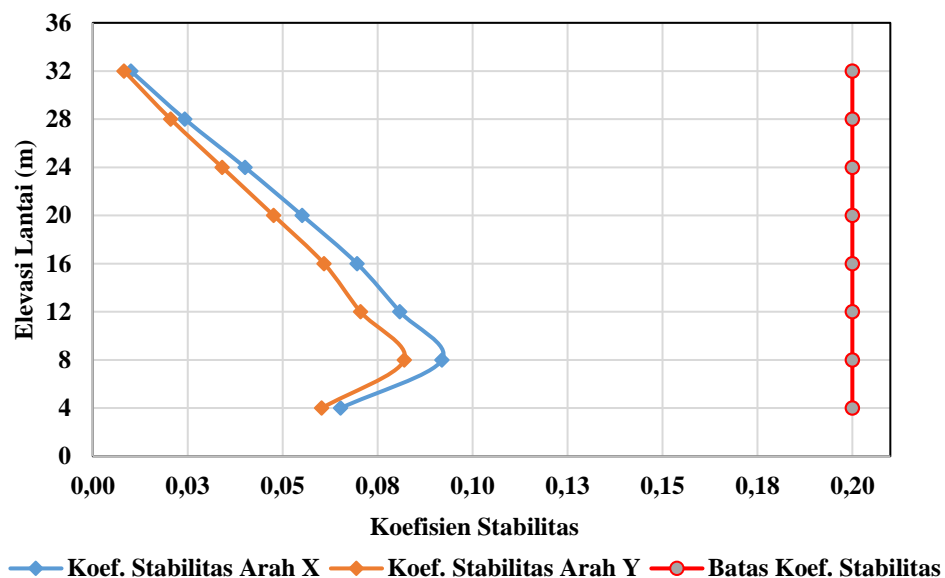
Keterangan	Elevasi (mm)	$\theta$ Ex	$\theta$ Ey	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,010	0,008	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 7	28000	0,024	0,021	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 6	24000	0,040	0,034	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 5	20000	0,055	0,048	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 4	16000	0,070	0,061	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 3	12000	0,081	0,070	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 2	8000	0,092	0,082	Tidak	Tidak	1,00	1,00

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta





**Gambar 5.35 Grafik Koefisien Stabilitas Arax X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMB**

#### 5.4.11 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan

##### 1. Kontrol ketidakberaturan vertikal gedung perkantoran

Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal dilakukan melalui tahapan dan cara yang sama dengan sub bab 5.4.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.39 sebagai berikut.

**Tabel 5.39 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
Ketidakteraturan Tipe 1a	✓	
Ketidakteraturan Tipe 1b	✓	
Ketidakteraturan Tipe 2	✓	
Ketidakteraturan Tipe 3	✓	
Ketidakteraturan Tipe 4	✓	
Ketidakteraturan Tipe 5a	✓	
Ketidakteraturan Tipe 5b	✓	

Catatan:

*IRegular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

## 2. Kontrol ketidakberaturan horizontal gedung perkantoran

Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dilakukan melalui tahapan dan cara yang sama dengan sub bab 5.4.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.40 sebagai berikut.

**Tabel 5.40 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMB**

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
Ketidakberaturan Tipe 1a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 1b	✓	
Ketidakberaturan Tipe 2	✓	
Ketidakberaturan Tipe 3	✓	
Ketidakberaturan Tipe 4	✓	
Ketidakberaturan Tipe 5	✓	

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

## 5.5 Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

### 5.5.1 Perhitungan beban gempa lanjutan

Setelah dilakukan analisis tahap awal maka dapat dilakukan perhitungan lanjutan beban gempa dimana beban gempa pada struktur gedung mengacu pada SNI-1726:2019 sebagai berikut.

#### 1. Penentuan Nilai Periode Fundamental

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dapat ditentukan dengan merujuk berdasarkan pasal 7.8.2.1 SNI 1726:2019 sebagai berikut.

##### a. Perhitungan Waktu Getar Struktur ( $T$ )

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$= 0,0466 \times 32^{0,9}$$

$$= 1,0544 \text{ detik}$$

b. Perhitungan Nilai Periode Maksimum

$$T_{max} = C_u T_a$$

$$= 1.5255 \times 1.0544$$

$$= 1,6086 \text{ detik}$$

c. Perolehan Nilai Periode Berdasarkan *Output SAP2000* dengan model struktur dalam kondisi penampang retak

$$T_c = 1,5374 \text{ detik}$$

d. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan, maka nilai periode struktur yang digunakan adalah  $T_c$  sebesar 1,5374 detik

2. Perhitungan Gaya lateral ekuivalen

a. Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) ditentukan berdasarkan pasal 7.8.1.1 sesuai dengan persamaan-persamaan sebagai berikut.

$$C_{s \text{ hitung}} = \frac{S_{DS}}{R}$$

$$= \frac{0,2565}{\frac{5}{1}}$$

$$= 0,0513 \text{ g}$$

Untuk  $T \leq T_L$ , maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$C_{s \text{ max}} = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

$$= \frac{0,1872}{1,5374 \left( \frac{5}{1} \right)}$$

$$= 0,0244 \text{ g}$$

$$C_{s \text{ min}} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$= 0,044 \times 0,2565 \times 1 \geq 0,01$$

$$= 0,0113 \geq 0,01$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka nilai  $C_s$  yang digunakan adalah  $C_{s \text{ max}}$  sebesar 0,0244 g.

b. Perhitungan berat bangunan per lantai ( $W$ )

Berat sendiri bangunan diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dan dapat dilihat pada tabel 5.41 sebagai berikut.

**Tabel 5.41 Rekapitulasi Awal Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Berat Sendiri Bangunan, $W$ (kN)
Lantai 1	5113,560
Lantai 2	5599,080
Lantai 3	5599,080
Lantai 4	5599,080
Lantai 5	5599,080
Lantai 6	5599,080
Lantai 7	5599,080
Lantai 8	5842,200
Total	44550,240

c. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik ( $V$ )

Gaya geser dasar seismik ( $V$ ) dihitung dengan merujuk pada pasal 7.8.1 SNI 1726:2019 sebagai berikut

$$\begin{aligned} V &= C_s \cdot W \\ &= 0,0244 \times 44550,240 \\ &= 1085,127 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal

Gaya seismik lateral ( $F_x$ ) pada setiap tingkat dihitung berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726:2019 sebagai berikut.

Nilai  $k$  untuk  $T = 1,5375$  dt dicari dengan menggunakan interpolasi sebagai berikut.

$$\begin{aligned} k &= \frac{(2-1) \times (1,5375-0,5)}{(2,5-0,5)+1} \\ &= 1,5187 \end{aligned}$$

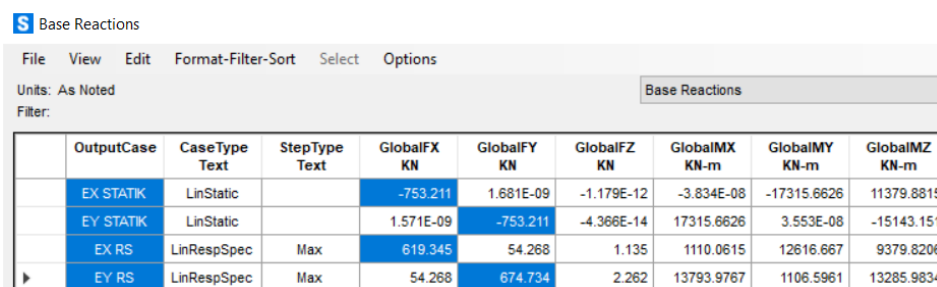
Hasil dari distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal pada setiap lantai bangunan berdasarkan SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 5.42 berikut.

**Tabel 5.42 Perhitungan Awal Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMM**

Lantai	$w_i$ (kN)	$h$ (m)	$h^k$	$w_i \times h^k$	$C_{vx}$	$F_x$
Atap +32.00	5842,20	32	193,16	1128496,91	0,280	303,491
Lantai 8 +28.00	5599,08	28	157,71	883011,23	0,219	237,472
Lantai 7 +24.00	5599,08	24	124,79	698701,69	0,173	187,905
Lantai 6 +20.00	5599,08	20	94,61	529707,92	0,131	142,457
Lantai 5 +16.00	5599,08	16	67,41	377446,88	0,094	101,508
Lantai 4 +12.00	5599,08	12	43,55	243841,15	0,060	65,577
Lantai 3 +8.00	5599,08	8	23,53	131725,86	0,033	35,426
Lantai 2 +4.00	5113,56	4	8,21	41984,88	0,010	11,291
Lantai 1 +0.00	0	0	0	0	0	0
<b>Total</b>				<b>4034916,51</b>	<b>1,000</b>	<b>1085,127</b>

#### 4. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada gambar 5.36 berikut.



OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
EX STATK	LinStatic		-753.211	1.681E-09	-1.179E-12	-3.834E-08	-17315.6626	11379.8815
EY STATK	LinStatic		1.571E-09	-753.211	-4.366E-14	17315.6626	3.553E-08	-15143.151
EX RS	LinRespSpec	Max	619.345	54.268	1.135	1110.0615	12616.667	9379.8206
EY RS	LinRespSpec	Max	54.268	674.734	2.262	13793.9767	1106.5961	13285.9834

**Gambar 5.36 Base Reaction Tahap Awal Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMM**

Berdasarkan Gambar 5.34 diperoleh nilai gaya geser dasar statik untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 753,211 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 753,211 kN sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik diperoleh nilai untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 619,345 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 674,734 kN.

5. Kontrol Persyaratan  $V_{dinamik} > V_{statik}$ 

## a. Arah X

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 619,345 > 753,211 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{753,211}{619,345} \\ &= 1,216 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,216 \\ &= 2,386 \end{aligned}$$

## b. Arah Y

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 674,734 > 753,211 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{753,211}{674,734} \\ &= 1,116 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,116 \\ &= 2,190 \end{aligned}$$

Kemudian skala ulang respon spektrum tersebut dilakukan penginputan kembali pada *respon spectrum case SAP2000* dan dilakukan pemeriksaan kembali pada hasil *base shear reaction* seperti pada gambar 5.37 berikut.

**S** Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	EX STATK	LinStatic		-753.211	1.681E-09	-1.179E-12	-3.834E-08	-17315.6626	11379.8815
	EY STATK	LinStatic		1.571E-09	-753.211	-4.366E-14	17315.6626	3.553E-08	-15143.151
	EX RS	LinRespSpec	Max	753.505	66.023	1.381	1350.5183	15349.6351	11411.6369
	EY RS	LinRespSpec	Max	60.602	753.487	2.526	15403.977	1235.7554	14836.692

**Gambar 5.37 Base Reaction Tahap Awal Akibat Gaya Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMM Setelah Skala Ulang**

Diperoleh gaya geser dasar dinamik untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 754.505 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 753,487 kN. Dari hasil *base shear reaction* tersebut dapat diketahui bahwa nilai  $V_{dinamik} > V_{statik}$  sehingga telah memenuhi syarat.

#### 5.5.2 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

##### 1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

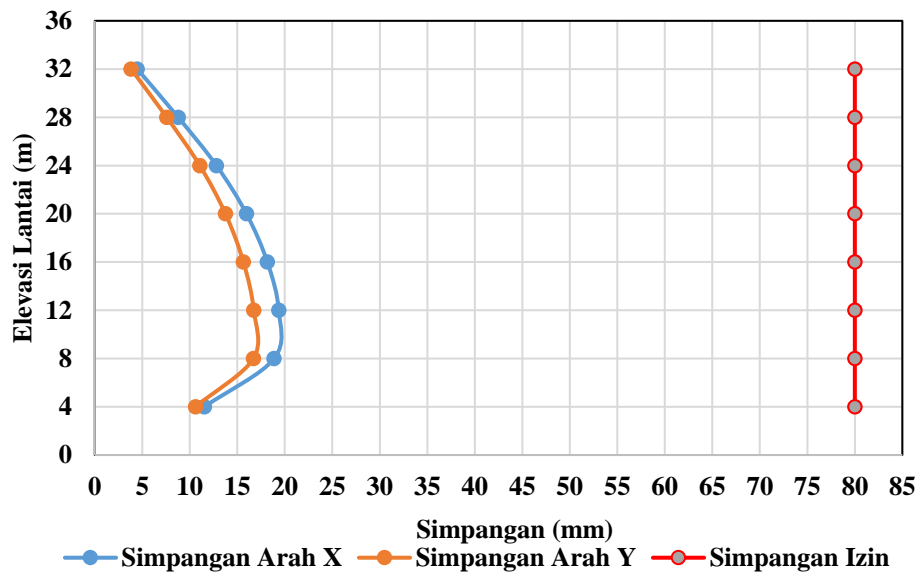
Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Tabel 5.43 berikut.

**Tabel 5.43 Rekapitulasi Awal Perhitungan  $\delta_x$  Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	$\delta_{xe}$ arah x (mm)	$\delta_{ye}$ arah y (mm)	$\delta_x$ arah x (mm)	$\delta_y$ arah y (mm)
Lantai 8	24,441	21,312	109,985	95,904
Lantai 7	23,446	20,463	105,507	92,084
Lantai 6	21,495	18,779	96,728	84,506
Lantai 5	18,648	16,322	83,916	73,449
Lantai 4	15,100	13,265	67,950	59,693
Lantai 3	11,063	9,788	49,784	44,046
Lantai 2	6,759	6,068	30,416	27,306
Lantai 1	2,563	2,357	11,534	10,607

**Tabel 5.44 Rekapitulasi Awal Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin,  $\Delta_a^{a, b}$  Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Elevasi (mm)	$\Delta E_x$ (mm)	$\Delta E_y$ (mm)	$\Delta a$ Izin (mm)
Lantai 8	32000	4,477	3,821	80
Lantai 7	28000	8,780	7,578	80
Lantai 6	24000	12,812	11,057	80
Lantai 5	20000	15,966	13,757	80
Lantai 4	16000	18,167	15,647	80
Lantai 3	12000	19,368	16,740	80
Lantai 2	8000	18,882	16,700	80
Lantai 1	32000	11,534	10,607	80



**Gambar 5.38 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal**

### 3. Pengaruh P-Delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas ( $\theta$ ). Rekapitulasi perhitungan nilai  $\theta$  dapat dilihat pada Tabel 5.45 berikut.



**Tabel 5.45 Rekapitulasi Awal Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

<b>Keterangan</b>	<b><math>P_x</math> (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ex (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ey (kN)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ey (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ey (mm)</b>	<b>hsx (mm)</b>	<b><math>\theta</math> Ex</b>	<b><math>\theta</math> Ey</b>	<b><math>\theta_{maks}</math></b>	<b>Cek hasil</b>
Lantai 1	2887,140	111,529	111,529	109,985	95,904	4,477	3,821	4000	0,006	0,005	0,1111	Stabil
Lantai 2	9504,860	306,442	306,442	105,507	92,084	8,780	7,578	4000	0,015	0,013	0,1111	Stabil
Lantai 3	16122,580	460,671	460,671	96,728	84,506	12,812	11,057	4000	0,025	0,021	0,1111	Stabil
Lantai 4	22740,300	577,597	577,597	83,916	73,449	15,966	13,757	4000	0,035	0,030	0,1111	Stabil
Lantai 5	29358,020	660,913	660,913	67,950	59,693	18,167	15,647	4000	0,045	0,039	0,1111	Stabil
Lantai 6	35975,740	714,738	714,738	49,784	44,046	19,368	16,740	4000	0,054	0,047	0,1111	Stabil
Lantai 7	42593,460	743,815	743,815	30,416	27,306	18,882	16,700	4000	0,060	0,053	0,1111	Stabil
Lantai 8	48613,580	753,211	753,211	11,534	10,607	11,534	10,607	4000	0,041	0,038	0,1111	Stabil

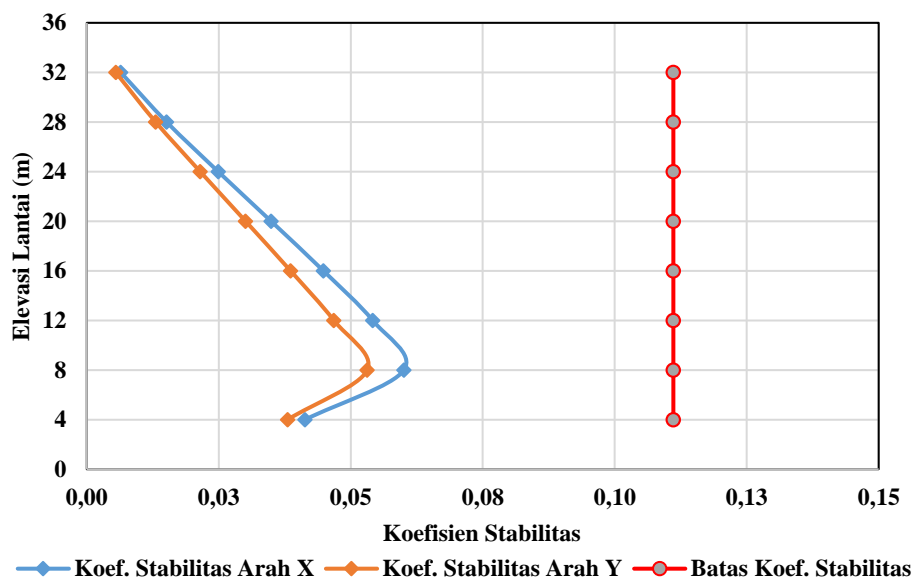
**Tabel 5.46 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal**

Keterangan	Elevasi (mm)	$\theta Ex$	$\theta Ey$	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,006	0,005	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 7	28000	0,015	0,013	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 6	24000	0,025	0,021	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 5	20000	0,035	0,030	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 4	16000	0,045	0,039	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 3	12000	0,054	0,047	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 2	8000	0,060	0,053	Tidak	Tidak	1,00	1,00

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta



**Gambar 5.39 Grafik Koefisien Stabilitas Arax X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal**

### 5.5.3 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan

#### 1. Kontrol ketidakberaturan vertikal gedung perkantoran

Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal dilakukan melalui tahapan dan cara yang sama dengan sub bab 5.4.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.47 sebagai berikut.

**Tabel 5.47 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Awal Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
Ketidakberaturan Tipe 1a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 1b	✓	
Ketidakberaturan Tipe 2	✓	
Ketidakberaturan Tipe 3	✓	
Ketidakberaturan Tipe 4	✓	
Ketidakberaturan Tipe 5a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 5b	✓	

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

## 2. Kontrol ketidakberaturan horizontal gedung perkantoran

Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dilakukan melalui tahapan dan cara yang sama dengan sub bab 5.4.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.48 sebagai berikut.

**Tabel 5.48 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Awal Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
Ketidakberaturan Tipe 1a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 1b	✓	
Ketidakberaturan Tipe 2	✓	
Ketidakberaturan Tipe 3	✓	
Ketidakberaturan Tipe 4	✓	
Ketidakberaturan Tipe 5	✓	

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

### 5.5.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dan diperhitungkan untuk mendapatkan kekuatan perlu ( $U$ ). Dalam penelitian ini kombinasi pembebanan yang digunakan untuk SRPMM adalah sama dengan kombinasi pembebanan yang digunakan untuk SRPMB pada sub bab 5.4.4 yang mengacu pada pasal 4.2.2 SNI 1726:2019 yaitu kombinasi pembebanan dasar untuk perencanaan struktur. Kombinasi pembebanan tersebut juga sama dengan kombinasi pembebanan yang diisyaratkan pada beban terfaktor yang mengacu pada pasal 5.3.1 SNI 2847:2019. Adapun rekapitulasi perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.49 sebagai berikut.

**Tabel 5.49 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMM**

Kombinasi Pembebanan	Jenis Beban				
	DL	ADL	LL	EX	EY
Kombinasi 1	1,40	1,40			
Kombinasi 2	1,20	1,20	1,60		
Kombinasi 3	1,20	1,20	1,00		
Kombinasi 4	1,2513	1,2513	1,0	1,00	0,30
Kombinasi 5	1,2513	1,2513	1,0	0,30	1,00
Kombinasi 6	1,2513	1,2513	1,0	-1,00	0,30
Kombinasi 7	1,2513	1,2513	1,0	-0,30	1,00
Kombinasi 8	1,2513	1,2513	1,0	1,00	-0,30
Kombinasi 9	1,2513	1,2513	1,0	0,30	-1,00
Kombinasi 10	1,2513	1,2513	1,0	-1,00	-0,30
Kombinasi 11	1,2513	1,2513	1,0	-0,30	-1,00
Kombinasi 12	0,90	0,90			
Kombinasi 13	0,84869	0,84869		1,00	0,30
Kombinasi 14	0,84869	0,84869		0,30	1,00
Kombinasi 15	0,84869	0,84869		-1,00	0,30
Kombinasi 16	0,84869	0,84869		-0,30	1,00
Kombinasi 17	0,84869	0,84869		1,00	-0,30
Kombinasi 18	0,84869	0,84869		0,30	-1,00
Kombinasi 19	0,84869	0,84869		-1,00	-0,30
Kombinasi 20	0,84869	0,84869		-0,30	-1,00

### 5.5.5 Desain Kolom

#### 1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam pada kolom merupakan hasil dari analisis struktur yang diperoleh menggunakan *Software SAP2000*. Gaya dalam tersebut diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* yang dapat dilihat pada Tabel 5.50 berikut

**Tabel 5.50 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P	M2	M3	V2	V3
Lantai 1	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1390,531	47,7822	-48,3824	-21,324	22,011
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1051,417	50,5883	-44,0451	-19,883	23,546
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-1530,46	96,1322	-90,6603	-35,738	38,408
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1986,519	92,7607	-89,0601	-32,368	37,871
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-740,857	44,5189	-42,9495	-18,522	19,538
Lantai 2	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1212,819	60,404	64,063	31,892	28,994
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-902,669	65,810	-55,963	-26,559	31,921
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-1324,860	89,804	-89,123	-42,109	43,030
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1720,121	89,313	-74,014	-34,785	-42,635
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-640,953	-52,389	-50,857	-24,401	-25,690
Lantai 3	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-1020,622	-59,934	-65,838	32,796	-28,760
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-751,462	-60,309	49,342	-24,482	29,971
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-1120,223	-81,193	80,881	-40,000	40,033
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1456,436	80,601	67,747	-33,451	-39,826
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-541,563	50,337	47,403	-23,541	-25,058

**Lanjutan Tabel 5.50 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Kolom Pakai</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>
Lantai 4	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-828,613	-52,469	-64,883	32,130	25,946
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-602,614	59,737	48,793	-24,064	-29,452
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-915,541	-80,077	80,721	-39,390	39,135
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-1193,080	78,770	68,075	-32,941	-38,507
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-442,719	48,085	46,741	-22,995	-23,796
Lantai 5	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-637,186	-50,688	-62,281	30,699	24,820
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-461,935	-55,543	47,205	-22,970	-28,197
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-711,286	-76,139	78,069	-37,419	36,589
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-930,408	74,679	66,077	-31,308	-35,920
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-344,218	43,819	44,548	-21,663	-21,536
Lantai 6	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-446,133	-48,270	-57,737	28,332	23,404
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-321,364	53,668	44,293	-21,361	-26,082
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-507,297	-70,051	72,651	-34,239	33,000
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-668,226	68,360	62,336	-28,797	-32,288
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-245,956	37,552	41,043	-19,695	-18,272

**Lanjutan Tabel 5.50 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Kolom Pakai</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>
Lantai 7	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-255,313	-44,973	-52,545	25,476	21,543
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-180,733	48,972	43,832	-20,420	-23,417
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-303,640	-61,263	68,222	-30,970	28,056
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-406,440	61,125	55,776	-25,001	-27,964
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-148,033	29,041	36,159	-17,030	-13,902
Lantai 8	K1	K2 (350 x 350)	Eksterior	-65,894	-40,222	38,311	18,500	19,568
	K2	K2 (350 x 350)	Eksterior	-43,420	37,259	-28,532	-13,431	-18,196
	K3	K1 (500 x 500)	Interior	-99,808	54,984	45,240	-21,422	-24,821
	K4	K1 (500 x 500)	Interior	-144,975	-46,577	52,842	-21,695	20,489
	K5	K2 (350 x 350)	Interior	-60,875	20,315	29,122	-13,516	-8,997



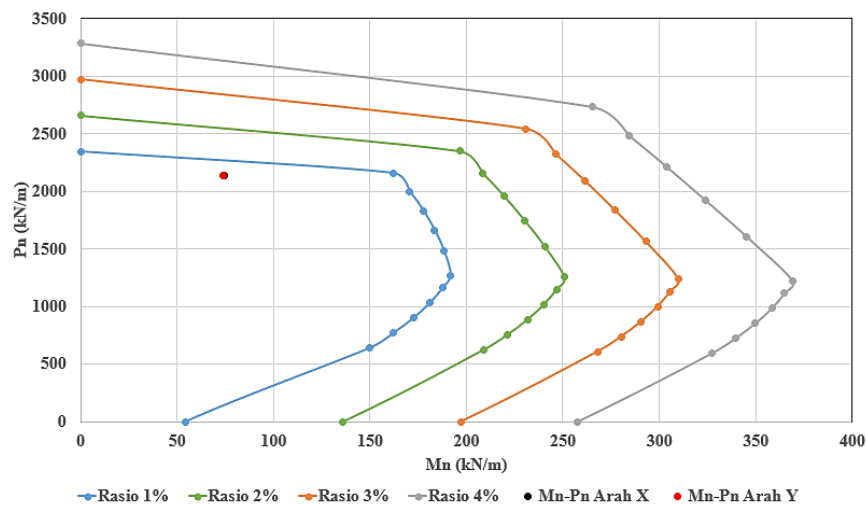
## 2. Kontrol kecukupan dimensi kolom

Kontrol kecukupan dimensi kolom dilakukan dengan tata cara perhitungan yang sama pada sub bab 5.4.5, dengan membuat diagram desain kolom atau diagram Mn-Pn dengan rasio tulangan 1% sampai dengan 4% dengan trial perhitungan menggunakan sampel kolom K1 pada lantai 1. Kemudian setelah dilakukan perhitungan Mn-Pn pada sampel kolom K1 lantai 1 untuk setiap kondisi diambil contoh rekapitulasi perhitungan dengan rasio tulangan 1%, maka diperoleh nilai Mn-Pn yang dapat dilihat pada Tabel 5.51 berikut.

**Tabel 5.51 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMM**

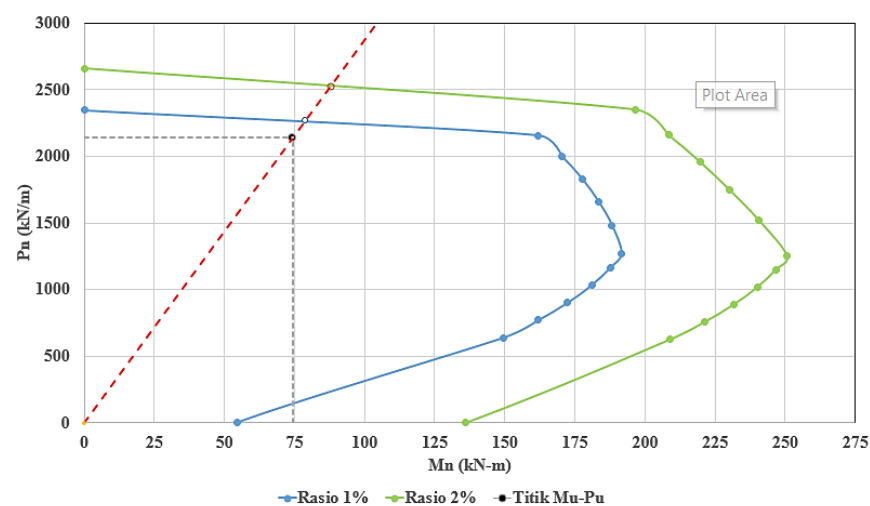
Kondisi	Koef c	Mn (kN/m)	Pn (kN)
Kondisi Aksial Murni atau Beban Sentris		0,00	2344,56
Kondisi Patah Desak	1,5	162,02	2157,25
	1,4	170,49	1996,52
	1,3	177,59	1831,22
	1,2	183,44	1660,20
	1,1	188,23	1481,89
Kondisi Balance	1,0	191,57	1272,11
Kondisi Patah Tarik	0,9	187,56	1163,15
	0,8	180,98	1032,18
	0,7	172,47	901,20
	0,6	162,04	770,23
	0,5	149,69	639,25
Kondisi Momen Murni		54,41	0,00
Kondisi Tarik Murni		0,00	-514,50

Kemudian rekapitulasi nilai Mn-Pn pada sampel kolom K1 lantai 1 untuk setiap kondisi dengan rasio tulangan 2%, 3% dan 4% sehingga dapat digambarkan dalam bentuk diagram yang dapat dilihat sebagaimana berikut ini.



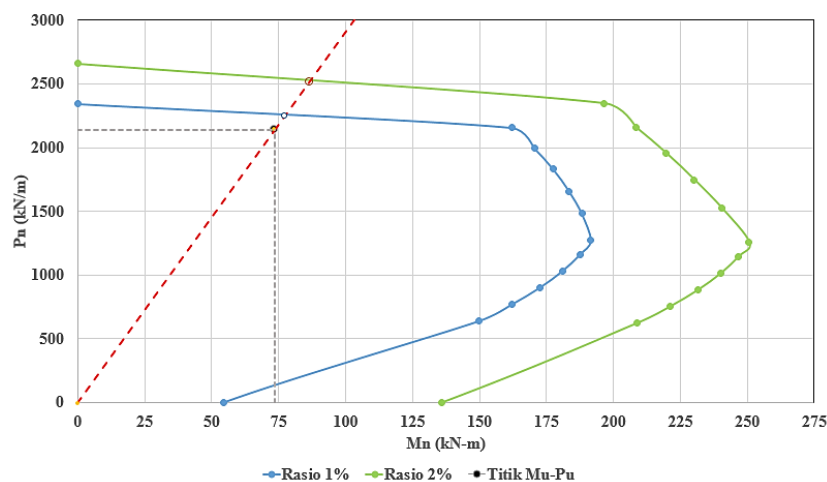
**Gambar 5.40 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMM**

Dilihat pada Gambar 5.40 tersebut, berdasarkan data rekapitulasi gaya dalam dari SAP2000 pada kolom K1 lantai 1 untuk arah X yaitu  $P_u = 1390,531$  kN dan  $M_u = 48,382$  kNm, atau  $P_n = 2139,278$  kN dan  $M_n = 74,434$  kNm serta untuk arah Y yaitu  $P_u = 1390,531$  kN dan  $M_u = 47,782$  kNm, atau  $P_n = 2139,278$  kN dan  $M_n = 73,511$  kNm letak koordinat nilai Mn-Pn SAP2000 tersebut berada didalam area diagram interaksi Mn - Pn kurang dari atau mendekati rasio tulangan 1%.



**Gambar 5.41 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM**

Berdasarkan Gambar 5.41 tersebut, kemudian dibuat garis perpotongan lurus antara koordinat 0,0 dan titik koordinat Mn-Pn sampai dengan menyentuh garis diagram Mn-Pn. Diperoleh rasio tulangan sebesar 0,50% , karena rasio tersebut kurang dari 1% maka digunakan rasio tulangan minimal 1% dengan nilai kapasitas hasil pembacaan sebesar,  $P_n = 2267,635$  kN dan  $M_n = 78,901$  kNm.



**Gambar 5.42 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM**

Berdasarkan Gambar 5.42 tersebut, setelah dibuat garis perpotongan lurus antara koordinat 0,0 dan titik koordinat Mn-Pn, diperoleh rasio tulangan sebesar 0,60% , karena rasio tersebut kurang dari 1% maka digunakan rasio tulangan minimal 1% dengan nilai kapasitas hasil pembacaan sebesar,  $P_n = 2246,242$  kN dan  $M_n = 77,187$  kNm.. Sehingga disimpulkan untuk kolom K1 lantai 1, dimensi 350 x 350 mm dengan luas tulangan minimal sebesar 1% dinyatakan cukup dan aman digunakan.

## 2. Perencanaan Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom

Tulangan pokok dan tulangan geser kolom dihitung dengan tata cara perhitungan yang sama dengan yang terdapat pada sub bab 5.4.5 secara keseluruhan pada kolom K1 sampai dengan K5 dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh dimensi pakai dan jumlah tulangan pokok yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.52.

**Tabel 5.52 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>Dimensi Kolom Pakai (mm)</b>	<b>Tulangan Pokok Pakai</b>	<b>Rasio Tulangan Pakai</b>
Lantai 1	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K4	Interior	450x450	12D19	1,680%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%
Lantai 2	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K4	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%
Lantai 3	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K4	Interior	400x400	12D16	1,508%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%

**Lanjutan Tabel 5.52 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>Dimensi Kolom Pakai (mm)</b>	<b>Tulangan Pokok Pakai</b>	<b>Rasio Tulangan Pakai</b>
Lantai 4	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%
Lantai 5	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%
Lantai 6	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%

**Tabel 5.52 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

<b>Lantai</b>	<b>Kelompok Kolom</b>	<b>Posisi Kolom</b>	<b>Dimensi Kolom Pakai (mm)</b>	<b>Tulangan Pokok Pakai</b>	<b>Rasio Tulangan Pakai</b>
Lantai 7	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%
Lantai 8	K1	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K2	Eksterior	350x350	16D13	1,734%
	K3	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K4	Interior	350x350	12D16	1,970%
	K5	Interior	300x300	12D13	1,770%

**Tabel 5.53 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung  
Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 1	K1	2289,078	2267,635	1,01	2268,579	2246,242	1,01
	K2	2262,621	2240,327	1,01	2252,506	2232,239	1,01
	K3	2944,943	2943,192	1,01	2933,107	2931,420	1,01
	K4	3844,730	3789,667	1,01	3841,059	3789,667	1,01
	K5	1603,644	1572,896	1,02	1590,196	1561,499	1,02
Lantai 2	K1	2240,653	2220,392	1,01	2241,432	2220,392	1,01
	K2	2214,480	2194,180	1,01	2184,965	2166,406	1,01
	K3	2240,302	2160,541	1,04	2244,112	2170,732	1,03
	K4	2965,798	2963,901	1,01	2965,587	2963,901	1,01
	K5	1411,441	1370,653	1,03	1381,859	1341,071	1,03
Lantai 3	K1	2203,546	2182,561	1,01	2217,936	2198,263	1,01
	K2	2194,704	2173,459	1,01	2114,743	2092,533	1,01
	K3	2229,809	2154,275	1,04	2221,716	2154,275	1,03
	K4	2959,470	2957,685	1,01	2937,063	2935,279	1,01
	K5	1306,881	1266,424	1,03	1255,392	1216,434	1,03

**Lanjutan Tabel 5.53 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 4	K1	2137,446	2116,150	1,01	2200,121	2179,890	1,01
	K2	2100,707	2076,701	1,01	1825,675	1798,571	1,02
	K3	2054,001	1943,764	1,06	2073,353	1971,934	1,05
	K4	2283,056	2202,609	1,04	2253,208	2184,254	1,03
	K5	1127,742	1089,770	1,03	1100,498	1062,526	1,04
Lantai 5	K1	1850,353	1823,332	1,01	2128,086	2107,615	1,01
	K2	1789,172	1762,460	1,02	1575,972	1549,259	1,02
	K3	1762,662	1663,315	1,06	1795,490	1696,144	1,06
	K4	2227,755	2147,095	1,04	2160,666	2075,526	1,04
	K5	939,310	900,262	1,04	955,197	916,149	1,04
Lantai 6	K1	1487,742	1461,944	1,02	1708,524	1681,578	1,02
	K2	1409,529	1384,337	1,02	1140,909	1112,414	1,03
	K3	1422,065	1326,777	1,07	1466,211	1369,702	1,07
	K4	1977,239	1871,033	1,06	1856,108	1757,948	1,06
	K5	664,717	612,998	1,08	759,016	711,380	1,07



**Lanjutan Tabel 5.53 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 7	K1	831,812	797,362	1,04	1052,421	1021,252	1,03
	K2	586,075	550,541	1,06	465,817	430,979	1,08
	K3	809,820	691,365	1,17	947,647	817,492	1,16
	K4	1482,110	1388,149	1,07	1371,515	1275,596	1,08
	K5	311,054	261,905	1,19	506,684	455,486	1,11
Lantai 8	K1	136,046	121,650	1,12	125,485	111,513	1,13
	K2	118,876	106,880	1,11	85,748	76,820	1,12
	K3	243,601	171,977	1,42	187,241	153,551	1,22
	K4	339,605	245,342	1,38	409,756	296,641	1,38
	K5	112,046	88,971	1,26	177,535	140,481	1,26

**Tabel 5.54 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung Perkantoran  
SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 1	K1	79,647	78,901	1,01	77,954	77,187	1,01
	K2	94,784	93,850	1,01	108,378	107,403	1,01
	K3	174,450	174,347	1,01	184,236	184,130	1,01
	K4	172,368	169,899	1,01	179,359	176,959	1,01
	K5	92,968	91,185	1,02	95,557	93,832	1,02
Lantai 2	K1	118,355	117,285	1,01	111,634	110,587	1,01
	K2	137,292	136,033	1,01	159,298	157,945	1,01
	K3	150,704	145,339	1,04	152,115	147,141	1,03
	K4	127,613	127,531	1,01	153,981	153,893	1,01
	K5	111,992	108,756	1,03	112,948	109,615	1,03
Lantai 3	K1	142,145	140,791	1,01	130,244	129,088	1,01
	K2	144,106	142,711	1,01	169,720	167,937	1,01
	K3	160,994	155,540	1,04	161,028	156,140	1,03
	K4	137,661	137,578	1,01	162,541	162,443	1,01
	K5	114,391	110,850	1,03	116,685	113,064	1,03

**Lanjutan Tabel 5.54 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung  
Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 4	K1	167,369	165,701	1,01	139,315	138,034	1,01
	K2	170,092	168,148	1,01	180,979	178,292	1,02
	K3	181,095	171,376	1,06	181,344	172,473	1,05
	K4	130,267	125,677	1,04	148,761	144,209	1,03
	K5	119,064	115,055	1,03	119,528	115,404	1,04
Lantai 5	K1	180,861	178,220	1,01	169,289	167,660	1,01
	K2	182,837	180,107	1,02	189,493	186,281	1,02
	K3	193,466	182,562	1,06	192,198	181,563	1,06
	K4	158,213	152,485	1,04	173,426	166,592	1,04
	K5	121,563	116,509	1,04	121,596	116,625	1,04
Lantai 6	K1	192,539	189,200	1,02	184,857	181,941	1,02
	K2	194,270	190,798	1,02	190,532	185,773	1,03
	K3	203,656	190,010	1,07	202,465	189,138	1,07
	K4	184,447	174,540	1,06	189,881	179,840	1,06
	K5	110,921	102,291	1,08	115,884	108,611	1,07

**Lanjutan Tabel 5.54 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung  
Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 7	K1	171,191	164,101	1,04	185,382	179,892	1,03
	K2	142,138	133,520	1,06	126,220	116,780	1,08
	K3	181,951	155,337	1,17	191,200	164,940	1,16
	K4	203,392	190,498	1,07	206,264	191,839	1,08
	K5	75,980	63,974	1,19	99,400	89,356	1,11
Lantai 8	K1	79,096	70,727	1,12	76,597	68,069	1,13
	K2	78,116	70,233	1,11	73,580	65,919	1,12
	K3	110,416	77,951	1,42	103,150	84,590	1,22
	K4	123,782	89,425	1,38	131,644	95,303	1,38
	K5	53,602	42,564	1,26	59,247	46,881	1,26

**Tabel 5.55 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Geser Arah X (kN)			Gaya Geser Arah Y (kN)			Tulangan Geser Pakai	
		$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
Lantai 1	K1	22,011	129,903	< 0 (Negatif)	21,324	129,903	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	23,546	115,718	< 0 (Negatif)	19,883	115,718	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	38,408	160,806	< 0 (Negatif)	35,738	160,806	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	37,871	208,706	< 0 (Negatif)	32,368	208,706	< 0 (Negatif)	2D10-150	2D10-150
	K5	19,538	81,010	< 0 (Negatif)	18,522	81,010	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100
Lantai 2	K1	28,994	122,469	< 0 (Negatif)	31,892	122,469	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	31,921	109,496	< 0 (Negatif)	26,559	109,496	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	43,030	126,506	< 0 (Negatif)	42,109	126,506	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K4	37,871	208,706	< 0 (Negatif)	34,785	208,706	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	25,690	76,965	< 0 (Negatif)	24,401	76,965	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100
Lantai 3	K1	28,760	114,430	< 0 (Negatif)	32,796	114,430	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	29,971	103,171	< 0 (Negatif)	24,482	103,171	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	40,033	117,990	< 0 (Negatif)	40,000	117,990	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K4	39,826	157,649	< 0 (Negatif)	33,451	157,649	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	25,058	72,941	< 0 (Negatif)	23,541	72,941	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100

Lanjutan Tabel 5.55 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Geser Arah X (kN)			Gaya Geser Arah Y (kN)			Tulangan Geser Pakai	
		$V_u$	$\phi \cdot V_c$	$V_s$	$V_u$	$\phi \cdot V_c$	$V_s$	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
Lantai 4	K1	25,946	106,398	< 0 (Negatif)	32,130	106,398	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	29,452	96,945	< 0 (Negatif)	24,064	96,945	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	39,135	109,472	< 0 (Negatif)	39,390	109,472	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K4	39,826	157,649	< 0 (Negatif)	32,941	157,649	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K5	23,796	68,939	< 0 (Negatif)	22,995	68,939	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100
Lantai 5	K1	24,820	98,391	< 0 (Negatif)	30,699	98,391	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	28,197	91,060	< 0 (Negatif)	22,970	91,060	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	36,589	100,972	< 0 (Negatif)	37,419	100,972	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K4	35,920	110,091	< 0 (Negatif)	31,308	110,091	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K5	21,536	64,951	< 0 (Negatif)	21,663	64,951	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100
Lantai 6	K1	23,404	90,399	< 0 (Negatif)	28,332	90,399	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	26,082	85,180	< 0 (Negatif)	21,361	85,180	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	33,000	92,483	< 0 (Negatif)	34,239	92,483	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K4	35,920	110,091	< 0 (Negatif)	28,797	110,091	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K5	18,272	60,972	< 0 (Negatif)	19,695	60,972	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100

Lanjutan Tabel 5.55 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Geser Arah X (kN)			Gaya Geser Arah Y (kN)			Tulangan Geser Pakai	
		$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	$V_u$	$\phi.V_c$	$V_s$	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
Lantai 7	K1	21,543	82,417	< 0 (Negatif)	25,476	82,417	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	23,417	79,298	< 0 (Negatif)	20,420	79,298	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	28,056	84,007	< 0 (Negatif)	30,970	84,007	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K4	27,964	88,285	< 0 (Negatif)	25,001	88,285	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K5	13,902	57,008	< 0 (Negatif)	17,030	57,008	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100
Lantai 8	K1	19,568	74,494	< 0 (Negatif)	18,500	74,494	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K2	18,196	73,554	< 0 (Negatif)	13,431	73,554	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K3	24,821	75,525	< 0 (Negatif)	21,422	75,525	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K4	27,964	88,285	< 0 (Negatif)	21,695	88,285	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-125
	K5	8,997	53,479	< 0 (Negatif)	13,516	53,479	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-100

### 5.5.6 Desain Balok

#### 1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam pada balok merupakan nilai terbesar dari analisis struktur yang diperoleh berdasarkan kombinasi pembebanan yang diinputkan kedalam prosedur desain menggunakan *Software SAP2000*. Dalam perencanaan gedung perkantoran ini gaya dalam pada balok yang digunakan adalah gaya aksial, gaya geser dan momen. Gaya dalam tersebut diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* yang dapat dilihat pada Tabel 5.56 berikut.



**Tabel 5.56 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			Torsi kNm
				M- kNm	M+ kNm	V, kN	M- kNm	M+ kNm	V, kN	
Lantai 1	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-94,088	35,890	-65,439	-40,127	42,979	44,189	-11,336
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-75,608	34,038	-57,123	-50,153	43,380	43,887	17,959
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-63,342	22,509	-59,876	-45,455	27,286	42,961	-9,972
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-30,869	23,205	-35,843	-29,734	18,707	37,123	-3,403
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-45,229	17,083	-40,846	-27,280	25,092	33,869	3,170
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-26,322	10,856	34,571	-2,404	14,768	27,187	-4,834
Lantai 2	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-98,569	43,473	-68,573	-97,029	47,230	66,289	-12,256
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-77,044	38,226	-57,611	-51,661	41,383	46,821	20,957
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-66,496	23,595	-61,092	-48,312	27,025	44,489	-10,230
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-32,266	24,934	-38,951	-32,978	21,444	38,703	-3,480
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-46,376	16,858	-40,943	-33,385	25,008	33,932	-5,806
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-33,385	11,012	34,609	-19,774	14,897	28,768	-5,806
Lantai 3	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-97,972	43,136	-68,536	-96,259	47,150	66,055	11,990
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-76,036	36,822	-57,248	-48,812	40,834	46,344	21,093
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-66,708	23,129	-61,214	-48,662	27,146	44,649	-9,857
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-30,694	23,257	-35,949	-33,388	19,567	38,545	-3,384
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-46,479	16,945	-41,041	-27,790	25,063	34,005	3,333
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-33,374	10,994	34,635	-19,786	14,867	28,728	-5,802

**Lanjutan Tabel 5.56 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			Torsi kNm
				M- kNm	M+ kNm	V, kN	M- kNm	M+ kNm	V, kN	
Lantai 4	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-95,917	43,117	-68,290	-94,139	47,098	65,405	-11,484
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-74,016	33,781	-56,537	-46,838	40,777	44,944	20,368
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-65,845	22,725	-60,840	-47,624	26,924	44,123	-9,234
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-27,889	20,702	-32,493	-32,324	16,831	36,879	-3,168
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-46,258	16,961	-41,114	-32,997	25,081	34,059	-5,670
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-17,386	11,009	34,662	-7,537	14,871	27,278	3,087
Lantai 5	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-92,640	43,060	-68,230	-90,875	47,060	65,313	-10,826
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-71,032	29,235	-55,492	-43,785	40,735	42,691	18,849
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-64,068	22,046	-60,086	-45,387	26,842	42,996	8,567
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-24,748	17,181	-28,408	-30,075	13,264	34,089	-2,815
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-46,429	16,987	-41,172	-32,172	25,102	34,103	-5,405
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-17,443	11,013	34,681	-7,490	14,868	27,297	3,007
Lantai 6	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-88,189	43,016	-68,199	-86,531	47,015	65,445	-9,964
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-67,086	24,889	-54,112	-38,654	40,703	39,552	16,545
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-61,366	20,932	-59,520	-41,884	26,777	41,530	7,700
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-20,572	12,657	-23,649	-26,643	12,657	30,100	-2,319
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-46,516	16,980	-41,196	-31,162	25,102	34,119	-5,001
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-17,485	11,027	-34,689	-7,471	14,880	27,310	2,888

**Lanjutan Tabel 5.56 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			Torsi kNm
				M- kNm	M+ kNm	V, kN	M- kNm	M+ kNm	V, kN	
Lantai 7	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-82,504	43,127	-68,082	-80,990	47,155	65,489	-8,836
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-67,168	25,097	-52,347	-32,045	40,685	35,719	13,948
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-57,890	20,030	-59,758	-37,571	27,071	41,073	6,504
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-14,789	8,097	-18,245	-22,233	5,506	-25,851	-1,708
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-46,682	17,088	-41,275	-31,199	25,169	34,194	-4,484
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-17,517	10,971	34,700	-7,510	14,816	27,316	-2,841
Lantai 8	B1	BI1 (450 x 300)	Balok Induk	-26,962	16,164	-17,066	-27,183	16,117	16,926	-5,456
	B2	BI2 (400 x 300)	Balok Induk	-36,463	13,498	-27,991	-15,136	23,017	-14,854	8,170
	B3	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-26,165	8,751	-21,863	-18,788	14,547	17,795	2,359
	B4	BI3 (350 x 250)	Balok Induk	-6,353	4,220	-9,723	-14,319	3,499	-16,423	-1,828
	B5	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-24,288	9,360	-22,339	-17,557	14,192	18,419	-2,101
	B6	BA1 (300 x 200)	Balok Anak	-8,758	0,058	8,680	-1,507	3,809	4,894	0,369

2. Kontrol kecukupan dimensi balok

Pemeriksaan kecukupan dimensi yang diperlukan oleh balok pada gedung perkantoran SRPMM dilakukan dengan tata cara perhitungan yang sama dengan yang terdapat pada sub bab 5.4.6. Perhitungan dilakukan secara keseluruhan pada kelompok balok B1 sampai dengan B6 dari lantai 1 sampai dengan lantai 8. Rekapitulasi perhitungan dimensi balok secara keseluruhan dapat dilihat pada Tabel 5.46.

3. Perhitungan Tulangan Longitudinal, Tulangan Geser dan Tulangan Torsi Balok

Setelah mendapatkan dimensi pakai balok, selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama seperti perhitungan yang terdapat pada sub bab 5.4.6 untuk memperoleh kebutuhan tulangan longitudinal, tulangan geser dan tulangan torsi untuk setiap balok tersebut. Rekapitulasi perhitungan kebutuhan tulangan balok secara keseluruhan dapat dilihat pada Tabel 5.57.

**Tabel 5.57 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan				Daerah Lapangan			
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser
Lantai 1	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	2D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	4D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	2D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	2D16	-	2D16	2D8-150	2D16	-	2D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 2	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	4D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	3D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	2D16	-	2D16	2D8-150	2D16	-	2D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 3	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	4D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	4D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	2D16	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	2D16	-	2D16	2D8-150	2D16	-	2D16	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200

**Lanjutan Tabel 5.57 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Penulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan				Daerah Lapangan			
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser
Lantai 4	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	5D13	4D13	3D13	2D8-150	3D13	4D13	3D13	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	3D13	-	3D13	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x250	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 5	B1	Balok Induk	250x400	5D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	5D13	4D13	3D13	2D8-150	3D13	4D13	3D13	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	3D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	3D13	-	3D13	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x250	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 6	B1	Balok Induk	250x400	4D16	4D13	2D16	2D8-150	2D16	4D13	4D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	5D13	4D13	3D13	2D8-150	3D13	4D13	3D13	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	2D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	250x300	2D13	-	2D13	2D8-150	3D13	-	3D13	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x250	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200

Lanjutan Tabel 5.57 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Penulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan				Daerah Lapangan			
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser
Lantai 7	B1	Balok Induk	250x350	5D16	4D13	3D16	2D8-150	3D16	4D13	5D16	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x400	5D13	4D13	3D13	2D8-150	3D13	4D13	3D13	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x350	3D16	2D16	2D16	2D8-150	2D16	2D16	2D16	2D8-200
	B4	Balok Induk	200x250	2D13	-	2D13	2D8-150	3D13	-	3D13	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	3D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x250	2D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
Lantai 8	B1	Balok Induk	200x350	3D13	4D13	2D13	2D8-150	2D13	4D13	3D13	2D8-200
	B2	Balok Induk	250x350	3D13	4D13	2D13	2D8-150	3D13	4D13	3D13	2D8-200
	B3	Balok Induk	250x300	3D13	-	3D13	2D8-150	3D13	-	3D13	2D8-200
	B4	Balok Induk	200x250	2D13	-	2D13	2D8-150	3D13	-	3D13	2D8-200
	B5	Balok Anak	250x300	3D13	-	2D13	2D8-150	2D13	-	2D13	2D8-200
	B6	Balok Anak	200x250	2D10	-	2D10	2D8-150	2D10	-	2D10	2D8-200

**Tabel 5.58 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 1	B1	110,629	94,088	1,176	76,789	42,979	1,787
	B2	92,664	75,608	1,226	81,728	43,380	1,884
	B3	67,806	63,342	1,070	73,618	27,286	2,698
	B4	48,043	30,869	1,556	56,337	18,707	3,012
	B5	62,322	45,229	1,378	57,226	25,092	2,281
	B6	45,364	26,322	1,723	46,916	14,768	3,177
Lantai 2	B1	110,629	98,569	1,122	97,913	47,230	2,073
	B2	92,664	77,044	1,203	87,238	41,383	2,108
	B3	67,806	66,496	1,020	73,618	27,025	2,724
	B4	48,043	32,266	1,489	56,337	21,444	2,627
	B5	62,322	46,376	1,344	62,369	25,008	2,494
	B6	45,364	33,385	1,359	46,916	14,897	3,149
Lantai 3	B1	110,629	97,972	1,129	93,172	47,150	1,976
	B2	92,664	76,036	1,219	81,728	40,834	2,001
	B3	67,806	66,708	1,016	73,618	27,146	2,712
	B4	48,043	30,694	1,565	56,337	19,567	2,879
	B5	62,322	46,479	1,341	57,226	25,063	2,283
	B6	45,364	33,374	1,359	46,916	14,867	3,156



**Lanjutan Tabel 5.58 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 4	B1	110,629	95,917	1,153	97,913	47,098	2,079
	B2	83,234	74,016	1,125	80,094	40,777	1,964
	B3	67,806	65,845	1,030	73,618	26,924	2,734
	B4	45,364	27,889	1,627	55,370	16,831	3,290
	B5	62,322	46,258	1,347	62,369	25,081	2,487
	B6	27,589	17,386	1,587	32,033	14,871	2,154
Lantai 5	B1	110,629	92,640	1,194	97,913	47,060	2,081
	B2	83,234	71,032	1,172	80,094	40,735	1,966
	B3	67,806	64,068	1,058	73,618	26,842	2,743
	B4	45,364	24,748	1,833	55,370	13,264	4,174
	B5	62,322	46,429	1,342	62,369	25,102	2,485
	B6	27,589	17,443	1,582	32,033	14,868	2,154
Lantai 6	B1	90,226	88,189	1,023	93,172	47,015	1,982
	B2	83,234	71,032	1,172	80,094	40,735	1,966
	B3	67,806	61,366	1,105	69,032	26,777	2,578
	B4	40,266	20,572	1,957	55,370	12,657	4,375
	B5	62,322	46,516	1,340	62,369	25,102	2,485
	B6	27,589	17,485	1,578	32,033	14,880	2,153

**Lanjutan Tabel 5.58 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 7	B1	91,647	82,504	1,111	95,745	47,155	2,030
	B2	83,234	67,168	1,239	80,094	40,685	1,969
	B3	67,806	57,890	1,171	69,032	27,071	2,550
	B4	27,589	14,789	1,866	37,464	7,411	5,055
	B5	62,322	46,682	1,335	62,369	25,169	2,478
	B6	27,589	17,517	1,575	32,033	14,816	2,162
Lantai 8	B1	39,645	26,962	1,470	51,197	16,117	3,177
	B2	55,304	36,463	1,517	67,732	23,017	2,943
	B3	47,498	26,165	1,815	55,370	14,547	3,806
	B4	27,589	6,353	4,343	37,464	4,773	7,849
	B5	45,364	24,288	1,868	46,916	14,192	3,306
	B6	22,127	8,758	2,527	25,537	3,809	6,705

**Tabel 5.59 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung  
Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 1	B1	104,944	65,439	1,604	92,840	44,189	2,101
	B2	104,942	57,123	1,837	92,838	43,887	2,115
	B3	89,689	59,876	1,498	79,344	42,961	1,847
	B4	74,436	35,843	2,077	65,851	37,123	1,774
	B5	90,146	40,846	2,207	79,749	33,869	2,355
	B6	74,893	34,571	2,166	66,255	27,187	2,437
Lantai 2	B1	104,944	68,573	1,530	92,840	66,289	1,401
	B2	104,942	57,611	1,822	92,838	46,821	1,983
	B3	89,689	61,092	1,468	79,344	44,489	1,783
	B4	74,436	38,951	1,911	65,851	38,703	1,701
	B5	90,146	40,943	2,202	79,749	33,932	2,350
	B6	74,893	34,609	2,164	66,255	28,768	2,303
Lantai 3	B1	104,944	68,536	1,531	92,840	66,055	1,405
	B2	104,942	57,248	1,833	92,838	46,344	2,003
	B3	89,689	61,214	1,465	79,344	44,649	1,777
	B4	74,436	35,949	2,071	65,851	38,545	1,708
	B5	90,146	41,041	2,196	79,749	34,005	2,345
	B6	74,893	34,635	2,162	66,255	28,728	2,306

**Lanjutan Tabel 5.59 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 4	B1	104,944	68,290	1,537	92,840	65,405	1,419
	B2	105,400	56,537	1,864	93,243	44,944	2,075
	B3	89,689	60,840	1,474	79,344	44,123	1,798
	B4	74,893	32,493	2,305	66,255	36,879	1,797
	B5	90,146	41,114	2,193	79,749	34,059	2,341
	B6	53,216	34,662	1,535	46,337	27,278	1,699
Lantai 5	B1	104,944	68,230	1,538	92,840	65,313	1,421
	B2	105,400	55,492	1,899	93,243	42,691	2,184
	B3	89,689	60,086	1,493	79,344	42,996	1,845
	B4	74,893	28,408	2,636	66,255	34,089	1,944
	B5	90,146	41,172	2,190	79,749	34,103	2,338
	B6	53,216	34,681	1,534	46,337	27,297	1,698
Lantai 6	B1	104,943	68,199	1,539	92,839	65,445	1,419
	B2	105,400	54,112	1,948	93,243	39,552	2,357
	B3	89,689	59,520	1,507	79,345	41,530	1,911
	B4	74,893	23,649	3,167	66,255	30,100	2,201
	B5	90,146	41,196	2,188	79,749	34,119	2,337
	B6	53,216	34,689	1,534	46,337	27,310	1,697

**Lanjutan Tabel 5.59 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMM**

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 7	B1	89,691	68,082	1,317	79,346	65,489	1,212
	B2	105,400	52,347	2,013	93,243	35,719	2,610
	B3	89,689	59,758	1,501	79,345	41,073	1,932
	B4	53,215	18,245	2,917	46,336	25,851	1,792
	B5	90,146	41,275	2,184	79,749	34,194	2,332
	B6	53,216	34,700	1,534	46,337	27,316	1,696
Lantai 8	B1	80,435	17,066	4,713	70,038	16,926	4,138
	B2	90,146	27,991	3,221	79,748	14,854	5,369
	B3	74,893	21,863	3,426	66,255	17,795	3,723
	B4	53,215	9,723	5,473	46,337	16,423	2,821
	B5	74,893	22,339	3,353	66,255	18,419	3,597
	B6	53,623	8,680	6,178	46,692	4,894	9,541

Berdasarkan Tabel 5.58 dapat dilihat bahwa pada struktur balok gedung perkantoran SRPMM, rasio Momen Kapasitas ( $M_n$ ) dan Momen Perlu ( $M_u$ ) pada daerah tumpuan lebih kecil apabila dibandingkan dengan rasio yang pada daerah lapangan. Hal tersebut dikarenakan struktur balok direncanakan terhadap momen terbesar yang bekerja pada penampang balok yaitu momen negatif ( $M_u^-$ ) yang terjadi pada daerah tumpuan balok sehingga pada daerah tumpuan diperoleh rasio yang lebih kecil yang menunjukkan bahwa desain balok telah optimal dan tidak terjadi pemborosan.

#### 5.5.7 Desain Plat

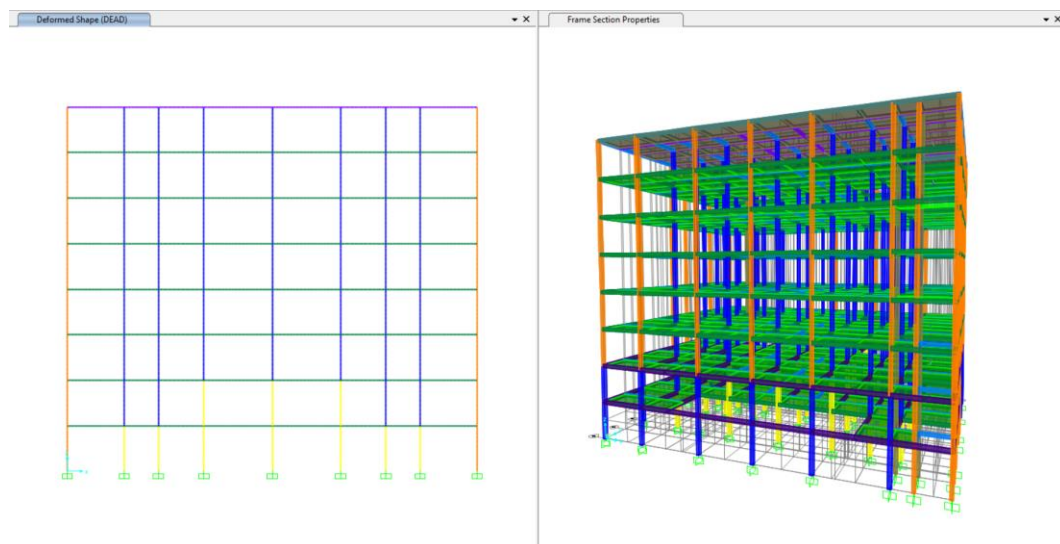
Perencanaan pelat dilakukan dengan menggunakan beban yang bekerja pada pelat baik itu beban mati maupun beban hidup. Perhitungan pelat mencakup perhitungan kebutuhan tebal pelat lantai dan kebutuhan tulangan lentur dan susut pada pelat. Adapun perhitungan pelat pada gedung perkantoran SRPMM dilakukan dengan tata cara perhitungan yang sama dengan yang terdapat pada sub bab 5.4.7. Perhitungan dilakukan secara keseluruhan pada pelat lantai dari lantai 2 sampai dengan lantai 7, kemudian pelat lantai atap. Rekapitulasi hasil perhitungan dimensi pelat lantai secara keseluruhan dapat dilihat pada Tabel 5.60.

**Tabel 5.60 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Tipe	Tebal Pelat Pakai (mm)	Tul Lentur Area Tumpuan		Tul Lentur Area Lapangan		Tul susut
			X	Y	X	Y	
Lantai 2-7	PL 1	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 2	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 3	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 4	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
	PL 5	125	P10-150	P10-150	P10-150	P10-150	P8-150
Lantai 8 (Atap)	PA 1	100	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 2	100	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 3	100	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 4	100	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150
	PA 5	100	P10-200	P10-200	P10-200	P10-200	P8-150

### 5.5.8 Analisis Struktur Tahap Akhir SRPMM

Analisis struktur tahap akhir perlu dilakukan dengan menggunakan dimensi kolom, balok dan pelat yang telah diperoleh untuk mendapatkan nilai periode kemudian dilakukan perhitungan beban gempa dan kontrol beban gempa tersebut.



**Gambar 5.43 Analisis Tahap Akhir Struktur SRPMM**

### 5.5.9 Perhitungan Respon Seismik

Setelah dilakukan analisis tahap akhir maka dapat dilakukan perhitungan respon seismik sebagai berikut.

#### 1. Penentuan Nilai Periode Fundamental

##### a. Perhitungan Waktu Getar Struktur ( $T$ )

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0466 \times 32^{0,9} \\ &= 1,0544 \text{ detik} \end{aligned}$$

##### b. Perhitungan Nilai Periode Maksimum

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u T_a \\ &= 1,5255 \times 1.0544 \\ &= 1,6086 \text{ detik} \end{aligned}$$

##### c. Perolehan Nilai Periode Berdasarkan *Output SAP2000* dengan model struktur dalam kondisi penampang retak



$$T_c = 2,0589 \text{ detik}$$

d. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Maka nilai periode struktur yang digunakan adalah  $T_{max}$  sebesar 1,6086 detik.

2. Perhitungan Gaya lateral ekivalen

a. Koefisien respons seismik ( $C_s$ )

$$\begin{aligned} C_{s \text{ hitung}} &= \frac{S_{DS}}{R} \\ &= \frac{0,2565}{1} \\ &= 0,0513 \text{ g} \end{aligned}$$

Untuk  $T \leq T_L$ , maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_{s \text{ max}} &= \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,1872}{1,6086 \left( \frac{5}{1} \right)} \\ &= 0,0233 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s \text{ min}} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,2565 \times 1 \geq 0,01 \\ &= 0,0113 \geq 0,01 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka nilai  $C_s$  yang digunakan adalah  $C_{s \text{ max}}$  sebesar 0,0233 g.

b. Perhitungan berat bangunan per lantai ( $W$ )

Berat sendiri bangunan diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dan dapat dilihat pada Tabel 5.61 sebagai berikut.

**Tabel 5.61 Rekapitulasi Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung  
Perkantoran SRPMM**

<b>Keterangan</b>	<b>Berat Sendiri Bangunan, <math>W</math> (kN)</b>
Lantai 1	4491,120
Lantai 2	4858,560
Lantai 3	4858,560
Lantai 4	4804,260
Lantai 5	4804,260
Lantai 6	4804,260
Lantai 7	4774,260
Lantai 8	4830,420
Total	38225,700

c. Perhitungan gaya geser dasar seismik ( $V$ )

Gaya geser dasar seismik ( $V$ ) dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0233 \times 38225,700 \\
 &= 889,930 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{(2-1) \times (1,6086-0,5)}{(2,5-0,5)+1} \\
 &= 1,5543
 \end{aligned}$$

Hasil dari distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal pada setiap lantai bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.62 berikut.

**Tabel 5.62 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung  
Perkantoran SRPMM**

Lantai	$w_i$ (kN)	$h$ (m)	$h^k$	$w_i \times h^k$	$C_{vx}$	$F_x$
Atap +32,00	4830,420	32	218,486	1055377,39	0,276	245,217
Lantai 8 +28,00	4774,260	28	177,536	847604,58	0,221	196,941
Lantai 7 +24,00	4804,260	24	139,712	671212,06	0,175	155,956
Lantai 6 +20,00	4804,260	20	105,236	505580,14	0,132	117,472
Lantai 5 +16,00	4804,260	16	74,394	357408,45	0,093	83,044
Lantai 4 +12,00	4858,560	12	47,572	231129,96	0,060	53,703
Lantai 3 +8,00	4858,560	8	25,331	123072,58	0,032	28,596
Lantai 2 +4,00	4491,120	4	8,625	38736,81	0,010	9,001
Lantai 1 +0,00	0	0	0	0	0	0
<b>Total</b>				<b>3830121,96</b>	<b>1,000</b>	<b>889,930</b>

#### 4. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada gambar 5.44 berikut.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
EX STATIK	LinStatic		-719.905	3.012E-09	-2.037E-13	-6.871E-08	-16615.6208	10875.7939
EY STATIK	LinStatic		2.856E-09	-719.905	-3.02E-12	16615.6208	6.475E-08	-14473.4768
EX RS	LinRespSpec	Max	478.407	32.141	0.874	632.7489	9484.9095	7136.3843
EY RS	LinRespSpec	Max	32.141	513.567	1.952	10246.0452	630.477	9968.387

**Gambar 5.44 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMM**

Berdasarkan Gambar 5.44 diperoleh nilai gaya geser dasar statik untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 719,905 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 719,905 kN sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik diperoleh nilai untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 478,407 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 513,567 kN.

5. Kontrol Persyaratan  $V_{dinamik} > V_{statik}$ 

## a. Arah X

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 478,407 > 719,905 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{719,905}{478,407} \\ &= 1,505 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,505 \\ &= 2,952 \end{aligned}$$

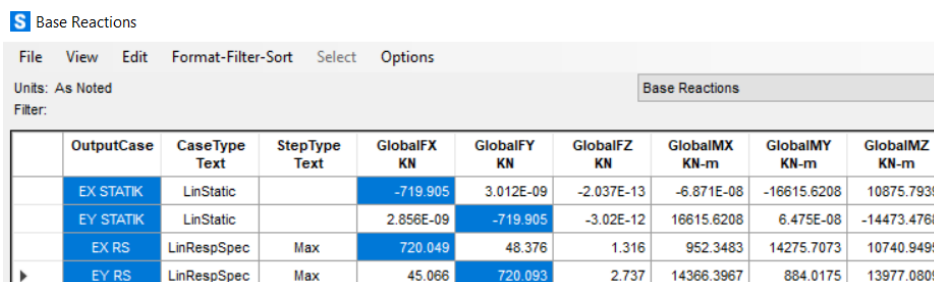
## b. Arah Y

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 513,567 > 719,905 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{719,905}{513,567} \\ &= 1,402 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,402 \\ &= 2,750 \end{aligned}$$

Kemudian dilakukan penginputan dan pemeriksaan kembali pada *SAP2000* diperoleh hasil *base shear reaction* seperti pada gambar 5.45 berikut.



	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	EX STATIK	LinStatic		-719.905	3.012E-09	-2.037E-13	-6.871E-08	-16615.6208	10875.7939
	EY STATIK	LinStatic		2.856E-09	-719.905	-3.02E-12	16615.6208	6.475E-08	-14473.4768
	EX RS	LinRespSpec	Max	720.049	48.376	1.316	952.3483	14275.7073	10740.9495
	EY RS	LinRespSpec	Max	45.066	720.093	2.737	14366.3967	884.0175	13977.0809

**Gambar 5.45 Base Reaction SRPMB Akibat Gaya Gempa Dinamik Setelah Skala Ulang**

Diperoleh gaya geser dasar dinamik setelah dilakukan skala ulang untuk arah X ( $V_x$ ) sebesar 720,049 kN dan arah Y ( $V_y$ ) sebesar 720,093 kN. Dari hasil *base shear*

*reaction* tersebut dapat diketahui bahwa nilai  $V_{dinamik} > V_{statik}$  sehingga telah memenuhi syarat.

#### 5.5.10 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

##### 1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

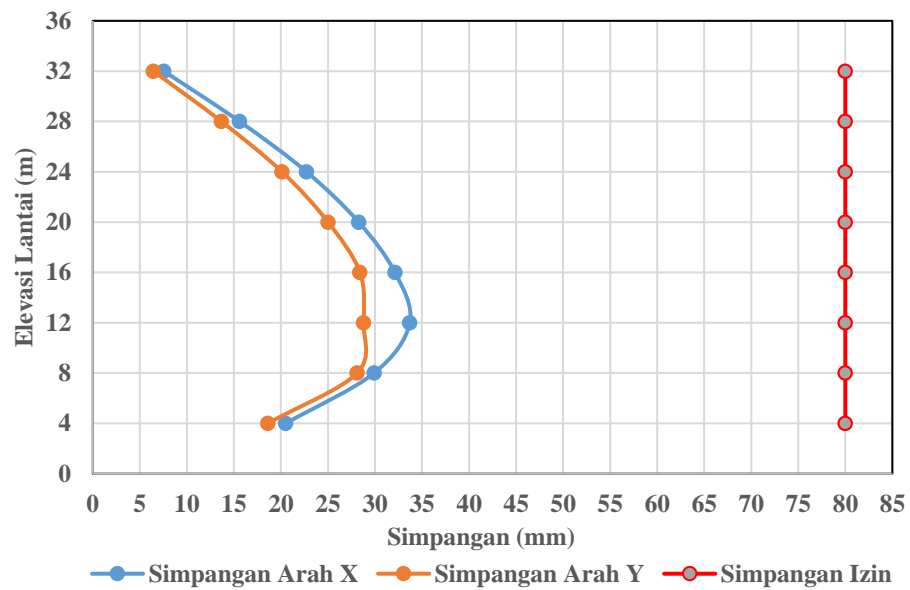
Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Tabel 5.63 dan Tabel 5.64 berikut.

**Tabel 5.63 Rekapitulasi Perhitungan  $\delta_x$  Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	$\delta_{xe}$ arah x (mm)	$\delta_{ye}$ arah y (mm)	$\delta_x$ arah x (mm)	$\delta_y$ arah y (mm)
Lantai 8	42,312	37,584	190,404	169,128
Lantai 7	40,634	36,153	182,853	162,689
Lantai 6	37,165	33,114	167,243	149,013
Lantai 5	32,116	28,644	144,522	128,898
Lantai 4	25,835	23,086	116,258	103,887
Lantai 3	18,695	16,775	84,128	75,488
Lantai 2	11,206	10,379	50,427	46,706
Lantai 1	4,559	4,135	20,515	18,608

**Tabel 5.64 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin,  $\Delta_a$  <sup>a, b</sup> Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Elevasi (mm)	$\Delta Ex$ (mm)	$\Delta Ey$ (mm)	$\Delta a$ Izin (mm)
Lantai 8	32000	7,551	6,440	80
Lantai 7	28000	15,611	13,676	80
Lantai 6	24000	22,721	20,115	80
Lantai 5	20000	28,265	25,011	80
Lantai 4	16000	32,130	28,400	80
Lantai 3	12000	33,701	28,782	80
Lantai 2	8000	29,912	28,098	80
Lantai 1	4000	20,515	18,608	80



**Gambar 5.46 Grafik Simpanan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpanan Izin Gedung Perkantoran SRPMM**

## 2. Pengaruh P-delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas ( $\theta$ ). Rekapitulasi perhitungan nilai  $\theta$  dapat dilihat pada Tabel 5.65 berikut.

**Tabel 5.65 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas ( $\theta$ ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

<b>Keterangan</b>	<b><math>P_x</math> (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ex (kN)</b>	<b><math>V_x</math> Ey (kN)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\delta_x</math> Ey (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ex (mm)</b>	<b><math>\Delta</math> Ey (mm)</b>	<b>hsx (mm)</b>	<b><math>\theta</math> Ex</b>	<b><math>\theta</math> Ey</b>	<b><math>\theta_{maks}</math></b>	<b>Cek hasil</b>
Lantai 8	2887,140	108,086	108,086	190,404	169,128	7,551	6,440	4000	0,011	0,010	0,1111	Stabil
Lantai 7	9504,860	296,087	296,087	182,853	162,689	15,611	13,676	4000	0,028	0,024	0,1111	Stabil
Lantai 6	16122,580	444,033	444,033	167,243	149,013	22,721	20,115	4000	0,046	0,041	0,1111	Stabil
Lantai 5	22740,300	555,471	555,471	144,522	128,898	28,265	25,011	4000	0,064	0,057	0,1111	Stabil
Lantai 4	29358,020	634,25	634,25	116,258	103,887	32,130	28,400	4000	0,083	0,073	0,1111	Stabil
Lantai 3	35975,740	684,625	684,625	84,128	75,488	33,701	28,782	4000	0,098	0,084	0,1111	Stabil
Lantai 2	42593,460	711,448	711,448	50,427	46,706	29,912	28,098	4000	0,099	0,093	0,1111	Stabil
Lantai 1	48613,580	719,905	719,905	20,515	18,608	20,515	18,608	4000	0,077	0,070	0,1111	Stabil

**Tabel 5.66 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

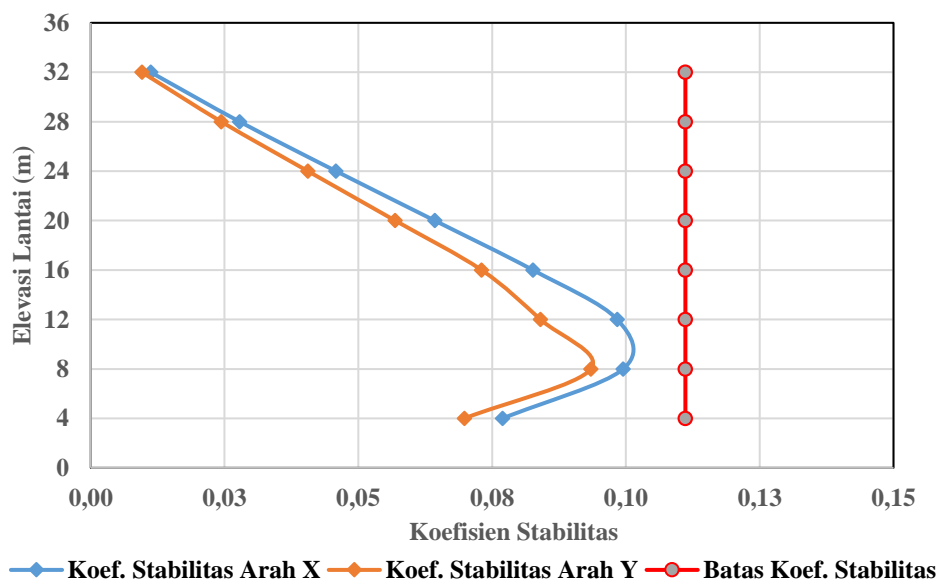
Keterangan	Elevasi (mm)	$\theta$ Ex	$\theta$ Ey	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,011	0,010	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 7	28000	0,028	0,024	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 6	24000	0,046	0,041	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 5	20000	0,064	0,057	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 4	16000	0,083	0,073	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 3	12000	0,098	0,084	Tidak	Tidak	1,00	1,00
Lantai 2	8000	0,099	0,093	Tidak	Tidak	1,00	1,00

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta





**Gambar 5.47 Grafik Koefisien Stabilitas Arax X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMB**

#### 5.5.11 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan

##### 1. Kontrol ketidakberaturan vertikal gedung perkantoran

Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal dilakukan melalui tahapan dan cara yang sama dengan sub bab 5.4.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.67 sebagai berikut.

**Tabel 5.67 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
Ketidakberaturan Tipe 1a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 1b	✓	
Ketidakberaturan Tipe 2	✓	
Ketidakberaturan Tipe 3	✓	
Ketidakberaturan Tipe 4	✓	
Ketidakberaturan Tipe 5a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 5b	✓	

Catatan:

*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

2. Kontrol ketidakberaturan horizontal gedung perkantoran

Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dilakukan melalui tahapan dan cara yang sama dengan sub bab 5.4.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.68 sebagai berikut.

**Tabel 5.68 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
Ketidakberaturan Tipe 1a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 1b	✓	
Ketidakberaturan Tipe 2	✓	
Ketidakberaturan Tipe 3	✓	
Ketidakberaturan Tipe 4	✓	
Ketidakberaturan Tipe 5	✓	

Catatan:

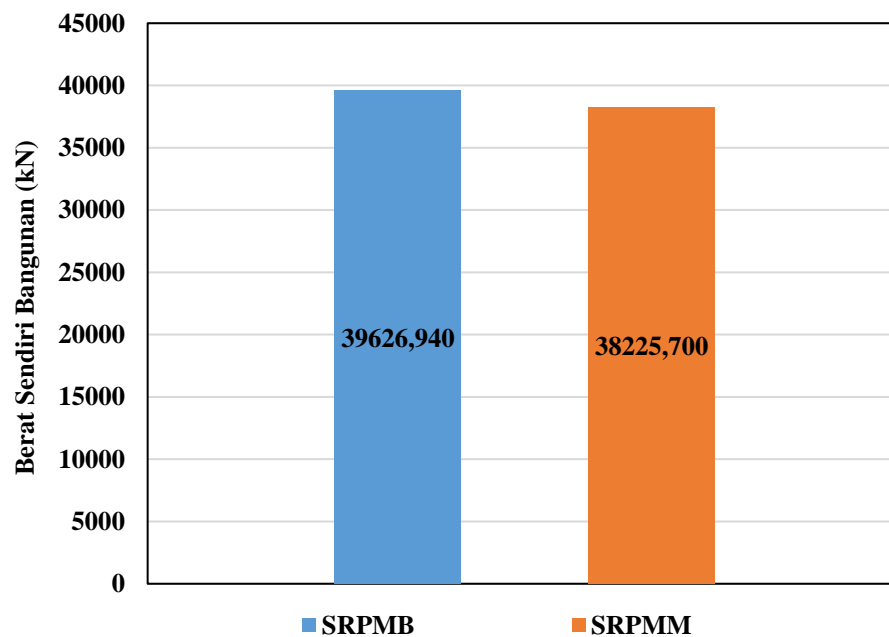
*Regular* = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

*Irregular* = Terdapat Ketidakberaturan

## 5.6 Perbandingan Hasil Perencanaan Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM

### 5.6.1 Berat total bangunan

Perbandingan berat total gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM dapat dilihat pada Gambar 5.46 berikut.

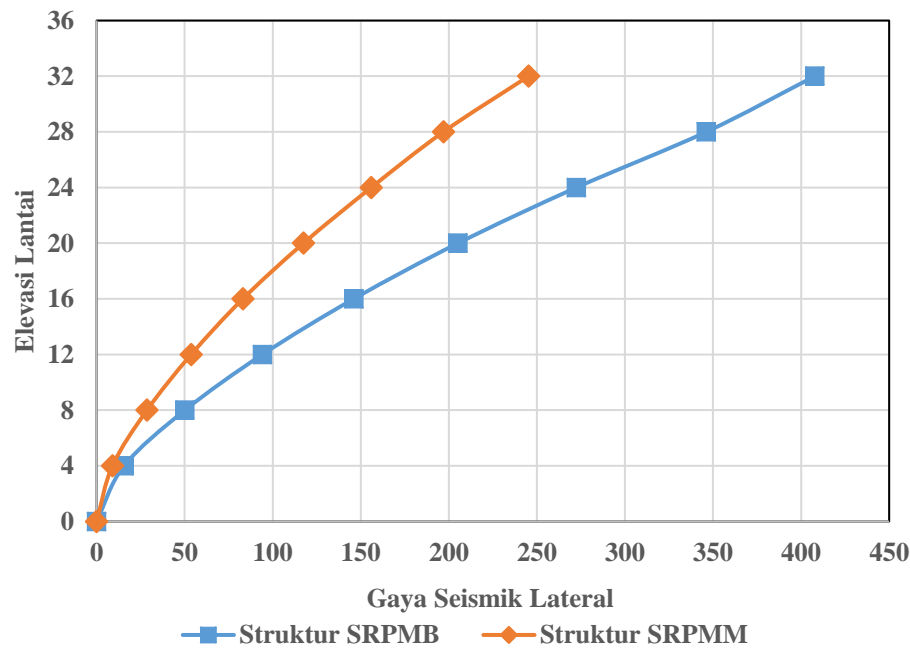


**Gambar 5.48 Diagram Perbandingan Berat Efektif Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM**

Berdasarkan gambar 5.48 tersebut diperoleh hasil bahwa nilai berat bangunan gedung perkantoran SRPMB lebih besar 3,67% dibandingkan gedung perkantoran SRPMM. Hal tersebut dikarenakan kebutuhan penampang struktur pada gedung perkantoran SRPMB yang relatif lebih besar dibandingkan kebutuhan penampang struktur gedung perkantoran SRPMM.

### 5.6.2 Distribusi gaya seismik lateral

Perbandingan distribusi seismik lateral gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM dapat dilihat pada Gambar 5.47 berikut

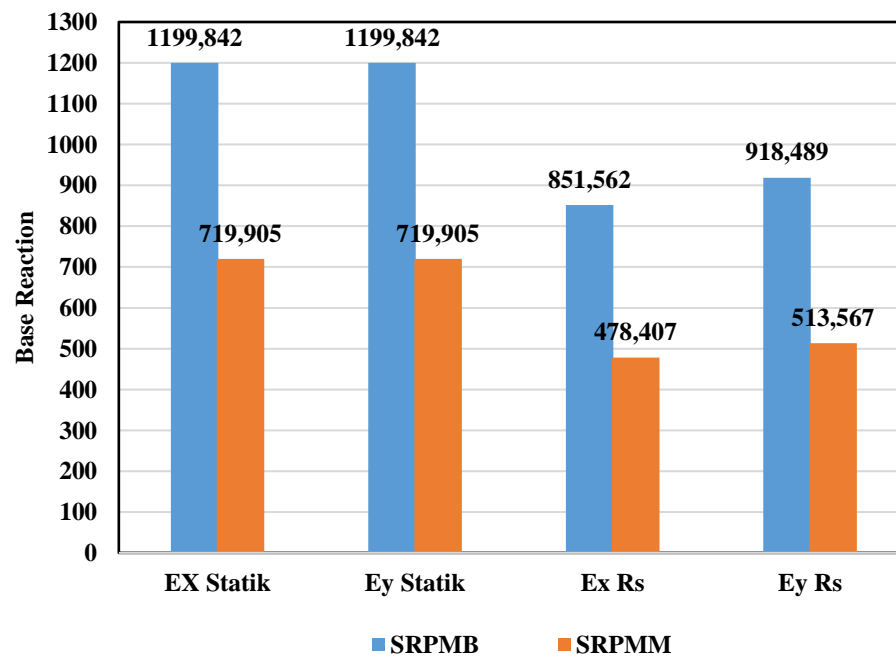


**Gambar 5.49 Grafik Perbandingan Nilai Distribusi Gaya Seismik Lateral Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM**

Berdasarkan gambar 5.49 tersebut, diperoleh hasil bahwa nilai distribusi gaya seismik lateral per lantai pada struktur gedung perkantoran SRPMB relatif lebih besar apabila dibandingkan gaya seismik lateral pada struktur gedung perkantoran SRPMM dengan persentase perbandingan rata-rata sebesar 72,77%. Hal tersebut dikarenakan berat struktur bangunan pada gedung perkantoran SRPMB bernilai lebih besar dengan faktor pemikul gaya seismik yang mempengaruhi koefisien respons seismik ( $C_s$ ) pada gedung perkantoran SRPMB bernilai lebih kecil, sehingga mengakibatkan gaya seismik lateral akibat gempa yang didistribusikan pada setiap lantai bernilai lebih besar.

### 5.6.3 Nilai gaya geser dasar

Perbandingan nilai gaya geser dasar gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM dapat dilihat pada Gambar 5.48 berikut.

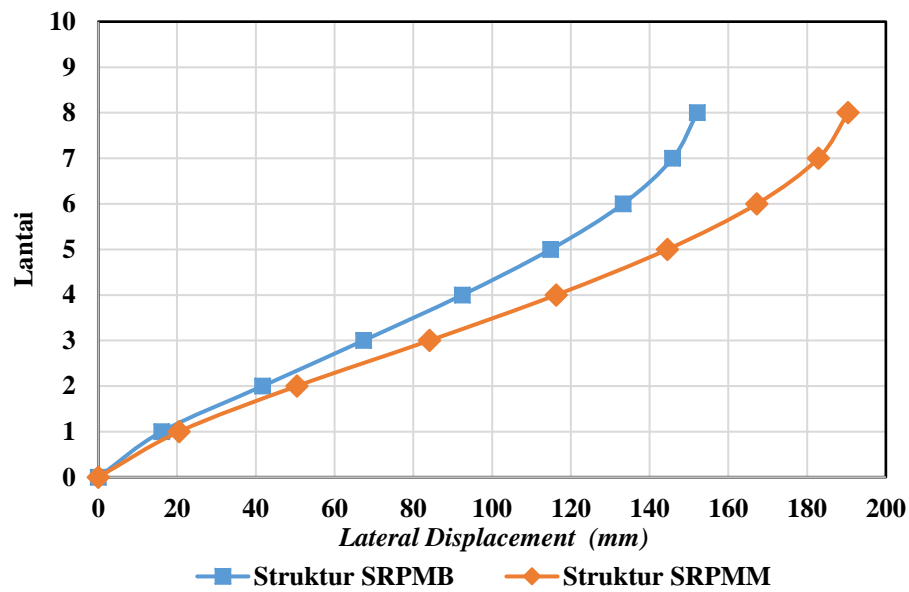


**Gambar 5.50 Grafik Perbandingan Nilai Gaya Geser Dasar (*Base Shear Reaction*) Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM**

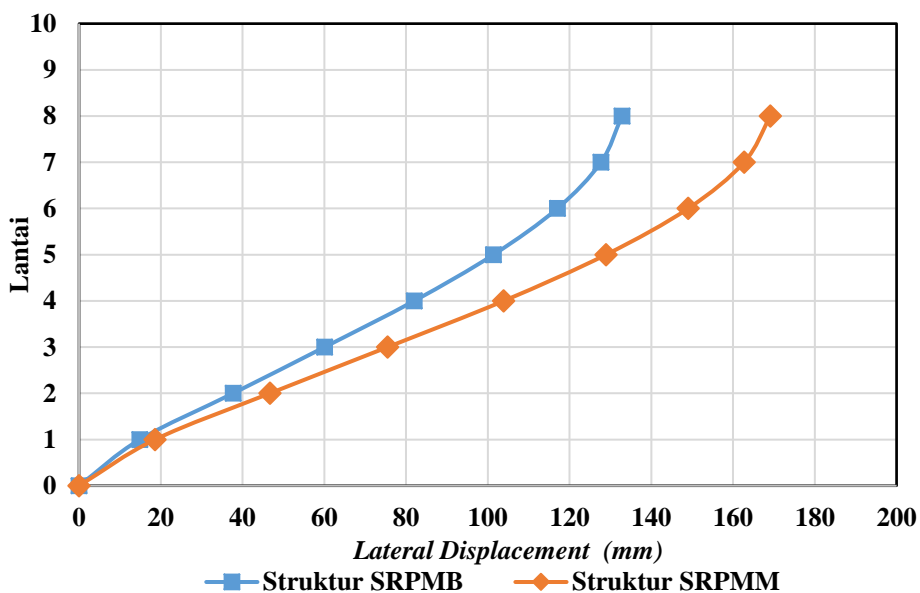
Berdasarkan gambar 5.50 tersebut, diperoleh hasil bahwa nilai gaya geser statik selalu bernilai lebih besar dibandingkan gaya geser dinamik, baik pada gedung perkantoran SRPMB maupun gedung perkantoran SRPMM. Nilai gaya geser dasar statik dan dinamik pada gedung perkantoran SRPMB cenderung lebih besar dibandingkan dengan SRPMM. Diketahui nilai gaya geser dasar statik arah X dan Y pada gedung perkantoran SRPMB lebih besar 66,67% dibandingkan gedung perkantoran SRPMM. Kemudian diketahui nilai gaya geser dinamik pada gedung perkantoran SRPMB lebih besar 78% untuk arah X dan lebih besar 78,85% untuk arah Y dibandingkan dengan gedung perkantoran SRPMM.

#### 5.6.4 Nilai *lateral displacement* setiap lantai

Perbandingan nilai defleksi pusat massa pada setiap lantai gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM dapat dilihat pada Gambar 5.51 dan Gambar 5.52 berikut.



**Gambar 5.51** Grafik Perbandingan Nilai *Lateral Displacement* Lantai Arah X Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM

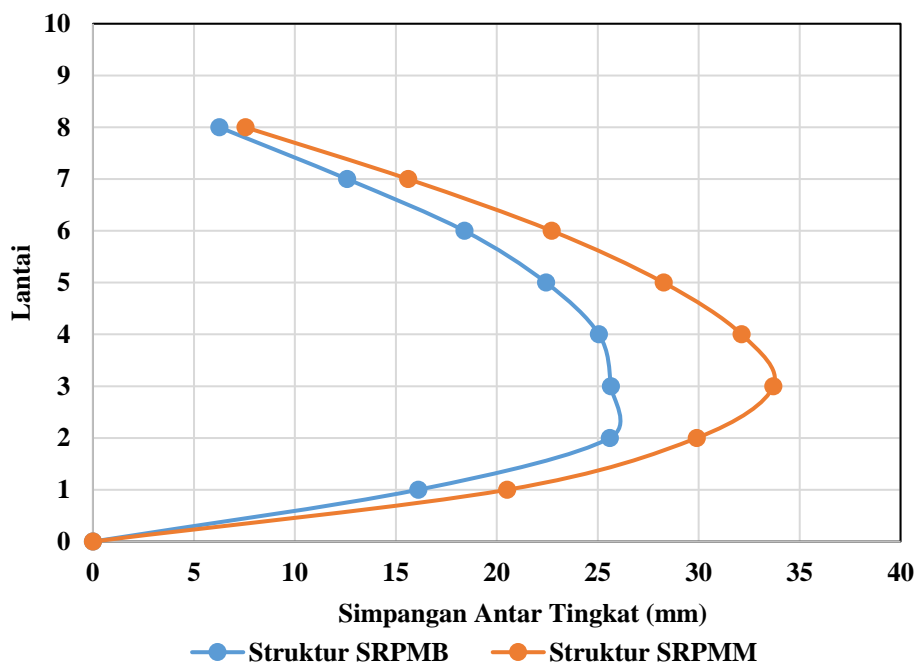


**Gambar 5.52** Grafik Perbandingan Nilai *Lateral Displacement* Lantai Arah Y Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM

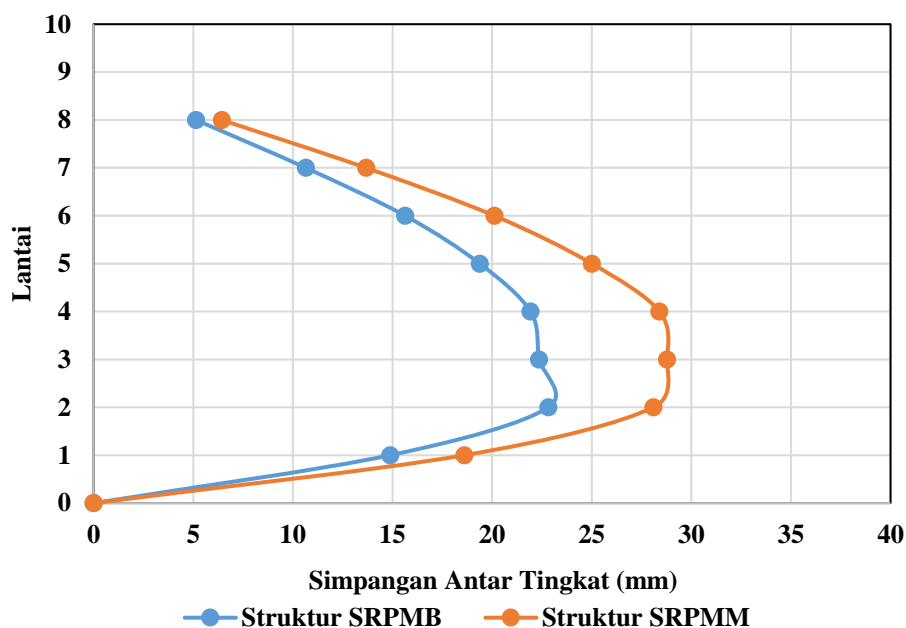
Berdasarkan Gambar 5.51 dan 5.52, diperoleh hasil bahwa nilai *lateral displacement* lantai pada gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dibandingkan dengan nilai *displacement* lantai pada gedung perkantoran SRPMB. Diketahui nilai *lateral displacement* lantai rata-rata gedung perkantoran SRPMM arah X lebih besar 25,23% dan untuk arah Y lebih besar 26,84% dibandingkan dengan nilai *lateral displacement* lantai rata-rata gedung perkantoran SRPMB. Hal tersebut dikarenakan faktor pembesaran simpangan lateral ( $C_d$ ) pada gedung perkantoran SRPMM bernilai lebih besar sehingga mengakibatkan nilai *lateral displacement* yang terjadi pada gedung perkantoran SRPMM menjadi lebih besar dibandingkan gedung perkantoran SRPMB.

#### 5.6.5 Nilai simpangan antar tingkat

Hasil perbandingan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM dapat dilihat pada Gambar 5.53 dan Gambar 5.54 berikut.



**Gambar 5.53 Grafik Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM**



**Gambar 5.54 Grafik Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM**

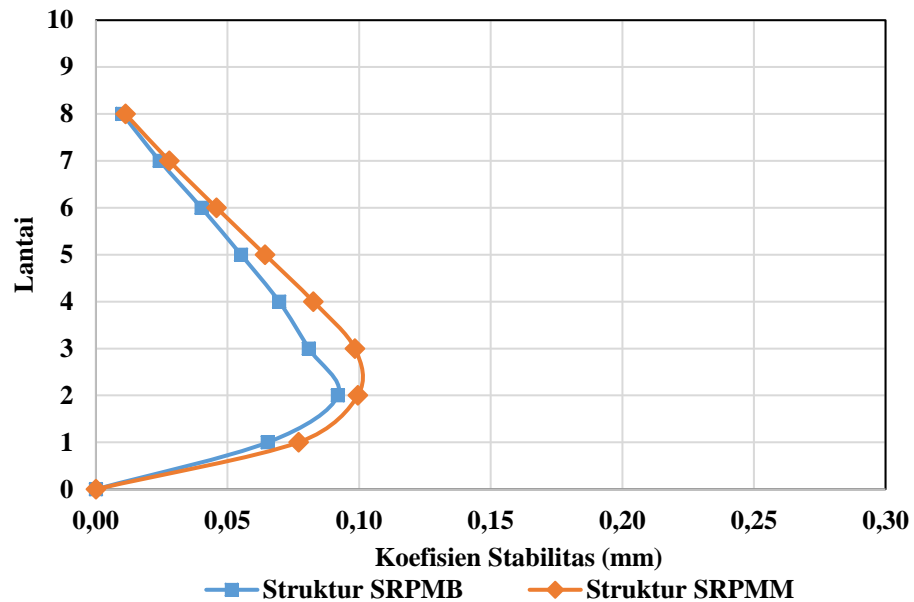
Berdasarkan Gambar 5.53 dan Gambar 5.54, diperoleh hasil bahwa nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMB relatif lebih kecil dibandingkan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMM. Diketahui nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada gedung perkantoran SRPMM lebih besar 25,17 % untuk arah X dan lebih besar 27,33% untuk arah Y dibandingkan dengan nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada gedung perkantoran SRPMB. Nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM memiliki nilai batasan desain maksimum dan keduanya telah memenuhi syarat batas desain untuk simpangan antar tingkat tersebut.

Faktor pemikul gaya seismik yaitu koefisien modifikasi respons ( $R$ ) dan faktor pembesaran simpangan lateral ( $C_d$ ) secara langsung mempengaruhi besarnya nilai simpangan antar tingkat. Semakin besar nilai faktor  $R$  dan  $C_d$  yang digunakan, maka gaya gempa dasar rencana dan pergeseran (*joint displacement*) lantai yang dihasilkan menjadi lebih kecil tetapi nilai simpangan yang terjadi pada setiap lantai menjadi lebih besar sehingga nilai simpangan antar tingkat yang terjadi juga lebih besar.

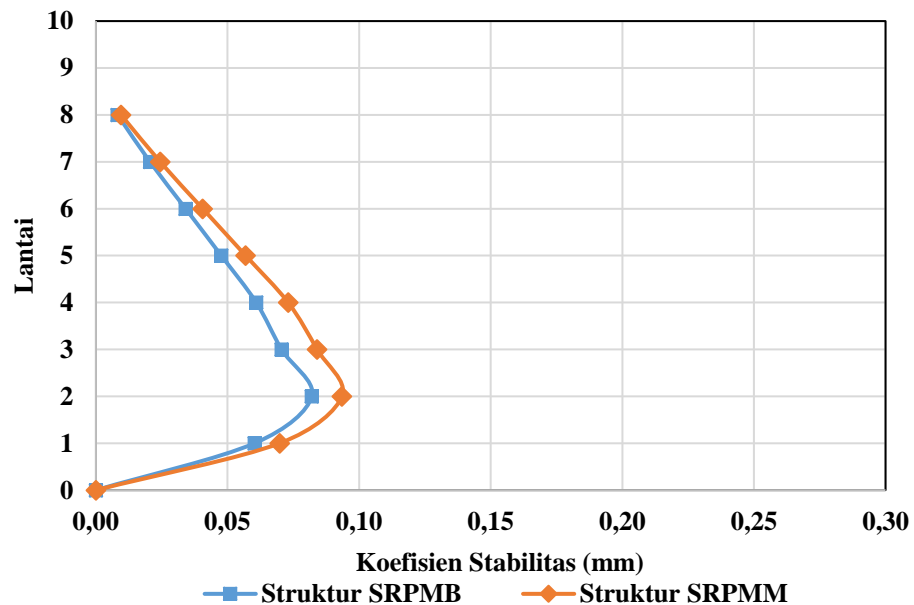


### 5.6.6 Koefisien stabilitas

Hasil perbandingan nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM dapat dilihat pada Gambar 5.55 dan Gambar 5.56 berikut ini.



**Gambar 5.55 Grafik Perbandingan Nilai Koefisien Stabilitas Arah X Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM**



**Gambar 5.56 Grafik Perbandingan Nilai Koefisien Stabilitas Arah Y Gedung Perkantoran SRPMB dan SRPMM**

Berdasarkan Gambar 5.55 dan Gambar 5.56 diperoleh hasil bahwa nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMB relatif lebih kecil dibandingkan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMM. Diketahui nilai koefisien stabilitas gedung perkantoran SRPMM lebih besar 15,88% untuk arah X dan lebih besar 17,59% untuk arah Y dibandingkan dengan nilai koefisien stabilitas gedung perkantoran SRPMB. Nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMB dan SRPMM memiliki nilai batasan maksimum masing-masing dan keduanya dinyatakan telah memenuhi syarat batas desain untuk koefisien stabilitas tersebut.

Faktor pemikul gaya seismik yaitu koefisien modifikasi respons ( $R$ ), faktor pembesaran simpangan lateral ( $C_d$ ) dan nilai simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) secara langsung mempengaruhi besarnya nilai koefisien stabilitas. Semakin besar nilai faktor  $R$  dan  $C_d$  yang digunakan, maka nilai gaya geser seismik ( $V_x$ ) yang bekerja pada setiap lantai akan semakin kecil. Semakin besar nilai simpangan antar tingkat desain dan faktor  $C_d$  yang digunakan sehingga nilai koefisien stabilitas pada setiap lantai yang dihasilkan juga lebih besar.

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan pada penelitian ini, diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Gaya seismik lateral pada struktur gedung perkantoran SRPMB relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan rata-rata sebesar 72,77% apabila dibandingkan gaya seismik lateral pada struktur gedung perkantoran SRPMM.
2. Gaya geser dasar statik pada gedung perkantoran SRPMB relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan sebesar 66,67% untuk arah X dan Y apabila dibandingkan gaya geser dasar statik gedung perkantoran SRPMM. Gaya geser dasar dinamik pada gedung perkantoran SRPMB juga relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan sebesar 78% untuk arah X dan sebesar 78,85% untuk arah Y apabila dibandingkan gaya geser dasar dinamik gedung perkantoran SRPMM.
3. Nilai *lateral displacement* lantai pada struktur gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan rata-rata sebesar 25,23% untuk arah X dan lebih besar 26,84% untuk arah Y apabila dibandingkan *lateral isplacement* lantai gedung perkantoran SRPMB.
4. Nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dengan nilai perbandingan rata-rata sebesar 25,17% untuk arah X dan sebesar 27,33% untuk arah Y apabila dibandingkan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMB.
5. Nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dengan nilai perbandingan rata-rata sebesar 15,88% untuk arah X dan sebesar 17,59% untuk arah Y apabila dibandingkan nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMB.

## 6.2 Saran

Adapun saran untuk penelitian-penelitian yang akan datang adalah sebagai berikut.

1. Untuk penelitian yang akan datang sebaiknya dapat menggunakan objek penelitian berupa gedung asimetris dengan jumlah lantai dan fungsi yang berbeda atau dapat menggunakan beberapa lokasi objek penelitian sebagai perbandingan.
2. Jika akan dilakukan penelitian selanjutnya dapat menambahkan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai perbandingan.
3. Jika akan dilakukan penelitian selanjutnya tentang perbandingan SRPMB dan SRPMM dapat meninjau sampai dengan kebutuhan volume dan rencana anggaran biaya RAB.

## DAFTAR PUSTAKA

- Adam, B. 2017. Analisis Simpangan dan Kebutuhan Tulangan Berdasarkan PPIUG 1983 Dibandingkan dengan SNI 1727:2013. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Almufid, A., dan Santoso, E. 2021. Struktur SRPMK Dan SRPMM Pada Bangunan Tinggi (*Structure of SRMK and SRMM on High Building*). *Jurnal Teknik*. Vol 10 No.1. Tangerang.
- Asroni, A. dan Handayani, N.K. 2020. *Desain Portal Beton Bertulang Dengan Sistem Pemikul Momen Biasa*. Muhammadiyah University Press. Surakarta.
- Asroni, A., Muntafi, Y. dan Setiawan, B. 2020. *Desain Portal Beton Bertulang Dengan Sistem Pemikul Momen Menengah*. Muhammadiyah University Press. Surakarta.
- Azzuri, A., dkk. 2017. Perbandingan Tiga Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) Di Kawasan dengan Kategori Desain Seismik (KDS) B. *Abstract of Undergraduate Research, Faculty of Civil and Planning Engineering, Bung Hatta University*. Vol.2 No.3. Padang.
- Batara, I., dkk. 2019. Perbandingan Perencanaan Gedung Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Dan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah Studi Kasus: Gedung Grand UMI Tower. *Jurnal Ilmiah Mahasiswa Teknik Sipil*, Vol.1 No.4:439-449. Makassar
- Faizah, R. 2015. Studi Perbandingan Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen dan Dinamik *Time History* pada Gedung Bertingkat di Yogyakarta. *Semesta Teknika*. Vol.18 No.2:190-199. Yogyakarta.
- Hidayat, M. Z. R. 2022. Komparasi Kebutuhan Tulangan Dan Beton Pada Sistem Pelat Lantai Konvensional Dan *Flat-Slab* Pada Gedung Jogja Apartel. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Kusnandar, V.B. 2022. Jumlah Penduduk Indonesia Menurut Provinsi 2022. (Online). (<https://databoks.katadata.co.id/datapublish/>. diakses 04 Februari 2023).
- Lesmana, Y. 2019. *Desain Struktur Beton Bertulang*. Nas Media Pustaka. Makassar.

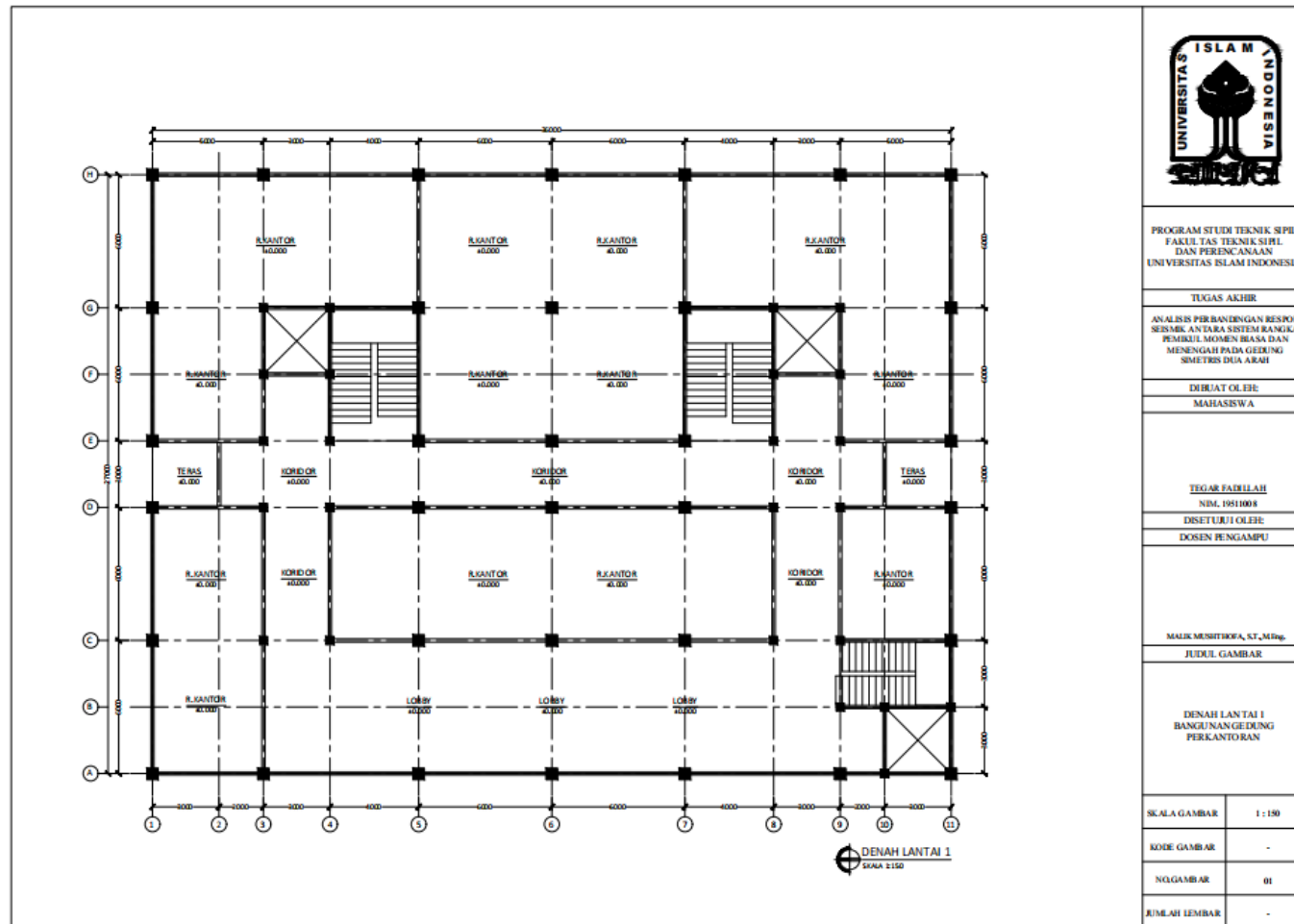
- Ministry Of Energy and Mineral Resources Republic Of Indonesia*. 2011. (Online). Kawasan Potensi Gempa Di Wilayah Indonesia (<https://www.esdm.go.id/en/media-center/news-archives/>. Diakses 23 Januari 2023)
- Ngudiyono, N. 2023. Perbandingan Respon Seismik Struktur Gedung Sistem Konvensional Dengan Sistem Isolasi Dasar (Studi Kasus: Gedung Tempat Evakuasi Sementara, Bangsal, Kabupaten Lombok Utara). *Spektrum Sipil*. Vol.10 No.1:49-60. Mataram.
- Ohorella, F. Z. I., Mushtofa, M., dan Saputra, E. 2023. Perbandingan respon seismik struktur atas gedung simetris dua arah berdasarkan SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019 (Studi kasus: Gedung Kuliah Bersama Politeknik Cilacap). In *Proceeding Civil Engineering Research Forum*. Vol.2 No.2. Yogyakarta.
- Pattileamonia, R. A. V. 2016. Landasan Konseptual Perencanaan dan Perancangan Pusat Kebudayaan Maluku di Yogyakarta. *Doctoral dissertation*, Universitas Atma Jaya Yogyakarta.
- Purbiantoro, F.H. 2020. Perbandingan Kebutuhan Tulangan Gedung FIAI UII Berdasarkan SNI 1726: 2012 dengan Peta Gempa 2010 dan 2017. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Pradhani, L. D., & Rizky, M. 2022. Perbandingan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Ganda Pada Struktur Gedung Apartemen 15 Lantai. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Sultan Agung. Semarang.
- Prawirodikromo, W. 2012. *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Pustaka Pelajar. Yogyakarta.
- Putratama, R.2019. Aktivitas Gempa Di Pulau Kalimantan Paling Rendah. (Online). Potensi Gempa Bumi Di Pulau Kalimantan. (<https://www.bmkg.go.id/berita/>. Diakses 04 Februari 2023)
- Rahmawati, R. 2022. Komparasi Respon Struktur Gedung Di Provinsi Bengkulu Akibat Perubahan Peraturan Gempa. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Rifandi, I. 2020. Analisis Beban Gempa dengan Metode Statik Ekuivalen Berdasarkan SNI 1726-2019 pada Gedung IPAL. *Jurnal Konstruksi*. Vol.18 No.2:72-82. Garut.

- Santosa, B., & Tama, S. M. F. (2022). Perbandingan Displacement, Gaya Dalam, Serta Tulangan Lentur dan Geser Kolom Antara SRPMB dan SRPMK. *Rancang Bangun Teknik Sipil*. Vol.8 No.3:1-5. Yogyakarta.
- Simatupang, A. D. U. A. 2019. Analisis dan Desain Elemen Struktur Beton Bertulang pada Gedung yang Memiliki Kolom Miring dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). *JRSDD, Edisi Juni 2019*, Vol.7 No.2:255 – 268. Lampung.
- Standar Nasional Indonesia. 2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. SNI 1726. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. SNI 2847. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2020. *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain*. SNI 1727. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Tavio, dan Wijaya, U. 2018. *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*. Andi Offset. Yogyakarta.

# LAMPIRAN



## Lampiran 1 Denah Lantai 1 bangunan gedung



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN RESPON  
SEISMIS ANTARA SISTEM RANGKA  
PEMBUKL MOMEN BIASA DAN  
MENENGAH PADA GEDEUNG  
SIMETRIS DUA AKSI

DIBUAT OLEH:

MAHASISWA

TEGAR FADILLAH

NIM. 1911008

DISETUI OLEH:

DOSEN PENGAMPU

MALIK MUSHITODHA, ST, MTsp

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 1  
BANGUNAN GEDUNG  
PERKANTORAN

SKALA GAMBAR

1 : 150

KODE GAMBAR

-

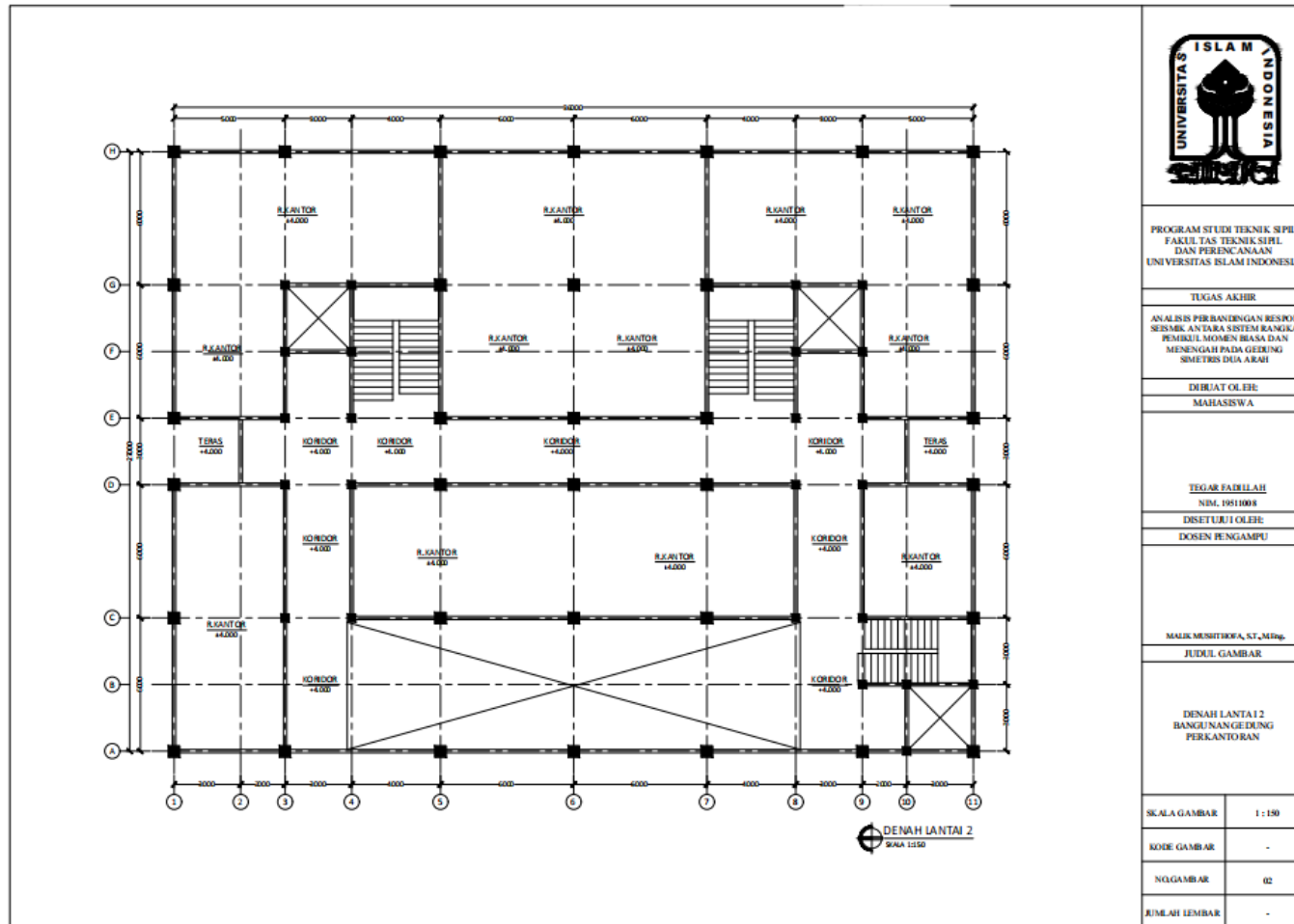
NOLGAMBAR

01

JUMLAH LEMBAR

-

## Lampiran 2 Denah Lantai 2 bangunan gedung



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN RESPON  
SESAMEK ANTARA SISTEM RANGKA  
PEMBUKL MOMEN BEBAS DAN  
MENSENGKAI PADA GEDEUNG  
SIMPETRIS DUA ARAH

DIBUAT OLEH:

MAHASISWA

TEGAR FADILLAH

NIM. 1911008

DISETUI OLEH:

DOSEN PENGAMPU

MALIK MUSHIROFA, ST., MEng.

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 2  
BANGUNAN GEDUNG  
PERKANTORAN

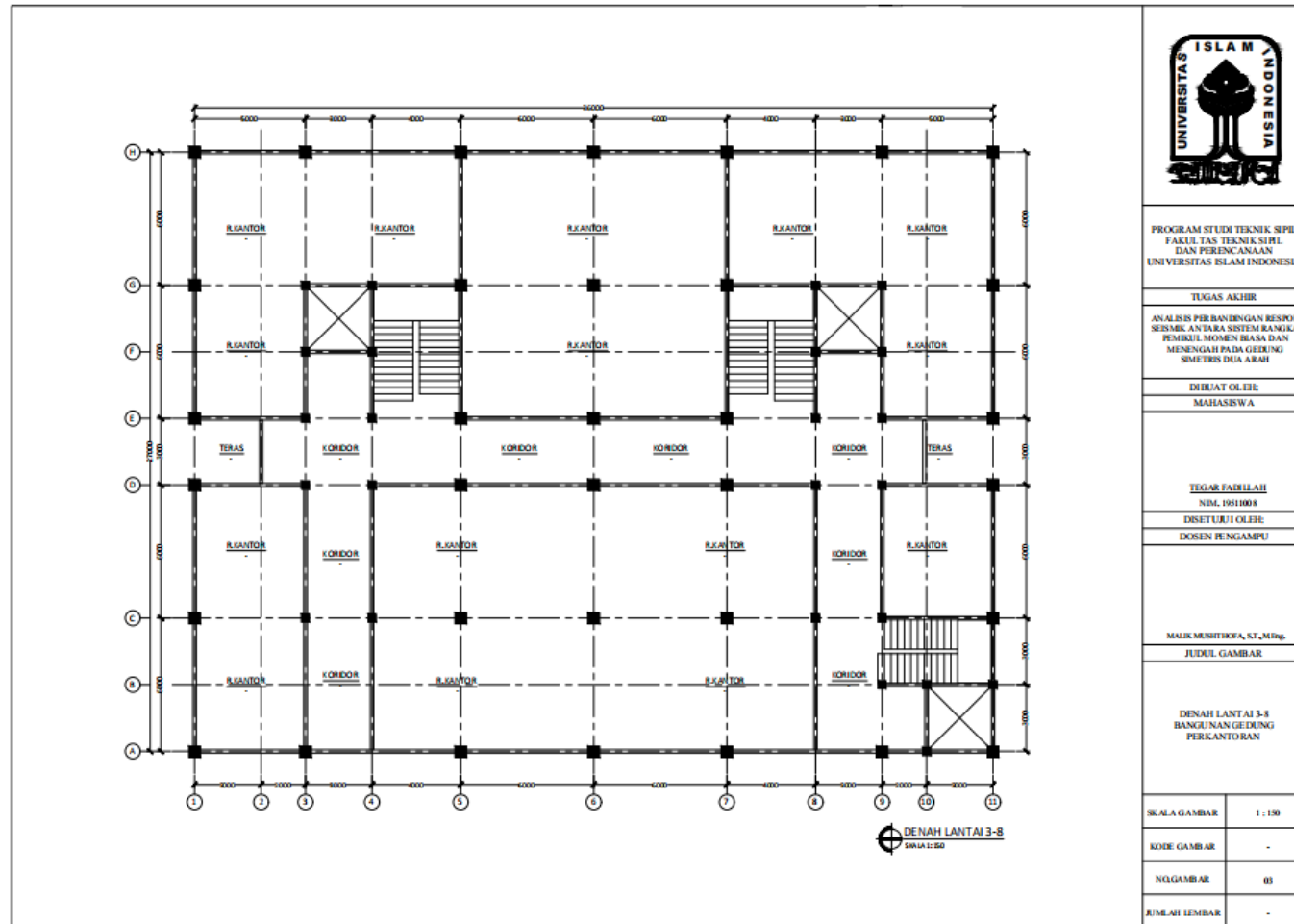
SKALA GAMBAR 1 : 150

KODE GAMBAR -

NCGAMBAR 02

JUMLAH LEMBAR -

### Lampiran 3 Denah Lantai 3-8 bangunan gedung



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN RESPON  
SEISMIK ANTARA SISTEM RANGKA  
PEMBUKU MOMEN BIASA DAN  
MENSENGAH PADA GEJERANG  
SIMPETRIK DUA ARAH

DIBUAT OLEH:

MAHASISWA

TEGAR FADELIAH

NIM. 19511004

DISETUJUI OLEH:

DOSEN PENGAMPU

MALEK MUSHIROFA, ST, M.Eng.

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 3-8  
BANGUNAN GEDUNG  
PERKANTORAN

SKALA GAMBAR	1 : 50
KODE GAMBAR	-
NO. GAMBAR	03
JUMLAH LEMBAR	-