

TUGAS AKHIR

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

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



**Aldi Ramandia Putra
19511021**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2024**

TUGAS AKHIR

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

Disusun oleh


Aldi Ramandia Putra
19511021

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

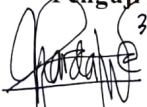
Diuji pada tanggal 26 Agustus 2024

Oleh Dewan Penguji:

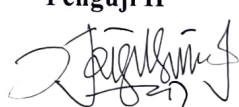
Pembimbing I


2/24
9
Malik Mushthofa, S.T., M.Eng.
NIP: 185111302

Penguji I


3.0.24
Astria Hardawati, S.T., M.Eng
NIP: 165111301

Penguji II


3/9 2024
Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T
NIP: 185111304




Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


4/9/2024
Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng). IPM.
NIP: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di 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.

Yogyakarta, Agustus 2024
Yang me



Aldi Ramandia Putra
(19511021)

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 Menengah Dan Khusus 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 kritik hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini dengan hasil yang baik dan maksimal. Untuk itu, dalam penulisan Tugas Akhir ini saya ingin menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.Eng. selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
2. Bapak Malik Mushthofa, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak bimbingan, nasihat, saran dan motivasi yang membangun selama penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Akademik yang telah banyak memberikan saran dan bantuan selama masa perkuliahan sehingga mempermudah proses akademik saya secara maksimal.
4. Ayahanda Ir. Ciptadi dan Ibunda Dra. Supriyatin. selaku orang tua saya tercinta yang selalu menjadi sosok luar biasa yang senantiasa memberikan semangat, dukungan dan doa untuk keberhasilan anak-anaknya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik.

5. Novia Tinci dan Alda Ramandia. Selaku Kakak saya dan saudara kembar saya yang senantiasa memberi semangat, doa, dan tidak mengganggu ketika saya mengerjakan tugas akhir ini.
6. Sahabat-sahabat seperjuangan Artha Putra *Brotherhood* yang banyak membantu dan saling mendoakan selama penyusunan Tugas Akhir ini.

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

Yogyakarta, Agustus 2024

Penulis,



Aldi Ramandia Putra
(19511021)

DAFTAR ISI

	Hal
TUGAS AKHIR.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL.....	x
DAFTAR GAMBAR	xvi
DAFTAR LAMPIRAN.....	xxi
DAFTAR NOTASI.....	xxii
ABSTRAK.....	xxvii
<i>ABSTRACT</i>	xxviii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian.....	3
1.4 Manfaat Penelitian.....	3
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	6
2.1 Penelitian Terdahulu.....	6
2.2 Perbedaan Penelitian	7
BAB III LANDASAN TEORI.....	9
3.1 Standar Perencanaan Struktur	9
3.1.1 Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	10
3.1.2 Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	10
3.2 Perencanaan Pembebanan	18
3.4 Tahapan Perhitungan Beban Gempa	21
3.4.1 Kategori Resiko Bangunan	21
3.4.2 Faktor Keutamaan Gempa.....	23

3.4.3	Klasifikasi Situs	24
3.4.4	Parameter Percepatan Batuan Dasar	25
3.4.5	Koefisien Situs dan Respon Spektral	26
3.4.6	Kategori Desain Seismik.....	29
3.4.7	Sistem Struktur Pemikul Gaya Seismik	32
3.4.8	Gaya Lateral Ekuivalen.....	34
3.4.9	Distribusi Vertikal dan Horizontal Gaya Seismik.....	35
3.4.10	Nilai Periode Fundamental.....	36
3.4.11	Kombinasi Pembebanan.....	39
3.4.12	Klasifikasi Struktur Beraturan dan Tidak Beraturan.....	43
3.4.13	Berat Seismik Efektif	48
3.4.14	Faktor Redunansi	50
3.4.15	Analisis Respons Spektrum Ragam	52
3.5	Torsi pada Struktur Bangunan.....	53
3.5.1	Torsi Bawaan	53
3.5.2	Torsi Tak Terduga	53
3.5.3	Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga.....	54
3.6	Simpangan Antar Tingkat	55
3.7	Pengaruh P- delta (P- Δ).....	57
3.8	Desain Kolom.....	58
3.8.1	Desain awal kolom (<i>Preliminary Design</i>)	59
3.8.2	Desain tulangan lentur kolom.....	60
3.8.3	Desain tulangan geser kolom.....	62
3.9	Desain Balok	63
3.9.1	Desain awal balok (<i>Preliminary Design</i>).....	64
3.9.2	Kebutuhan tulangan longitudinal	65
3.10	Desain Pelat	71
3.10.1	Pelat satu arah (<i>one way slab</i>).....	71
3.10.2	Pelat dua arah (<i>two way slab</i>).....	74
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		75
4.1	Metode Penelitian.....	75
4.2	Pengumpulan Data	75

4.2.1	Metode observasi	75
4.2.2	Studi literatur	76
4.3	Data Penelitian	76
4.4	Tahapan Penelitian	77
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		81
5.1	Data Perencanaan Bangunan	81
5.2	Pembebanan Struktur Gedung	82
5.2.1	Beban mati (<i>dead load</i>)	82
5.2.2	Beban hidup (<i>Live load</i>)	83
5.2.3	Beban gempa (Seismik load)	84
5.3	Desain Struktur Gedung Perkantoran	89
5.3.1	<i>Preliminary design</i>	89
5.3.2	Permodelan Struktur	97
5.3.3	Analisis Struktur Tahap Awal	98
5.4	Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah	99
5.4.1	Perhitungan Beban Gempa Lanjutan	99
5.5.2	Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	105
5.5.3	Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	112
5.4.4	Kombinasi Pembebanan	130
5.4.5	Desain Kolom	132
5.4.6	Desain Balok	171
5.4.7	Desain Plat	219
5.5.8	Analisis Struktur Tahap Akhir SRPMM	230
5.5.9	Perhitungan Respon Seismik	230
5.4.10	Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	234
5.4.11	Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	239
5.5	Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	241
5.5.1	Perhitungan Beban Gempa Lanjutan	241
5.5.2	Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	246
5.5.3	Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	253
5.5.4	Kombinasi Pembebanan	272
5.5.5	Desain Kolom	274

5.5.6 Desain Balok.....	314
5.5.7 Desain Plat	362
5.5.8 Desain <i>Joint</i> Balok dan Kolom.....	373
5.5.9 Analisis SCWB	380
5.5.10 Analisis Sruktur Tahap Akhir SRPMK	382
5.5.11 Perhitungan Respon Seismik	383
5.4.12 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan	387
5.4.13 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan	391
5.6 Perbandingan Desain Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK	393
5.6.1 Berat Total Bangunan	393
5.6.2 Distribusi Gaya Seismik Lateral	397
5.6.3 Nilai gaya geser dasar	397
5.6.4 Nilai <i>lateral displacement</i> setiap lantai	398
5.6.5 Nilai simpangan antar tingkat	400
5.6.6 Koefisien stabilitas.....	402
BAB VI PENUTUP	406
4.1 Kesimpulan.....	406
4.2 Saran.....	407
DAFTAR PUSTAKA	408
LAMPIRAN.....	410

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang	8
Tabel 3. 1 Persyaratan Tulangan Transversal	16
Tabel 3. 2 Beban Material.....	18
Tabel 3. 3 Berat Sendiri Komponen Gedung	19
Tabel 3. 4 Beban Hidup pada Lantai Gedung	20
Tabel 3. 5 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Terpusat Minimum	21
Tabel 3. 6 Kategori Bangunan berdasarkan Beban Gempa	22
Tabel 3. 7 Faktor Keutamaan Gempa (I_e) berdasarkan Kategori Risiko.....	23
Tabel 3. 8 Klasifikasi Situs	24
Tabel 3. 9 Koefisien Situs F_a	26
Tabel 3. 10 Koefisien Situs F_v	27
Tabel 3. 11 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode Pendek.....	30
Tabel 3. 12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik.....	30
Tabel 3. 13 Faktor R , Ω_0 dan C_d Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	33
Tabel 3. 14 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	37
Tabel 3. 15 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	37
Tabel 3. 16 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur	43
Tabel 3. 17 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur	46
Tabel 3. 18 Prosedur Analisis yang Diizinkan.....	49
Tabel 3. 19 Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	51
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Dimensi Kolom	92
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok	94
Tabel 5. 3 Rekapitulasi Dimensi Pelat	96
Tabel 5. 4 Rekapitulasi Awal Berat Sendiri per Lantai Gedung SRPMM	101
Tabel 5. 5 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMM.....	102

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Perhitungan δx	106
Tabel 5. 7 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	108
Tabel 5. 8 Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal	109
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta a^{a, b}$	111
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kekakuan Lantai (K) Arah X dan Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	115
Tabel 5. 11 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	116
Tabel 5. 12 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	117
Tabel 5. 13 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM.....	118
Tabel 5. 14 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM.....	119
Tabel 5. 15 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM.....	120
Tabel 5. 16 Perhitungan Rasio Nilai Kekuatan Tingkat Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM.....	122
Tabel 5. 17 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM.....	123
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 SRPMM	127
Tabel 5. 20 Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Tahap Awal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	128

Tabel 5. 20 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	129
Tabel 5. 21 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMM	132
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM ...	133
Tabel 5. 23 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMM	145
Tabel 5. 24 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM	154
Tabel 5. 25 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM.....	157
Tabel 5. 26 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM.....	160
Tabel 5. 27 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM	168
Tabel 5. 28 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMM.....	172
Tabel 5. 29 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM	210
Tabel 5. 30 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Gedung Perkantoran SRPMM.....	213
Tabel 5. 31 Rekapitulasi Rasio Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMM	216
Tabel 5. 32 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran SRPMM.....	229
Tabel 5. 33 Rekapitulasi Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMM.....	232
Tabel 5. 34 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung Perkantoran SRPMM.....	233
Tabel 5. 35 Rekapitulasi Perhitungan δ_x Gedung Perkantoran SRPMM.....	235
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$ Gedung Perkantoran SRPMM.....	235

Tabel 5. 37 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	237
Tabel 5. 38 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	238
Tabel 5. 39 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	240
Tabel 5. 40 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	240
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Awal Berat Sendiri per Lantai Gedung SRPMK	242
Tabel 5. 42 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMK.....	243
Tabel 5. 43 Rekapitulasi Perhitungan δx	247
Tabel 5. 44 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	250
Tabel 5. 45 Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal	251
Tabel 5. 45 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta a^{a,b}$	252
Tabel 5. 47 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kekakuan Lantai (K) Arah X dan Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	257
Tabel 5. 48 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	258
Tabel 5. 49 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	259
Tabel 5. 50 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	260
Tabel 5. 51 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	261
Tabel 5. 52 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	262

Tabel 5. 53 Perhitungan Rasio Nilai Kekuatan Tingkat Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	264
Tabel 5. 54 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	265
Tabel 5. 55 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	269
Tabel 5. 56 Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Tahap Awal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	270
Tabel 5. 57 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	271
Tabel 5. 58 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMK	274
Tabel 5. 59 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMK	275
Tabel 5. 60 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMK	287
Tabel 5. 61 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMK	295
Tabel 5. 62 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK	298
Tabel 5. 63 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK	301
Tabel 5. 64 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMK	311
Tabel 5. 65 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMK	315
Tabel 5. 66 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMK	353
Tabel 5. 67 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Gedung Perkantoran SRPMK	356
Tabel 5. 68 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMK	359

Tabel 5. 69 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran SRPMK	372
Tabel 5. 70 Rekapitulasi Kalkulasi BCJ pada SRPMK	380
Tabel 5. 71 Pemeriksaan SCWB K1	381
Tabel 5. 72 Pemeriksaan SCWB K2	381
Tabel 5. 73 Pemeriksaan SCWB K3	381
Tabel 5. 74 Pemeriksaan SCWB K4	382
Tabel 5. 75 Pemeriksaan SCWB K5	382
Tabel 5. 76 Rekapitulasi Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMK	384
Tabel 5. 77 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung Perkantoran SRPMK	385
Tabel 5. 78 Rekapitulasi Perhitungan δ_x Gedung Perkantoran SRPMK.....	387
Tabel 5. 79 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a,b}$ Gedung Perkantoran SRPMK	388
Tabel 5. 80 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	389
Tabel 5. 81 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	390
Tabel 5. 82 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK.....	391
Tabel 5. 83 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK.....	392
Tabel 5. 84 Perbandingan Dimensi Struktur Kolom SRPMM & SRPMK	394
Tabel 5. 85 Perbandingan Dimensi Struktur Balok SRPMM & SRPMK	395

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Peta Respon Spektral Percepatan Periode 0,2 Detik (S_s)	25
Gambar 3. 2 Peta Respon Spektral Percepatan Periode 1 Detik (S_s)	26
Gambar 3. 3 Grafik Hubungan Percepatan Respon Spektrum vs Periode.....	29
Gambar 3. 4 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a,1b dan 2.....	44
Gambar 3. 5 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3	44
Gambar 3. 6 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4	45
Gambar 3. 7 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5	45
Gambar 3. 8 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a, 1b dan 2.....	47
Gambar 3. 9 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 dan 4	47
Gambar 3. 10 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b.....	48
Gambar 3. 11 Faktor Pembesaran Torsi (A_x)	55
Gambar 3. 12 Penentuan Simpangan AntarTingkat.....	55
Gambar 3. 13 Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$	57
Gambar 3. 14 Diagram Interaksi M_n - P_n Kolom	60
Gambar 4. 1 Denah Bangunan	76
Gambar 4. 2 Lokasi Peneltian	77
Gambar 4. 3 <i>Flowchart</i> Penelitian	79
Gambar 5. 1 Denah Gedung Perkantoran	81
Gambar 5. 2 Nilai Peta Sebaran Nilai Vs30 Kota Pekanbaru	85
Gambar 5. 3 Nilai Vs30 pada Lokasi Penelitian	85
Gambar 5. 4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Nilai S_s dan nilai S_t	86
Gambar 5. 5 Grafik Respon Spektrum Perencanaan Gedung Perkantoran.....	88
Gambar 5. 6 Gambar Pelat Tinjauan 1 (PL1)	95
Gambar 5. 7 Denah Lantai Dasar Gedung Perkantoran.....	97
Gambar 5. 8 Model Struktur Gedung Perkantoran dengan SAP2000	98
Gambar 5. 9 Analisis Permodelan Struktur Tahap Awal.....	99
Gambar 5. 10 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMM	103

Gambar 5. 12 Modal Participating Mass Ratio Output SAP 2000	104
Gambar 5. 36 Nilai Defleksi Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal.....	105
Gambar 5. 37 Nilai Defleksi Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal.....	105
Gambar 5. 38 Nilai Px Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	107
Gambar 5. 39 Nilai Vx Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	107
Gambar 5. 40 Nilai Vx Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM	107
Gambar 5. 41 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y, dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal.....	110
Gambar 5. 42 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah X, Arah Y dan Simpangan Izin	111
Gambar 5. 43 Nilai Titik Berat Bangunan Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM.....	112
Gambar 5. 44 Gambaran Posisi Titik Berat Bangunan Berdasarkan Arah X-Y.	113
Gambar 5. 45 Nilai Joint Displacement Kolom E-4 Arah X dan Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM.....	114
Gambar 5. 22 Susunan Portal Gedung Perkantoran Arah X dan Arah Y	121
Gambar 5. 23 <i>Joint Displacement</i> Arah X Pada Titik A dan B	125
Gambar 5. 24 <i>Joint Displacement</i> Arah Y Pada Titik A dan B	126
Gambar 5. 26 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMM	146
Gambar 5. 27 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM	147
Gambar 5. 28 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM	148
Gambar 5. 29 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1,191% Pada Model SRPMM.....	150
Gambar 5. 30 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1,191% Pada Model SRPMM.....	152

Gambar 5. 31 Analisis Tahap Akhir Struktur SRPMM.....	230
Gambar 5. 32 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMM	233
Gambar 5. 33 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMM.....	236
Gambar 5. 34 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMM	239
Gambar 5. 34 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMK.....	244
Gambar 5. 35 Modal Participating Mass Ratio Output SAP 2000	246
Gambar 5. 36 Nilai Defleksi Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal	247
Gambar 5. 37 Nilai Defleksi Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal	247
Gambar 5. 38 Nilai Px Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK.....	248
Gambar 5. 39 Nilai Vx Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK.....	249
Gambar 5. 40 Nilai Vx Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK.....	249
Gambar 5. 41 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y, dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal	252
Gambar 5. 42 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin	253
Gambar 5. 43 Nilai Titik Berat Bangunan Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK.....	254
Gambar 5. 44 Gambaran Posisi Titik Berat Bangunan Berdasarkan Arah X-Y .	254
Gambar 5. 45 Nilai Joint Displacement Kolom E-4 Arah X dan Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK	256
Gambar 5. 46 Susunan Portal Gedung Perkantoran Arah X dan Arah Y	263
Gambar 5. 47 <i>Joint Displacement</i> Arah X Pada Titik A dan B	267
Gambar 5. 25 <i>Joint Displacement</i> Arah Y Pada Titik A dan B	268

Gambar 5. 49 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMK.....	288
Gambar 5. 50 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMK.....	289
Gambar 5. 51 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMK.....	289
Gambar 5. 52 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1,508% Pada Model SRPMK	291
Gambar 5. 53 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1,508 % Pada Model SRPMK	293
Gambar 5. 54 Analisis Tahap Akhir Struktur SRPMK.....	383
Gambar 5. 55 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMK.....	386
Gambar 5. 56 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMK.....	388
Gambar 5. 57 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMK.....	391
Gambar 5. 58 Diagram Perbandingan Berat Efektif Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK	393
Gambar 5. 59 Diagram Perbandingan Nilai Distribusi Gaya Seismik Lateral Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK.....	397
Gambar 5. 60 Diagram Perbandingan Nilai Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear Reaction</i>) Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK	398
Gambar 5. 61 Diagram Perbandingan Nilai <i>Lateral Displacement</i> Lantai Arah X Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK.....	399
Gambar 5. 62 Diagram Perbandingan Nilai <i>Lateral Displacement</i> Lantai Arah Y Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK.....	399
Gambar 5. 63 Diagram Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK.....	401
Gambar 5. 64 Diagram Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK.....	401

Gambar 5. 65 Diagram Perbandingan Nilai Koefisien Stabilitas Arah X Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK.....	402
Gambar 5. 66 Diagram Perbandingan Nilai Koefisien Stabilitas Arah Y Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK.....	403

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Denah Lantai 1 Bangunan Gedung

Lampiran 2 Denah Lantai 2 Bangunan Gedung

Lampiran 3 Denah Lantai 3-8 Bangunan Gedung

Lampiran 4 Denah Potongan X

Lampiran 5 Denah Potongan Y

DAFTAR NOTASI

A_g	: Luas bruto penampang kolom, mm ²
A_n	: Luas bersih (<i>netto</i>) beton pada suatu penampang kolom, mm ²
A_s	: Luas tulangan tarik pada struktur, mm ²
$A_{s,min}$: Luas tulangan minimum sesuai persyaratan, mm ²
$A_{s,u}$: Luas tulangan tarik yang diperlukan pada struktur, mm ²
A'_s	: Luas tulangan tekan, mm ²
A_t	: Luas penampang tulangan torsi transversal, mm ²
A_v	: Luas penampang begel terpasang per meter panjang struktur, mm ²
$A_{v,u}$: Luas penampang begel yang diperlukan per meter panjang struktur, mm ²
A_{vt}	: Luas penampang begel dan torsi per meter panjang struktur, mm ²
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_p	: 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 seismic.
E_c	: Modulus elastisitas beton, MPa.
E_h	: Pengaruh beban seismic horizontal
E_s	: Modulus elastisitas baja tulangan.
E_v	: Pengaruh beban seismic 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 periode pendek.
S_1	: Parameter percepatan respons gempa maksimum 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.
β_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.
ρ	: Faktor redudansi.
Θ	: Koefisien stabilitas.
δ_x	: Simpangan pusat massa di tingkat-x (δ_x) (mm).
δ_{xe}	: Nilai defleksi di tingkat-x yang ditentukan dengan analisis elastik.
Δ	: Simpangan antar tingkat desain.
ϕ	: Faktor reduksi kekuatan struktur.
\emptyset	: Lambang diameter batang tulangan polos, mm.
Ω_0^b	: Faktor kuat lebih sistem.

ABSTRAK

Indonesia merupakan wilayah yang memiliki potensi kegempaan yang tinggi dikarenakan terletak pada jalur pertemuan lempeng tektonik, yaitu Lempeng Pasifik, Lempeng Eurasia dan Lempeng Indo-Australia. Pembangunan gedung bertingkat di wilayah Indonesia sangat memperhatikan aspek stabilitas dan kemampuan struktur dalam menahan gaya lateral untuk menunjang kemampuannya sebagai bangunan tahan gempa. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan gaya geser dasar seismic, simpangan antar Tingkat dan P-Delta antara Struktur SRPMM dan SRPMK. Perancangan elemen struktur mengacu pada SNI 1726-2019; SNI 2847-2019 dan SNI 1727-2020 yang selanjutnya dilakukan simulasi analisis struktur dengan perangkat lunak SAP2000. Desain bangunan perkantoran merupakan desain imajiner yang bersifat simetris dua arah yang mana terletak pada Provinsi Riau, yang mana tergolong dalam awasan dengan kategori desain seismic C.

Hasil penelitian mengatakan bahwa bahwa perbandingan gaya geser dasar seismic lateral antara struktur gedung perkantoran SRPMM lebih besar dibanding SRPMK dengan persentase nilai perbandingan rata-rata gaya seismic lateral sebesar 44,97%. Gaya geser dasar statik SRPMM lebih besar dibanding SRPMK sebesar 41,84% pada arah X dan 40,32% pada Y. Gaya geser dasar dinamik SRPMM lebih besar dibanding SRPMK sebesar 40,43% pada arah X dan 39,33% pada arah Y. Perbandingan simpangan antar tingkat pada SRPMM lebih besar dibanding SRPMK sebesar 19,01% pada arah X dan 21,13% pada arah Y. besarnya lateral displacement lantai pada struktur gedung perkantoran SRPMM lebih besar dibanding SRPMK sebesar 16,32% pada arah X dan 18,07% pada arah Y. Perbandingan efek P-delta dapat diketahui dengan melakukan evaluasi perbandingan pada koefisien stabilitas struktur. Nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMK lebih besar dibanding SRPMM sebesar 11,18% pada arah X dan 6,61% pada arah Y.

Kata kunci: SRPMM, SRPMK, P-Delta, Gaya geser dasar, Koefisien stabilitas.

ABSTRACT

Indonesia is a region with a high potential for seismic activity due to its location at the convergence of tectonic plates, specifically the Pacific Plate, Eurasian Plate, and Indo-Australian Plate. The construction of multi-story buildings in Indonesia places significant emphasis on the stability and structural capacity to withstand lateral forces, ensuring their resilience against earthquakes. This study aims to compare the seismic base shear forces, inter-story drift, and P-Delta effects between SRPMM (Special Moment Resisting Frame) and SRPMK (Intermediate Moment Resisting Frame) structures. The structural design adheres to SNI 1726-2019, SNI 2847-2019, and SNI 1727-2020, with structural analysis simulations performed using SAP2000 software. The building design is an imaginary office building with a two-way symmetric configuration, located in Riau Province, which falls under seismic design category C.

The results indicate that the lateral seismic base shear forces for the SRPMM office building structure are higher than those for the SRPMK structure, with an average percentage difference of 44.97%. The static base shear for SRPMM is 41.84% higher than SRPMK in the X direction and 40.32% higher in the Y direction. The dynamic base shear for SRPMM is 40.43% higher than SRPMK in the X direction and 39.33% higher in the Y direction. The comparison of inter-story drift reveals that SRPMM exhibits a 19.01% greater drift in the X direction and 21.13% in the Y direction compared to SRPMK. The lateral displacement of the floors in the SRPMM structure is also larger, with a difference of 16.32% in the X direction and 18.07% in the Y direction. The P-Delta effects were evaluated by comparing the structural stability coefficients, with SRPMK showing a higher stability coefficient by 11.18% in the X direction and 6.61% in the Y direction compared to SRPMM.

Keywords: *SRPMM, SRPMK, P-Delta, Base Shear Force, Stability Coefficient.*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pada dasarnya Indonesia merupakan salah satu daerah memiliki potensi yang tinggi terkena peristiwa gempa bumi. Hal ini disebabkan karena Indonesia berada di perbatasan jalur lempeng-lempeng tektonik. Ada tiga lempeng utama yang berada di area Indonesia yaitu lempeng Pasifik yang pergerakannya relatif ke arah barat, lempeng tektonik Eurasia bergerak ke utara, dan yang terakhir lempeng Indo-Australia yang bergerak masuk ke Lempeng Eurasia (Prismastanto & Sudjono Humardhani, 2019).

Indonesia saat ini sedang giat-giatnya melakukan pembangunan gedung yang strukturnya bertingkat ke atas. Semakin berkurangnya lahan dan kebutuhan ruang yang semakin bertambah menjadi faktor penyebabnya. Maka dari itu pembangunan gedung harus dibangun menjulang ke atas supaya dapat menghemat lahan yang ada. Dikarenakan Indonesia terletak di area perbatasan lempeng-lempeng tektonik maka pembangunan gedung bertingkat akan memiliki potensi risiko yang tinggi. Pada perhitungan struktur gedung bertingkat tinggi memiliki perbedaan perhitungan dengan bangunan gedung yang bertingkat rendah. Aspek perlu diperhatikan dalam mendesain bangunan bertingkat tinggi yaitu stabilitas dan kemampuannya menahan gaya lateral. Oleh sebab itu bangunan bertingkat di Indonesia harus didesain untuk tahan gempa.

Pada saat merencanakan bangunan bertingkat yang tahan gempa elemen struktur harus dapat menahan beban gempa yang bekerja pada bangunan dengan baik sehingga dapat memastikan bangunan gedung tersebut mampu menahan gempa berkekuatan rendah hingga sedang tanpa mengalami kerusakan bahkan mampu menerima gempa berkekuatan besar tanpa mengakibatkan keruntuhan struktur. Jika mengacu kepada SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019 terdapat suatu sistem rangka yang berfungsi untuk pemikul momen dari beban aksial, lateral dan juga momen

yang dihasilkan oleh gempa. Sistem itu terbagi menjadi 3 yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Dimana pengelompokan desain seismik untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) ialah A dan B dengan level daktilitas yang rendah, Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) kategori desain seismiknya yaitu C dimana memiliki level daktilitas yang sedang/menengah, Dan yang terakhir Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan kategori seismiknya C, D, E, F dengan level daktilitas yang tinggi (Hirel et al., 2018).

Gedung simetris dua arah merupakan struktur yang dirancang dengan distribusi beban yang seimbang di kedua arah utama (X dan Y) untuk memastikan kestabilan dan merata dalam menghadapi beban lateral, seperti gempa bumi. Desain ini bertujuan untuk mengurangi efek torsi dan ketidakseimbangan yang dapat mempengaruhi stabilitas bangunan. Dalam penelitian yang dilakukan oleh Kumar et al (2021), gedung dengan simetri dua arah menunjukkan performa seismik yang lebih baik karena distribusi beban yang lebih seragam dan respons dinamis yang terkendali, sehingga lebih efektif dalam mengurangi risiko keruntuhan akibat gaya lateral yang tidak merata. Elemen struktural seperti kolom, balok, dan dinding geser diatur secara strategis untuk memaksimalkan efisiensi material dan keamanan struktur secara keseluruhan

Penggunaan desain bangunan tahan gempa semakin umum diterapkan di Indonesia terutama di daerah yang memiliki potensi gempa yang tinggi seperti di pulau jawa yang menggunakan sistem rangka pemikul momen, Oleh karena itu dibutuhkan penelitian tentang bangunan srtuktur yang menggunakan sistem rangka pemikul momen guna menambah wawasan bagi praktisi dan masyarakat umum atau pembaca. Peneliti mengambil judul “ANALISIS PERBANDINGAN RESPON SEISMIK ANTARA SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN MENENGAH DAN RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS PADA GEDUNG SIMETRIS DUA ARAH” dengan menggunakan studi kasus pada gedung di kota Pekanbaru dengan kategori gempa relatif sedang. Diharapkan dari penelitian tersebut dapat mengetahui desain struktur menggunakan sistem rangka pemikul

momen yang aman dan mengetahui perbandingan respon seismik antara rangka pemikul momen khusus dan menengah.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang dari penelitian, didapatkan rumusan masalah digunakan tugas akhir ini sebagai berikut.

1. Berapa besar gaya geser dasar seismik antara menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen khusus (SRPMK)?
2. Berapa besar perbandingan simpangan antar tingkat apabila direncanakan menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)?
3. Berapa besar perbandingan efek P-delta menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan penelitian pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Mengidentifikasi perbandingan gaya geser dasar seismik antara menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah dan rangka pemikul momen khusus.
2. Mengidentifikasi perbandingan simpangan antar tingkat dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah dan rangka pemikul momen khusus.
3. Mengidentifikasi perbandingan efek P-delta antara menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah dan rangka pemikul momen khusus.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian tugas akhir ini adalah:

1. Manfaat bagi para pembaca yaitu menambah wawasan di bidang Teknik Sipil tentang struktur bangunan bertingkat tahan gempa menggunakan sistem rangka pemikul momen.

2. Manfaat bagi mahasiswa ialah dapat dijadikan sebagai opsi referensi tentang penelitian yang sejenis atau sebagai ide untuk penelitian selanjutnya.
3. Bagi para praktisi dapat mengetahui gaya geser seismik, simpangan antar tingkat, dan perbandingan efek P-delta dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dan menengah. Selain itu bagi para praktisi dapat mengetahui cara mendesain bangunan bertingkat menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dan menengah.

1.5 Batasan Penelitian

Supaya penelitian tidak menyimpang maka dibuat batasan-batasan masalah seperti dibawah ini.

1. Model struktur gedung yang digunakan sebagai objek penelitian adalah gedung imajiner perkantoran 8 lantai berbentuk simetris dua arah.
2. Lokasi bangunan yang direncanakan berada di Pekanbaru, Riau dengan kategori desain seismik C.
3. Data spesifikasi Gedung Perkantoran yang digunakan sebagai penelitian. Adapun data spesifikasi yang diperoleh adalah sebagai berikut:
 - a. Jumlah lantai bangunan = 8 Lantai
 - b. Mutu material beton, F_c = 30 MPa
 - c. Mutu baja tulangan ulir, F_y = 420 MPa
 - d. Mutu baja tulangan polos, F_y = 280 MPa
4. Data gambar yang digunakan adalah gedung imajiner perkantoran.
5. Analisis struktur menggunakan perangkat lunak SAP2000 v22.
6. Analisis perbandingan berfokus pada kinerja struktur terhadap respon seismik.
7. Analisis perbandingan tidak termasuk volum dari struktur bangunan.
8. Peraturan yang digunakan yaitu:
 - a. SNI 1726-2019: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung.
 - b. SNI 2847-2019: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.

- c. SNI 1727-2020: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktural Lain.
9. Rasio tulangan kolom dan balok yang digunakan dibatasi dengan batas 1% sampai dengan 2%.
 10. Penutup atap bangunan berupa plat lantai.
 11. Penentuan karakteristik tanah pada lokasi penelitian menggunakan perangkat lunak *ArcGIS*.
 12. Elemen struktur bangunan Gedung yang direncanakan meliputi struktur atas berupa balok, kolom dan pelat lantai.
 13. Elemen struktur bangunan Gedung yang direncanakan tidak termasuk tangga dan struktur bawah pondasi.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu

Pada Penelitian ini menggunakan tinjauan pustaka yang diperoleh dari beberapa jurnal dan penelitian sebelumnya yang membahas dan meneliti tentang analisis struktur bangunan yang lebih mengarah pada perencanaan struktur menggunakan material beton bertulang. Berikut adalah penelitian sejenis yang digunakan sebagai tinjauan pustaka penelitian ini.

1. Fitrah & Melinda (2018), melakukan studi komparasi *detailing* tulangan lentur pada beton bertulang menggunakan SRPMK dan SRPMM untuk mencapai kapasitas sebuah gedung tahan gempa. Tujuan dari penelitian ini ialah membandingkan desain dan *detailing* tulangan lentur pada SRPMK dan SRPMM dengan fungsi Gedung perkantoran. Berdasarkan hasil komparasi desain struktur SPRMK dan SPRMM. Terdapat perbedaan jumlah tulangan longitudinal untuk memikul momen positif dan negatif di sepanjang bentang balok, serta jarak tulangan transversal dan jarak pemutusan tulangan.
2. Wibowo (2020), melakukan studi perbandingan desain kolom menggunakan metode SNI 03-2847-2013 dan ACI 318-14. Fokus penelitian bertujuan untuk memperoleh perbandingan jumlah tulangan antara SNI dan ACI. Hasil yang diperoleh yaitu P_u terbesar kolom *re*-desain (400x600) sebesar 7004,939 kN ($7004,939 > 5112$ kN). Dari P_u tersebut dilakukan desain kebutuhan tulangan pengekang menggunakan SNI dan ACI. Sehingga didapat jumlah tulangan pengekang pada SNI 4,5P13 – 100 dan ACI 5P13 – 100.
3. Sugijono (2021), Studi yang dilakukan ialah analisa perbandingan volume beton bertulang menggunakan metode *flat plate* terhadap *beam slab*. Nantinya *flat plate* mempengaruhi ketinggian struktur dimana ketinggiannya akan berkurang dan ukuran pelat akan lebih besar dari biasanya. Penelitian tersebut menggunakan bantuan perangkat lunak *SAP2000*.

4. Suwarni & Anondho (2021), melakukan penelitian mengenai perbandingan volume kolom beton antara *BIM* dengan metode konvensional. Objek penelitian berfokus pada proyek kecil hingga menengah berupa proyek gedung perkantoran. Aplikasi BIM yang digunakan ialah *cubicost*. Penelitian ini bertujuan untuk mengenal lebih jauh mengenai BIM dengan mengambil contoh kasus perhitungan volume kolom beton yang hasilnya dibandingkan dengan metode perhitungan konvensional. Dari hasil penelitian didapatkan volum pembesian *cubicost* lebih besar 1,42% karena perbedaan jumlah sengkang, dan volum beton konvensional lebih besar 9,29% karena tidak memperhitungkan pengurangan luasan pembesian saat pembetonan.
5. Hidayat (2022) telah melakukan penelitian terhadap struktur bangunan Gedung Jogja Apartel. Penelitian tersebut bertujuan untuk mendapatkan komparasi perbandingan volum beton dan berat baja tulangan pada sistem pelat lantai konvensional dan *flat-slab*. Selain itu yang hasil diperoleh ialah respon struktur berupa *base shear*, *lateral displacement* dan *story drift*. Pemodelan struktur gedung menggunakan *Autodesk Revit 2019*, analisis struktur menggunakan program *ETABS v.18* serta prosedur desain mengacu pada spesifikasi SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012.

2.2 Perbedaan Penelitian

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

Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Peneliti	Penelitian terdahulu					Sekarang
	Fitrah & Melinda (2018)	Wibowo (2020)	Sugiyono (2021)	Suwarni & Anondho (2021)	Hidayat (2022)	Putra (2024)
Judul	Studi Komparasi <i>Detailing</i> Desain Komponen Lentur Struktur Beton Bertulang SRPMM dan SRPMK	Studi Perbandingan Desain Kolom menggunakan Metode SNI 03-2847-2013 dan ACI 318-14.	Analisa Perbandingan Volum Beton Bertulang Pada Metode <i>Flat Plate</i> Terhadap <i>Beam Slab</i>	<i>Building Information Modeling</i> Dengan Metode Konvensional	Komparasi Kebutuhan Tulangan dan Beton Pada Sistem Pelat Lantai Konvensional dan Flat-Slab Pada Gedung Jogja Apartel	Analisis Perbandingan Respon Seismik Antara Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah dan Khusus pada Gedung Simetris Dua Arah
Objek	Gedung Perkantoran 3 Lantai	Gedung Rumah Sakit JIH Solo.	Gedung 7 Lantai	Proyek Gedung Perkantoran	Gedung Jogja Apartel	Gedung bertingkat 8 Lantai
Hasil	Hasil penelitian berupa perbandingan jumlah tulangan longitudinal untuk memikul momen positif dan negatif di sepanjang bentang balok, serta jarak tulangan transversal dan jarak pemutusan tulangan	Pada kasus Rumah sakit JIH Solo Desain kolom ACI akan memberikan perbedaan yang signifikan dibanding desain kolom SNI apabila menggunakan beton mutu tinggi (>70 MPa) dan gaya aksial $P_u > 0,3.A_g.f_c$. Pada kolom K11 (600x800) dan kolom K7 (500x700) memiliki nilai P_u yang tidak lebih dari $0,3.A_g.f_c$, sehingga tidak terjadi perbedaan desain antara SNI dan ACI.	Pengaruh ketinggian struktur dimana ketinggiannya akan berkurang dan ukuran pelat akan lebih besar dari biasanya. Penelitian tersebut menggunakan program <i>SAP2000</i> .	Prosedur kerja <i>Cubicost</i> memungkinkan <i>input</i> gambar denah untuk menghitung volume pekerjaan, sedangkan metode konvensional memerlukan pembuatan template perhitungan terlebih dahulu. Volume pembesian menggunakan <i>Cubicost</i> 1,42% lebih besar daripada metode konvensional. Volume beton dengan metode konvensional lebih besar 9,29% dibandingkan metode <i>cubicost</i>	Volum beton untuk struktur <i>flat-slab</i> memiliki 26% volum beton yang lebih banyak daripada volum beton struktur pelat konvensional, berat tulangan untuk struktur pelat konvensional memiliki 18%, berat tulangan yang lebih besar daripada berat tulangan struktur <i>flat-slab</i> . Penggunaan sistem struktur <i>flat-slab</i> pada struktur Gedung Jogja Apartel dapat memperbesar kebutuhan beton bertulang, tetapi dapat memperkecil kebutuhan tulangan.	Dari penelitian ini akan diketahui perbandingan parameter pada struktur SRPMM dan SRPMK.

(Sumber: Studi literatur, 2024)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Standar Perencanaan Struktur

Standar yang digunakan dalam proses perencanaan bangunan gedung bertingkat memiliki fungsi untuk menjadi dasar dalam perencanaan dimana hal tersebut akan menghasilkan perhitungan struktur yang cocok berdasarkan standar yang telah ditetapkan. Maka jika hal tersebut sesuai akan menghasilkan perencanaan struktur yang aman dalam segi kekuatan dalam menahan gaya dan beban yang bekerja pada bangunan tersebut. Sehingga dapat mengurangi kemungkinan untuk terjadinya kegagalan struktur ketika terkena gaya dan beban ketika terjadi bencana dan juga akan menghasilkan gedung yang berkualitas karena pada proses perencanaannya lebih efektif dan efisien.

Perhitungan dan analisis model gedung perkantoran ini menggunakan dua metode yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan berpedoman pada beberapa standar peraturan yang berlaku di Indonesia. Adapun standar peraturan yang digunakan meliputi:

- 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.

Berdasarkan SNI-1726:2019 perencanaan struktur bangunan tahan gempa bisa dilakukan dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen ialah sistem struktur rangka yang elemen-elemen struktur dan titik sambungannya menahan beban lateral menggunakan mekanisme lentur. Sistem itu terbagi jadi tiga, yaitu

- a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
- b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
- c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Perbedaan dari ketiga metode ialah pada kinerja dari struktur tersebut terhadap tingkat daktilitas, kemampuan dalam menahan deformasi inelastis. Dalam perencanaan bangunan dengan metode rangka pemikul momen hal yang perlu diperhatikan yaitu prinsip *Strong Column Weak Beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis pada kolom yang menyebabkan keruntuhan dasar/ *story mechanism*. Dalam penelitian ini hanya digunakan dua metode rangka pemikul momen yaitu SRPMM dan SRPMK.

3.1.1 Struktur 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.

3.1.2 Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) merupakan metode sistem rangka pemikul momen yang dimana bangunan bersifat daktil yaitu mampu untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berkali-kali dan bolak balik akibat gempa sambil mempertahankan kekuatan. Pada SRPMK komponen struktur beserta sambungannya menahan gaya yang bekerja melalui aksi lentur,

geser dan aksial. Sistem ini pada dasarnya memiliki daktilitas penuh dan wajib digunakan pada daerah dengan risiko gempa yang tinggi.

Metode SRPMK dijelaskan secara rinci dalam SNI 2847:2019 pada bagian Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Berkaitan dengan desain balok, dalam penentuan balok yang digunakan dalam SRPMK harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

- a. Bentang bersih l_n harus minimal $4d$.
- b. Lebar penampang b_w harus sekurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm.
- c. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.

Balok-balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Pada sebarang penampang jumlah tulangan tidak boleh kurang dari persyaratan pada 9.6.1.2 dan rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi $0,025$ baik untuk tulangan atas maupun bawah. Pada sambungan lewatan tulangan longitudinal diizinkan jika sengkang pengekang atau spiral dipasang sepanjang sambungan lewatan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung-lewatkan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/4$ dan 100 mm. sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada lokasi-lokasi:

- a. Dalam *joint*.
- b. Dalam jarak dua kali tinggi balok dari muka *joint*.
- c. Dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis Dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateal yang melampaui perilaku elastik.

Balok prategang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- a. Prategang rata-rata f_{pc} yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi terkecil penampang komponen struktur balok yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $3,5$ MPa dan $f'_c/10$.
- b. Pada daerah yang berpotensi mengalami sendi plastis harus digunakan baja prategang tanpa lekatan. Regangan yang diperhitungkan pada baja prategang akibat perpindahan desain harus kurang dari $0,01$.

- c. Baja prategang tidak boleh menyumbangkan lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif pada penampang kritis di daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melampaui muka sisi luar *joint*.
- d. Pengangkuran tendon pasca tarik yang memikul gaya gempa harus mampu memfasilitasi tendon dalam menahan 50 siklus pembebanan dengan nilai gaya tulangan prategang diantara 40-85% kekuatan tarik baja prategang yang ditetapkan.

Pada tulangan transversal. Sengkang pengekan harus dipasang pada balok didaerah sebagai berikut:

- a. Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok yang diukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah bentang di kedua ujung balok.
- b. Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik.

Sengkang pengekan pada balok diizinkan terdiri dari dua batang tulangan, yaitu sebuah sengkang yang mempunyai kait gempa pada kedua ujungnya dan ikat silang sebagai penutup. Ikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan longitudinal yang sama harus memiliki kait 90 derajat yang dipasang selang-seling pada sisi yang berlawanan dari komponen struktur lentur. Jika batang tulangan longitudinal yang ditahan oleh ikat silang dikekang oleh pelat hanya pada satu sisi komponen struktur lentur, maka kait 90° dari ikat silang harus ditempatkan pada sisi tersebut. Sengkang pengekan pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi sengkang pengekan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari a) hingga c):

- a. $d/4$.
- b. Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama, tidak termasuk tulangan longitudinal samping yang disyaratkan.
- c. 150 mm.

Bila diperlukan sengkang pengekan, sengkang pengekan tersebut harus didesain untuk menahan geser yang ada. Bila sengkang pengekan tidak diperlu-

kan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang balok. Pada balok yang mengalami gaya tekan aksial terfaktor melebihi $Agfc'/10$ harus dipasang sengkang pengekuat sepanjang jarak yang ditentukan. Di luar jarak tersebut harus dipasang sengkang pengekuat dengan spasi s tidak lebih dari nilai terkecil antara enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil dan 150 mm. Pada kondisi tebal selimut beton melebihi 100 mm di luar tulangan transversal, harus dipasang tulangan transversal tambahan yang memiliki selimut beton yang tidak lebih dari 100 mm dan spasi tidak lebih dari 300 mm.

Terkait dengan kekuatan geser, gaya desain - gaya geser desain V_e harus dihitung dari tinjauan gaya - gaya pada bagian balok di antara kedua muka *joint*. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur maksimum yang mungkin terjadi, M_{pr} , harus diasumsikan bekerja pada muka-muka *joint* dan balok dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor di sepanjang bentangnya. Tulangan transversal sepanjang daerah yang diidentifikasi harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_e = 0$ bilamana:

- a. Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut.
- b. Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $Agfc' / 20$.

Berkaitan dengan desain kolom, kolom pada struktur SRPMK hendaknya memenuhi:

- a. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- b. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak kurang dari 0,4.

Kekuatan lentur kolom harus memenuhi formula sebagai berikut:

$$\sum M_{nc} = (1,2) \sum M_{nb} \quad (3.1)$$

ΣM_{nc} adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah. ΣM_{nb} adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*. Pada konstruksi balok-T, dimana pelat dalam kondisi tarik akibat momen-momen di muka *joint*, tulangan pelat dalam lebar efektif pelat harus diasumsikan berkontribusi terhadap M_{nb} jika tulangan pelat tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritisnya. Kekuatan lentur harus dijumlahkan sedemikian hingga momen-momen kolom berlawanan dengan momen-momen balok. Persamaan di atas harus dipenuhi untuk momen-momen balok yang bekerja pada kedua arah pada bidang vertikal rangka yang ditinjau. Jika tidak terpenuhi pada suatu *joint*, kekuatan dan kekakuan lateral kolom yang merangka ke dalam *joint* tersebut harus diabaikan saat menghitung kekuatan dan kekakuan struktur.

Luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$. Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal yang memenuhi. Tulangan transversal yang disyaratkan harus dipasang sepanjang l_o dari masing-masing muka *joint* pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang f_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara:

- a. Tinggi kolom pada muka *joint* atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi.
- b. Seperenam tinggi bersih kolom
- c. 450 mm

Tulangan transversal harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

- a. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), sengkang pengekan bundar, atau sengkang pengekan persegi, dengan atau tanpa ikat silang.

- b. Setiap tekukan ujung sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- c. Ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih kecil dari diameter sengkang pengekang diizinkan sesuai Batasan. Ikat silang yang berurutan harus diselang- seling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
- d. Jika digunakan sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang, tulangan transversal tersebut harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal.
- e. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h antara tulangan- tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350 mm.
- f. Ketika $P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa pada kolom dengan sengkang pengekang, setiap batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari Sengkang pengekang ataupun oleh kait gempa, dan nilai h ; tidak boleh lebih dari 200 mm. P_u harus merupakan gaya tekan terbesar yang konsisten dengan kombinasi beban terfaktor termasuk E .

Spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari:

- a. Seperempat dimensi penampang kolom.
- b. Enam kali diameter longitudinal terkecil

Nilai S_o , yang dihitung dengan Nilai S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm. Jumlah tulangan transversal harus sesuai Tabel 3.1.

Tabel 3. 1 Persyaratan Tulangan Transversal

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
$A_{sh}/s_b c$ untuk sengkang pengeang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (a) dan (b)	$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (a), (b) dan (c)	$0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengeang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (d) dan (e)	$0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (d), (e) dan (f)	$0,35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Faktor kekuatan beton k_l dan factor keefektifan pengeangan k_n dihitung berdasarkan Persamaan sebagai berikut:

- a. Persamaan 1.

$$k_f = \frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (3.2)$$

- b. Persamaan 2.

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (3.3)$$

Dimana n_l adalah jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut dari sengkang pengeang/ kait seismik.

Kolom yang menumpu reaksi dari komponen struktur kaku yang tak menerus seperti dinding, harus memenuhi:

- a. Tulangan transversal harus disediakan sepanjang tinggi keseluruhan kolom pada semua tingkat di bawah lokasi diskontinuitas jika gaya tekan aksial terfaktor pada kolom-kolom ini akibat pengaruh gempa melebihi $A_g f_c' / 10$. Bilamana gaya desain telah diperbesar untuk memperhitungkan faktor

kekuatan lebih elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik, batasan $Agf'c/10$ harus ditingkatkan menjadi $Agf'c/4$.

- b. Tulangan transversal harus diteruskan ke dalam komponen struktur kaku tak menerus paling sedikit sejarak fd batang tulangan longitudinal terbesar sesuai persyaratan. Bilamana ujung bawah kolom yang ditinjau berhenti pada suatu dinding, tulangan transversal perlu harus diteruskan ke dalam dinding paling sedikit fd batang tulangan longitudinal terbesar di titik pemutusan. Bilamana kolom tersebut berhenti pada sistem fondasi, tulangan transversal perlu harus diteruskan paling sedikit 300 mm ke dalam sistem fondasi.

Gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka-muka *joint* pada setiap ujung kolom. Gaya-gaya *joint* ini harus ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum yang mungkin terjadi, M_{pr} , di setiap ujung kolom yang terkait dengan rentang beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada kolom. Geser kolom tersebut di atas tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan joint berdasarkan M_{pr} balok yang merangka ke *joint*. Nilai V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur.

Tulangan transversal sepanjang l_o , harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_e=0$ bila terjadi:

- a. Gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang l .
- b. Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $Agf'c/20$.

Berkaitan dengan *joint* atau sambungan pada struktur SRPMK, Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus dihitung dengan mengasumsikan tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25/f_y$. Bila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui *joint* balok-kolom, dimensi kolom yang paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton normal (*normal weight*). Untuk beton ringan (*light weight*), dimensinya tidak boleh kurang dari 26 kali diameter

tulangan. Tinggi *joint h* tidak boleh kurang dari setengah tinggi balok-balok yang merangka pada *joint* tersebut dan yang menyebabkan geser pada *joint* sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik.

Bila pada keempat sisi *joint* terdapat balok yang merangka kepadanya dan bila lebar dari setiap balok tersebut setidaknya tiga perempat lebar kolom, maka jumlah tulangan yang diperlukan diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang diizinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mm dalam ketinggian balok *h* yang terendah yang merangka pada *joint* tersebut. Tulangan longitudinal balok yang berada di luar inti kolom harus dikekang oleh tulangan transversal yang menembus kolom dengan spasi sesuai persyaratan. Jika pengekangan tersebut tidak diberikan oleh balok yang merangka ke dalam *joint*.

Bila tulangan momen negatif balok menggunakan tulangan berkepala (*headed deformed bar*) yang berhenti di dalam *joint*, maka ujung atas kolom harus diteruskan di atas *joint* setidaknya setinggi *h*. Sebagai alternatif, tulangan balok harus dikekang pada muka atas *joint* oleh tulangan *joint* vertikal tambahan.

3.2 Perencanaan Pembebanan

Perencanaan pembebanan ialah macam- macam beban yang direncanakan dan perlu dipertimbangkan kemungkinan terjadi sesuai dengan acuan Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Gedung SNI 1726:2019, antara lain.

1. Beban Mati/ *Dead Load* (qD)

Tabel 3. 2 Beban Material

Material	<i>Spesific Gravity</i> (Kg/m³)
Baja	7850
Beton Bertulang	2400
Beton Tanpa Tulangan	2200
Kayu	1000
Pasir	1600
Batu alam	2600

(Sumber: Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, 1987)

Catatan:

- a. Nilai ini tidak berlaku untuk beton pengisi.
- b. Untuk beton getas, beton kejut, beton mampat dan beton padat lain sejenis, berat sendirinya harus ditentukan tersendiri.
- c. Nilai ini adalah nilai rata-rata, untuk jenis-jenis kayu tertentu, berdasarkan Pedoman Perencanaan Konstruksi Kayu.

Beban mati merupakan berat secara keseluruhan dari komponen dari suatu bangunan yang memiliki sifat tetap, dimana terdiri dari segala unsur-unsur tambahan seperti dinding, lantai, *plafond*, atap, tangga, material serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

Tabel 3. 3 Berat Sendiri Komponen Gedung

No	Komponen Gedung	Berat	Satuan
1	Adukan, per cm tebal:		
	– Dari semen	21	kg/m ²
	– Dari kapur, semen merah atau <i>tras</i>	17	kg/m ²
2	Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14	kg/m ²
3	Dinding pasangan bata merah:		
	– Satu batu	450	kg/m ²
	– Setengah batu	250	kg/m ²
4	Dinding pasangan batako:		
	Berlubang:		
	– Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200	kg/m ²
	– Tebal dinding 10 cm (HB 10)	120	kg/m ²
	Tanpa Lubang		
	– Tebal dinding 15 cm	300	kg/m ²
	Tebak dinding 10 cm	200	kg/m ²
5	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:	11	kg/m ²
		10	kg/m ²

(Sumber: Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung, 1987)

2. Beban Hidup/ *Live Load*

Beban hidup ialah jumlah keseluruhan beban yang timbul akibat penggunaan gedung yang terdiri dari beban-beban yang bekerja pada bangunan yang berasal dari benda-benda yang dapat pindah posisi sehingga menimbulkan perubahan dalam pembebanan lantai maupun atap. Beban hidup yang digunakan dalam penelitian ditunjukkan oleh Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

Tabel 3. 4 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 ²
2	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125	kg/m ²
3	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250	kg/m ²
4	Lantai ruang olahraga	400	kg/m ²
5	Lantai ruang dansa	500	kg/m ²
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 ²
7	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500	kg/m ²
8	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam No. 3	300	kg/m ²
9	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam No. 4, 5, 6, dan 7	500	kg/m ²
10	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam No, 3, 4, 5, 6, dan 7	250	kg/m ²
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 ²
12	Lantai gedung parkir bertingkat: – untuk lantai bawah. – untuk lantai tingkat lainnya	800 400	kg/m ² kg/m ²
13	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300	kg/m ²

(Sumber: Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung,1987)

Tabel 3. 5 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (KN/ m²)	Terpusat lb (KN)
Bangunan Sekolah		
– Ruang Kelas	40 (1,92)	1,000 (4,45)
– Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1,000 (4,45)
– Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1,000 (4,45)
Atap		
– Atap bukan untuk bangunan hunian	20 (0,96)	

(Sumber: SNI 1727:2020)

3. Beban Gempa

Beban gempa ialah seluruh beban yang dialami pada struktur yang diakibatkan oleh pergerakan tanah yang disebabkan oleh adanya getaran gempa yang mempengaruhi gerakan tanah. 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 berpedoman terhadap SNI-1726:2019 yang berisi 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 Kategori Resiko Bangunan

Kategori resiko bangunan berfungsi untuk mengklasifikasikan 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 3.6.

Tabel 3. 6 Kategori Bangunan berdasarkan Beban Gempa

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

Lanjutan Tabel 3.6 Kategori Bangunan berdasarkan Beban Gempa

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

(Sumber: SNI-1726:2019)

3.4.2 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ialah angka faktor yang digunakan untuk menghitung persamaan-persamaan dalam perencanaan beban gempa pada SNI-1726:2019. Faktor ini ditentukan berdasarkan pada kategori risiko bangunan sesuai dengan fungsi bangunannya dan ditetapkan berdasarkan SNI-1726:2019. Adapun nilai faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3. 7 Faktor Keutamaan Gempa (I_e) berdasarkan Kategori Risiko

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

(Sumber: SNI-1726:2019)

3.4.3 Klasifikasi Situs

Berdasarkan pedoman SNI-1726:2019 klasifikasi tersebut dibutuhkan untuk menentukan beberapa factor amplifikasi pada struktur bangunan berdasarkan desain seismik. Profil tanah pada situs harus diklasifikasikan melalui penyidikan tanah di lapangan dan juga melalui uji laboratorium yang dilakukan oleh pihak ahli desain geotek berlisensi, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam ketentuan. Adapun mengenai kelas situs dapat dilihat pada Tabel 3.8

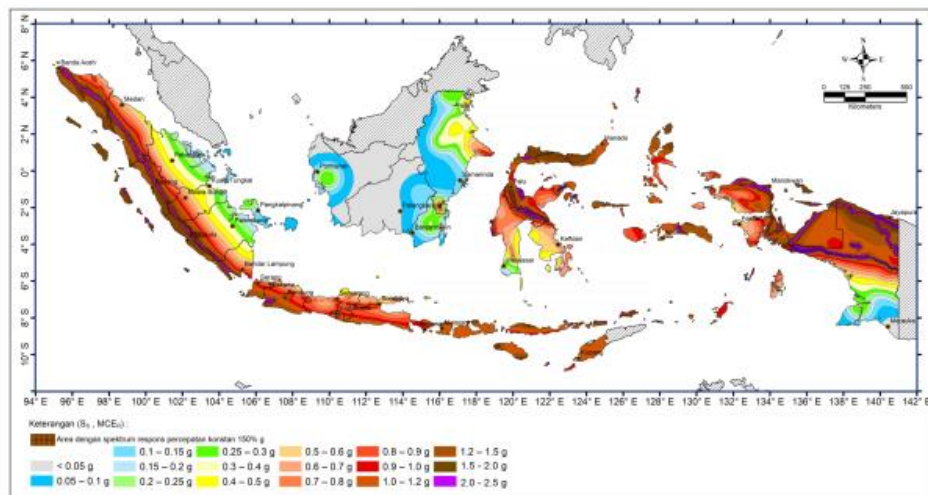
Tabel 3. 8 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kpa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Indeks plastisitas, $PI > 20$ ▪ Kadar air, $w \geq 40\%$ ▪ Kuat geser niralir $su < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah ▪ Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) ▪ Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $su < 50$ kPa.		

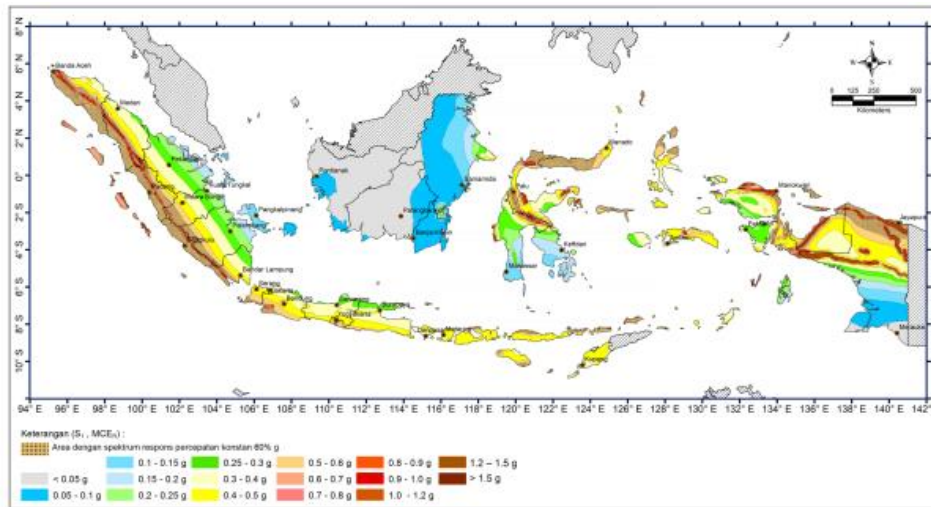
(Sumber: SNI-1726:2019)

3.4.4 Parameter Percepatan Batuan Dasar

Parameter percepatan batuan dasar Parameter S_S (percepatan tanah selama periode waktu yang singkat) dan S_I (percepatan tanah selama periode 1 s) ditentukan berdasarkan respon spectral dengan 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. Respon spectral pada tiap-tiap daerah memiliki nilai yang berbeda-beda tergantung dari tingkat kejadian gempa bumi pada tiap daerah tersebut. Angka tersebut didapatkan dengan cara melihat pada Peta Gempa Beban Seismik SNI 1726-2019 atau dapat juga diperoleh melalui *website* Kementerian Pekerjaan Umum Bagian Pusat Pengembangan dan Evaluasi Pemukiman. Berikut ini adalah peta gambar yang menunjukkan factor amplifikasi *seismic*.



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_s)
(Sumber: SNI 1726-2019)

3.4.5 Koefisien Situs dan Respon Spektral

Parameter respon spektral di permukaan tanah ditentukan berdasarkan faktor amplifikasi yang meliputi nilai getaran pada periode 0,2 detik (F_a) dan periode 1 detik (F_v). Nilai tersebut diperoleh berdasarkan hubungan antara percepatan gempa dengan kelas situs. Tabel 3.9 berisi mengenai nilai koefisien situs.

Tabel 3. 9 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					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s = 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

(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. 10 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 1,0$ detik, S_I					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s = 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

(Sumber: SNI-1726:2019)

Catatan:

- Untuk nilai-nilai antara S_I dapat dilakukan interpolasi linier
- 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 dapat diketahui dengan Persamaan 3.4 dan Persamaan 3.5 berikut yang diambil berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 6.2.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.4)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (3.5)$$

Keterangan:

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

S_I : Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) 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} dapat ditentukan berdasarkan Persamaan 3.6 dan Persamaan 3.7 berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.6)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (3.7)$$

Keterangan:

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

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

S_{MS} = Parameter spektral desain period pendek.

S_{MI} = Parameter spektral desain period 1 detik.

Karena desain respon spektrum diperlukan dalam perencanaan ini, maka kurva spektrum respons desain harus disesuaikan dengan mengikuti ketentuan di bawah ini:

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari (T_0), desain percepatan respon spektrum (S_a) bisa diperoleh berdasarkan persamaan 3.8.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.8)$$

- b. Untuk periode 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} .
- c. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , desain percepatan respon spektrum (S_a) diambil berdasarkan persamaan 3.9 berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

- d. Untuk periode lebih besar dari (T_L), desain percepatan respon spektrum (S_a) diambil berdasarkan persamaan 3.10 berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (3.10)$$

Keterangan :

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

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

T = Periode getar fundamental struktur.

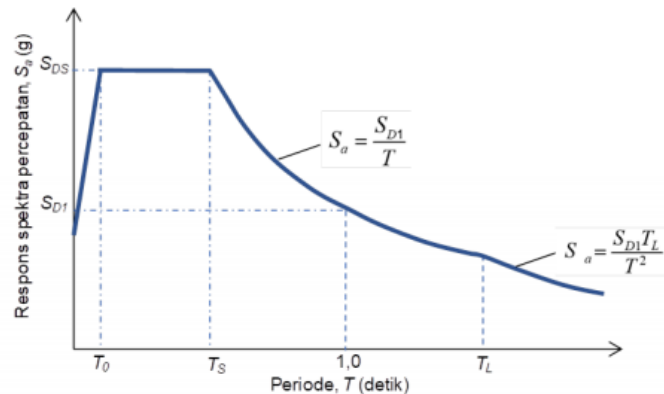
T_0 = 0,2 SD1/SDs

T_s = SD1/SDs

T_L = Peta transisi periode panjang.

S_{aM} = percepatan spektral-respons gempa *MCER* yang didapatkan dalam 0 atau 0.

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.



Gambar 3. 3 Grafik Hubungan Percepatan Respon Spektrum vs Periode

(Sumber: Gambar 3 SNI 1726-2019)

3.4.6 Kategori Desain Seismik

Suatu struktur bangunan harus memiliki Kategori Desain Seismik dengan ketentuan sebagai berikut.

- Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang memiliki nilai $SI \geq 0,75$ harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E.
- Struktur dengan kategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik dan memiliki nilai $SI \geq 0,75$ harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F.

Jika $SI \leq 0,75$ maka kategori desain seismik diizinkan untuk ditentukan berdasarkan pada Tabel 3.11.

Tabel 3. 11 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

Tabel 3. 12 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: 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.

- 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.
- Pada masing-masing dua arah ortogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar tingkat adalah kurang dari T_s .
- Persamaan respon seismik digunakan untuk menentukan koefisien respons seismik (C_s).
- 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 3.12, 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:

a. Persyaratan desain untuk kategori desain seismik A

Elemen non-struktural dalam kategori desain seismik A dibebaskan dari ketentuan-ketentuan desain seismik. Bangunan gedung dan non-gedung 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.

Semua bagian elemen struktur di antara join harus saling disambungkan sehingga membentuk sistem pemikul gaya lateral dengan lintasan beban yang menerus. 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 sebagai berikut:

$$F_x = 0,01.W_x \quad (3.11)$$

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/m².

3.4.7 Sistem Struktur Pemikul Gaya Seismik

Sistem dasar pemikul gaya seismik lateral dan vertikal harus memenuhi salah satu tipe kombinasi sistem. Masing-masing sistem terbagi berdasarkan tipe elemen vertikal pemikul gaya seismik lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur (h_n). Koefisien

Tabel 3. 13 Faktor R , Ω_0 dan C_d Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D ^o	E ^o	F ^f
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
3. Rangka baja pemikul momen menengah	$4 \frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	10 ^k	TI ^k	TI ^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	$3 \frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	10 ^l	TI ^l	TI ^l
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	7	3	$5 \frac{1}{2}$	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
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
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan.	$2 \frac{1}{2}$	3	$2 \frac{1}{2}$	10	10	10	10	10

(Sumber: Tabel 12 SNI-1726:2019)

modifikasi respons, (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran simpangan lateral (C_d) harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar tingkat desain. Faktor pemikul gaya seismik yang berpedoman pada Tabel 12 SNI 1726:2019. Adapun tipe, persyaratan khusus dan batasan sistem struktur pemikul gaya seismik tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.13 di atas.

3.4.8 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 3.12.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.12)$$

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.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \quad (3.13)$$

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

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\frac{R}{I_e}} \quad (3.14)$$

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

$$C_s = \frac{S_{Ds} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.15)$$

Dengan ketentuan bahwa nilai C_s harus tidak kurang dari persamaan berikut:

$$C_s = 0,44 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.16)$$

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.

$$C_s = \frac{0.5 S_I}{\frac{R}{I_e}} \quad (3.17)$$

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

T = Periode fundamental struktur (detik).

S_I = Parameter percepatan respons spektral maksimum yang dipetakan yang ditentukan sesuai

3.4.9 Distribusi Vertikal dan Horizontal Gaya Seismik

Gaya seismik lateral (F_x) yang dinyatakan dalam satuan kN pada setiap tingkat diketahui berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726:2019 sesuai dengan persamaan 3.18 berikut.

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.18)$$

Dan untuk nilai faktor distribusi vertikal (C_{vx}) dapat diperoleh berdasarkan persamaan 3.19 berikut.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.19)$$

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 satuan kN diperoleh dengan mengacu berdasarkan pasal 7.8.4 SNI 1726:2019 seperti persamaan 3.19 berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.20)$$

Keterangan:

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

3.4.10 Nilai Periode Fundamental

Periode fundamental struktur (T) diperoleh dari proses 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 3.12 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.

Tabel 3. 14 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	1,7

(Sumber: SNI-1726:2019)

Tabel 3. 15 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.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.21)$$

Keterangan:

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik).

C_t = Faktor pengali Periode fundamental pendekatan (Tabel 3.14)

x = Faktor pengali Periode fundamental pendekatan (Tabel 3.14)

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 3.22 berikut.

$$T_a = 0,1N \quad (3.22)$$

Keterangan:

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik).

N = Jumlah tingkat

Selanjutnya untuk struktur dinding geser dengan tinggi tidak melebihi ketinggian 36,6 m, periode fundamental pendekatan (T_a) diizinkan menggunakan persamaan 3.23 sebagai berikut.

$$T_a = \frac{\sqrt{0,0058}}{\sqrt{C_w}} h_n \quad (3.23)$$

Dengan nilai C_w dihitung dari persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \quad (3.24)$$

Keterangan:

T_a : Periode fundamental pendekatan (detik).

h_n : Ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)

A_B : Luas dasar struktur (m²).

A_i : Luas badan dinding geser ke- i (m²).

D_i : Panjang dinding geser ke- i (m).

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

3.4.11 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan pada penelitian ini meliputi:

1. Kombinasi beban untuk metode ultimit

Dalam pasal 4.2.2 SNI 1726:2019, dinyatakan bahwa dalam perencanaan struktur, komponen-elemen struktur, dan elemen-elemen fondasi, penting untuk memastikan bahwa kombinasi pembebanan dasar memiliki kekuatan rencana yang setara atau bahkan melebihi pengaruh beban-beban faktor dengan 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 pada persamaan berikut:

$$1) 1,4D \quad (3.25)$$

$$2) 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.26)$$

$$3) 1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) \quad (3.27)$$

$$4) 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.28)$$

$$5) 0,9D + 1,0W \quad (3.29)$$

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.

$$6) 1,2D + E_v + E_h + L \quad (3.30)$$

$$7) 0,9D - E_v + E_h \quad (3.31)$$

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.

$$8) 1,2D + E_v + E_{mh} + L \quad (3.32)$$

$$9) 0,9D - E_v + E_{mh} \quad (3.33)$$

2. Kombinasi beban untuk metode tegangan izin

Berdasarkan pasal 4.2.3 SNI 1726:2019, beban-beban di bawah ini harus ditinjau dengan kombinasi-kombinasi berikut untuk perencanaan struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi. Pengaruh dari satu atau beberapa beban lain yang tidak disebutkan harus ditinjau. Pengaruh beban seismik harus dikombinasikan dengan beban lain seperti dijelaskan pada pasal ini. Beban angin dan beban seismik tidak perlu ditinjau secara bersamaan.

a. Kombinasi Pembebanan Dasar

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus didesain sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai di bawah. 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.

$$1) D \quad (3.34)$$

$$2) D + L \quad (3.35)$$

$$3) D + (L_r \text{ atau } R) \quad (3.36)$$

$$4) D + 0,75L + 0,75 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.37)$$

$$5) D + 0,6W \quad (3.38)$$

$$6) D + 0,75 (0,6W) + 0,75L + 0,75 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.39)$$

$$7) 0,6D + 0,6W \quad (3.40)$$

b. Kombinasi Pembebanan dengan Pengaruh Beban Seismik

Berdasarkan pasal 4.2.3.3 SNI 1726:2019, apabila suatu struktur menerima pengaruh beban seismik, maka kombinasi-kombinasi beban berikut harus diperhitungkan bersama dengan kombinasi beban dasar di atas. 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.

$$8) 1,0D + 0,7E_v + 0,7E_h \quad (3.41)$$

$$9) 1,0D + 0,525 E_v + 0,525 E_h + 0,7L \quad (3.42)$$

$$10) 0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h \quad (3.43)$$

Apabila metode tegangan izin digunakan bersamaan dengan pengaruh beban seismik dan diaplikasikan pada kombinasi beban 8, 9, atau 10, tegangan izin diperbolehkan untuk ditingkatkan sebesar 1,2 kali. Peningkatan ini tidak boleh dikombinasikan dengan peningkatan pada tegangan izin atau pengurangan kombinasi beban kecuali diizinkan oleh peraturan ini atau dokumen acuan material kecuali untuk peningkatan yang diakibatkan oleh faktor penyesuaian sesuai dengan AWC NDS.

Dengan terdapat pengecualian apabila terdapat beberapa hal sebagai berikut.

- 1) Nilai $0,6D$ pada kombinasi 10 diizinkan untuk diubah menjadi $0,9D$ untuk perencanaan dinding geser bata bertulang khusus yang memenuhi TMS 402 dan TMS 602.
- 2) Bila beban fluida F bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan dengan nilai faktor beban yang sama dengan faktor beban untuk beban mati D pada kombinasi 8,9, dan 10.
- 3) Bila beban tanah H bekerja pada struktur, maka perhitungan dilakukan sebagai berikut:
 - a) Bila adanya beban H memperkuat pengaruh variabel beban utama, maka perhitungkan pengaruh H dengan faktor beban = 1,0.
 - b) Bila adanya beban H memberi perlawanan terhadap pengaruh variabel beban utama, maka perhitungkan pengaruh H dengan faktor beban = 0,6 (jika bebannya bersifat permanen) atau dengan faktor beban = 0 (untuk kondisi lainnya).

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. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dan 6 ditentukan sesuai dengan persamaan 3.43 berikut:

$$E = E_h + E_v \quad (3.44)$$

- b. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 7 dan 8 ditentukan sesuai dengan persamaan 3.44 berikut:

$$E = E_h - E_v \quad (3.45)$$

Keterangan:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal

- c. Untuk pengaruh beban seismik horizontal E_h ditentukan sesuai dengan persamaan 3.45 berikut:

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.46)$$

Keterangan:

ρ = 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. Untuk pengaruh beban seismik vertikal E_v ditentukan sesuai dengan persamaan 3.46 berikut:

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \quad (3.47)$$

Keterangan:

D = Pengaruh beban mati.

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

3.4.12 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 megacu 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 3.16 berikut.

Tabel 3. 16 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

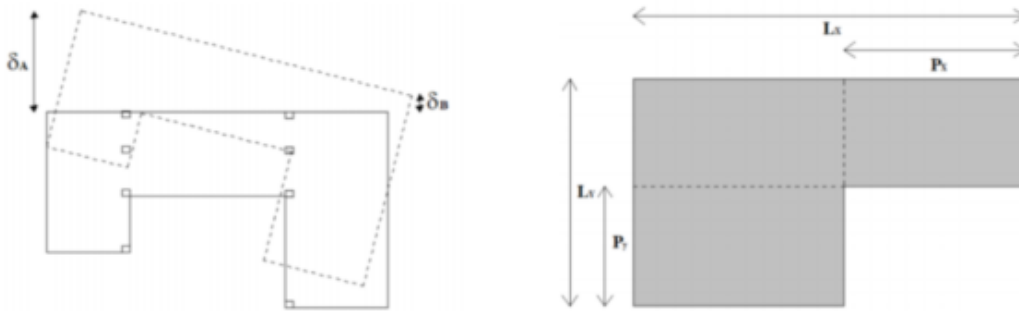
No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Sesain Seismik
1a.	Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah 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.	Ketidakteraturan torsi berlebihan 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	1b. E, dan F D B, C, dan D C, dan D C, dan D D B, C, dan D
2	Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua 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
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas	7.3.3.4 Tabel 3.16	D, E dan F D, E dan F
4	atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma	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

Lanjutan Tabel 3.16 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Sesain Seismik
	efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.		
5	Ketidakteraturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.5.3 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: SNI-1726:2019)

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



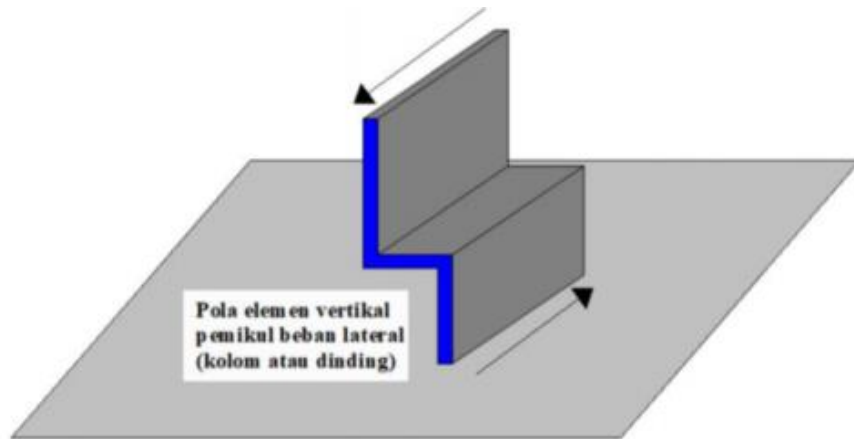
Gambar 3. 4 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a,1b dan 2

(Sumber: SNI 1726-2019)

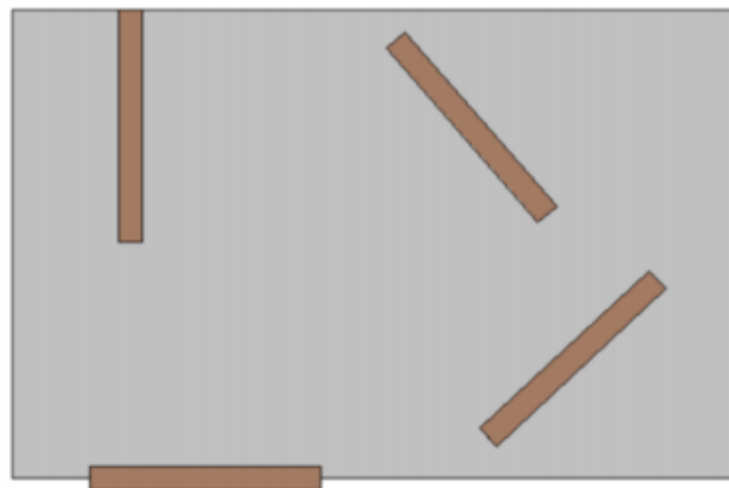


Gambar 3. 5 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

(Sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 3. 6 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4
(Sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 3. 7 Sketsa Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5
(Sumber: SNI 1726-2019)

2. Ketidakberaturan Vertikal

Jika mengacu pada 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 3.17 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 3.17 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 3.17.

Tabel 3. 17 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

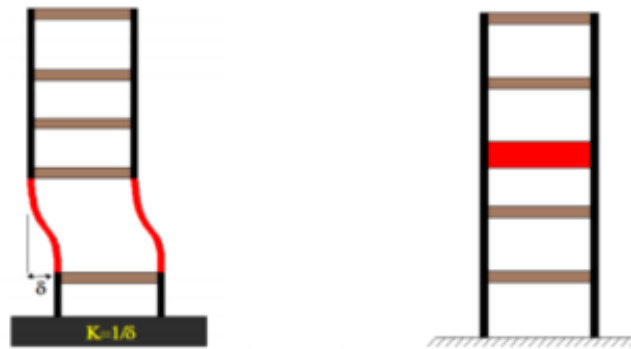
No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 3.16	D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	7.3.3.1	E, dan F
2.	Ketidakteraturan Berat (Massa) 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 ditinjau.	Tabel 3.16	D, E, dan F
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada 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	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen atau Terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul 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
5a.	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	7.3.3.1	5a.

Lanjutan Tabel 3.17 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
	didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % dari Kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.		
5b.	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.	7.3.3.1	5b.

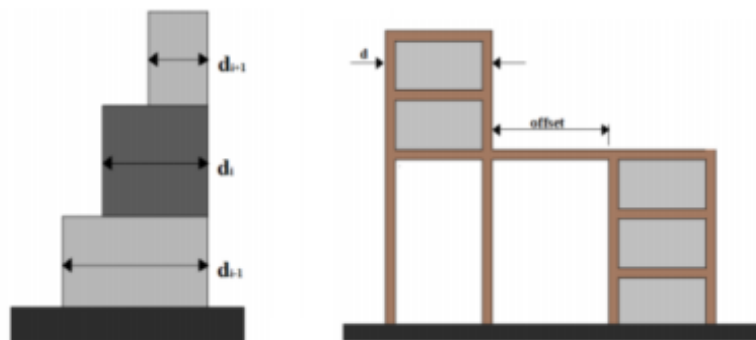
(Sumber: Tabel 14 SNI-1726:2019)

Berikut ialah gambaran ketidakberaturan horizontal tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.8, Gambar 3.9, dan 3.10.



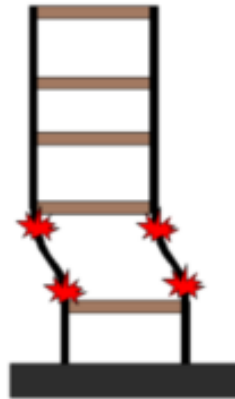
Gambar 3. 8 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a, 1b dan 2

(Sumber: Gambar 6 SNI 1726-2019)



Gambar 3. 9 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 dan 4

(Sumber: Gambar 6 SNI 1726-2019)



Gambar 3. 10 Sketsa Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b

(Sumber: Gambar 6 SNI 1726-2019)

3.4.13 Berat Seismik Efektif

Mengacu pada pedoman SNI 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/m².
 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 3.18 berikut.

Tabel 3. 18 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 lebih 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

Berdasarkan SNI 1727: 2020 tentang permodelan struktur 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:

- 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 15 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. Pengecualian apabila terdapat beberapa hal sebagai berikut. Analisis menggunakan representasi 3 dimensi tidak diperlukan untuk struktur dengan diafragma fleksibel yang memiliki ketidakberaturan horizontal struktur Tipe 4.

3.4.14 Faktor Redundansi

Faktor redundansi (ρ) 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 (ρ) 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 (ρ) 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 (ρ) 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 3.19.

Tabel 3. 19 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)

- 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.

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 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 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 3.16 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.

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

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

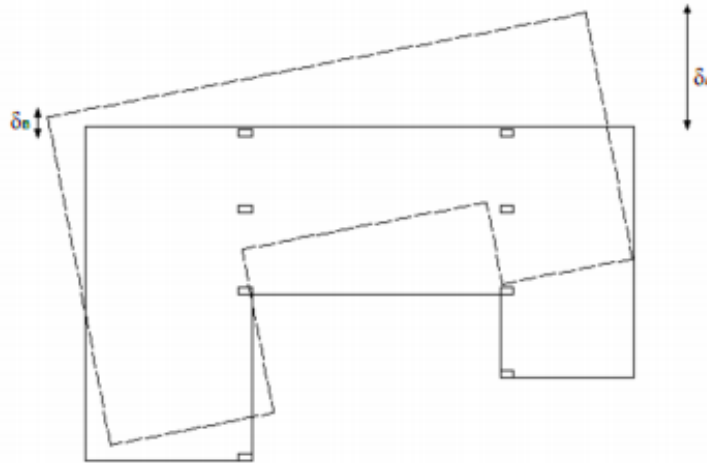
Keterangan:

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

δ_{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

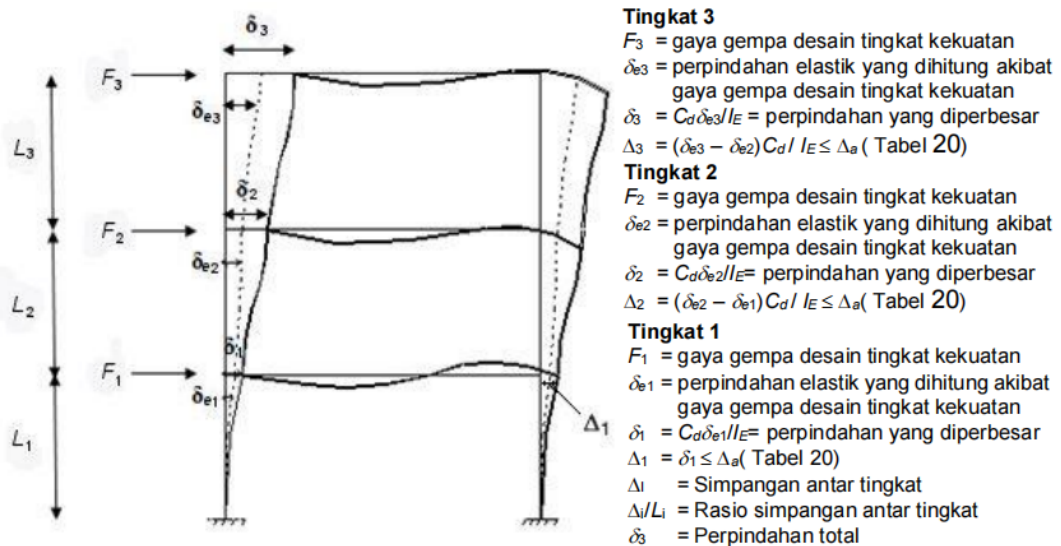
ditinjau untuk desain. Adapun sketsa faktor pembesaran torsi (A_x) tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11 Faktor Pembesaran Torsi (A_x)
(Sumber: SNI 1726-2019)

3.6 Simpangan Antar Tingkat

Menurut pasal 7.8.6 SNI 1726:2019, penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) 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



Gambar 3.12 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber: SNI 1726-2019)

proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin digunakan, (Δ) 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 di atas.

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 (δ_{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 (Δ) 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 (δ_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 3.18

δ_{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 (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a). Adapun simpangan antar tingkat izin dapat dilihat pada Tabel 3.13.

Gambar 3. 13 Simpangan antar tingkat izin, Δ_a ^{a, b}

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- Δ)

Pengaruh P-delta (P- Δ) pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) 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.

Δ : 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 (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan berdasarkan persamaan sebagai berikut.

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

Keterangan:

β = 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 (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{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 θ lebih besar dari θ_{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 θ yang dihitung dari persamaan 3.53 menggunakan hasil analisis P-delta ($P-\Delta$) diizinkan dibagi dengan $(1 + \theta)$ sebelum diperiksa dengan persamaan 3.53.

3.8 Desain Kolom

Kolom merupakan elemen krusial dalam sebuah bangunan yang memiliki peran penting. Kolom berfungsi sebagai komponen struktur yang bertanggung jawab dalam menahan gaya aksial yang timbul dari balok, dan kemudian meneruskan gaya tersebut ke pondasi bangunan. Dalam struktur kolom beton

bertulang, terdapat dua jenis tulangan yang diperlukan, yaitu tulangan longitudinal atau tulangan pokok, dan tulangan geser atau sengkang.

3.8.1 Desain awal kolom (*Preliminary Design*)

Dalam 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 (m²)

Q_u = Beban terfaktor per satuan luas (kN/m²)

Q_d = Beban mati (kN/m²)

Q_L = Beban hidup (kN/m²)

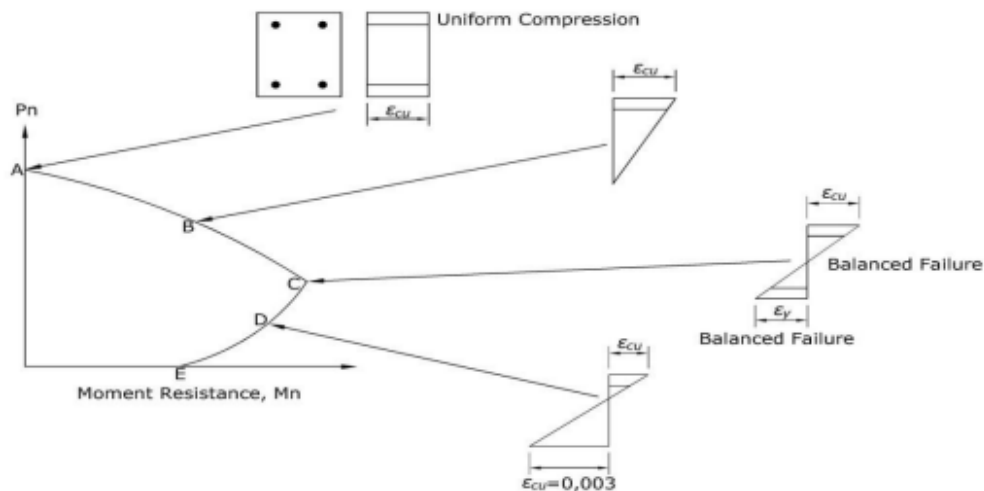
A_g = Luas penampang bruto

$f'c$ = 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 $M_n - P_n$. Diagram interaksi adalah diagram yang menunjukkan hubungan momen lentur dan gaya aksial tekan yang dapat dipikul elemen tekan pada kondisi batas (Muin, 2008).



Gambar 3. 14 Diagram Interaksi $M_n - P_n$ Kolom

(Sumber: Muin, 2008)

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. Untuk titik-titik pasangan M dan P terletak didalam area kurva merupakan pasangan M dan P yang sanggup dipikul 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 kolom. Untuk 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 untuk rasio tulangan diatur untuk mencegah pelelehan tulangan akibat beban tetap.

Jumlah maksimum tulangan longitudinal dibatasi untuk menjamin bahwa beton dapat terkonsolidasi secara efektif di sekeliling tulangan dan untuk 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 Untuk 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 untuk 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. Untuk 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. Untuk 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.

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

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

Keterangan:

$A_{v,min}$: luas tulangan geser minimum (mm²)

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 Menengah

Menurut pasal 18.4.3.1 SNI 2847:2019 ϕV_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. $1/2$ dimensi penampang terkecil kolom
- d. 300 mm

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

- a. $1/6$ tinggi bersih kolom
- b. Dimensi maksimum penampang kolom
- c. 450 mm

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Menurut pasal SNI 2847:2019, muka *joint* dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang ℓ_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara 1) hingga 3):

1. Tinggi kolom pada muka *joint* atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi
2. Seperenam tinggi bersih kolom
3. 450 mm

3.9 Desain Balok

Desain balok merupakan proses perencanaan struktural dan dimensi pada balok yang digunakan dalam konstruksi bangunan. Balok ialah elemen struktural horizontal yang bertindak sebagai penghubung antara dua atau lebih kolom, menahan beban yang diterapkan pada struktur, dan mendistribusikan beban tersebut ke kolom-kolom yang terhubung.

Balok 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 untuk 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 perencanaan struktur balok, diperlukan estimasi dimensi balok sebagai langkah awal dalam desain balok tersebut. Estimasi dimensi balok mencakup penentuan tinggi dan lebar balok untuk semua balok yang akan digunakan dalam struktur gedung. Tahapan estimasi dimensi balok dilakukan sebagai berikut

1. Balok induk

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

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

Untuk 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:

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

Untuk lebar balok anak ditentukan berdasarkan Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 dan digunakan persamaan 3.55 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:

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

Untuk lebar balok luifel ditentukan berdasarkan Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 dan digunakan persamaan 3.55 di atas. Pada Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 diisyaratkan batasan dimensi untuk lebar balok, yaitu:

$$a) \quad b_{min 1} = 0,3 h \quad (3.64)$$

$$b) \quad b_{min 2} = 250 \text{ mm} \quad (3.65)$$

Keterangan

H_{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 untuk 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 ρb dan m

$$\rho b = \frac{\beta}{m} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \quad (3.66)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (3.67)$$

Keterangan:

ρb = Perbandingan luas tulangan beton dengan luas balok beton dalam kondisi seimbang

m = Perbandingan kuat tarik baja tulangan dan kuat tekan beton efektif

β = Konstanta dimana nilainya tergantung dari kuat tekan beton

ε_{cu} = Regangan beton, nilainya dapat diambil sebesar 0,003

ε_y = Rengangan 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)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_{lentur}} \quad (3.68)$$

Keterangan:

M_n = Momen nominal balok beton bertulang (kNm)

M_u = Momen ultimate balok beton bertulang (kNm)

ϕ_{lentur} = Faktor reduksi kekuatan balok beton bertulang

3. Perhitungan nilai R_b

$$R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} (\rho_b \cdot m) \right) \quad (3.69)$$

Keterangan:

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

ρ_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_1 , M_1 , dan M_2

$$R_1 = C \cdot R_b \quad (3.70)$$

$$M_1 = R_1 \cdot b \cdot h^2 \quad (3.71)$$

$$M_2 = M_n - M_1 \quad (3.72)$$

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

$$M_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.73)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (3.74)$$

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}

$$A_{s1} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (3.75)$$

Keterangan:

- A_{s1} = Luas tulangan tunggal balok beton (mm²)
 $f'c$ = 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})

$$T_{s2} = \frac{M_2}{H-d'} \quad (3.76)$$

$$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_s} \quad (3.77)$$

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

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d \quad (3.78)$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d \quad (3.79)$$

Keterangan :

- $A_{s \min}$ = luas tulangan minimum (mm²)
 $f'c$ = 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 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.

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Berdasarkan pasal 18.6.3.2 kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka joint tersebut. Kekuatan momen negatif dan positif pada sebarang penampang di sepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua joint.

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 dijelaskan bahwa setiap kombinasi beban terfaktor yang dipakai, kekuatan desain di semua penampang yang dikenai geser harus didasarkan pada persamaan berikut:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.80)$$

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:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.81)$$

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.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b_w \cdot d \quad (3.82)$$

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w \cdot d \quad (3.83)$$

Keterangan:

V_c = Kemampuan balok untuk menahan gaya geser (N)

λ = Faktor pengali, untuk beton normal dapat diambil sebesar 1,0

f'_c = Kuat tekan beton bertulang (N/mm²)

b_w = Lebar efektif balok beton (mm)

d = Tinggi efektif balok beton (mm)

N_u = Gaya aksial ultimate (kN)

A_g = Luas penampang bruto

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

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3.84)$$

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.

$$V_s = 0,25\sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.85)$$

Keterangan:

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

A_v = Luas kebutuhan tulangan geser (mm²)

f_{yt} = Kuat tarik baja tulangan polos (N/mm²)

d = tinggi efektif balok beton bertulang (mm)

- s = Jarak antar tulangan geser (mm)
- $f'c$ = Kuat tekan beton bertulang (N/mm²)
- 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.

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f'_c \frac{b_w}{f_{yt}}} \quad (3.86)$$

Keterangan:

- $A_{v,min}$ = luas tulangan geser minimum (mm²)
- 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 ketentuan struktur tahan gempa untuk tulangan geser struktur balok sebagai berikut.

1. Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah

- a. Nilai ΦV_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 pengekang 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 pengekuat
 - 4) 300 mm
- c. Sengkang harus dispasikan tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang balok

2. Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

- a. Muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang ℓ_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara 1) hingga 3):
 - 1) Tinggi kolom pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi
 - 2) Seperenam tinggi bersih kolom
 - 3) 450 mm
- b. Jumlah tulangan transversal harus sesuai Tabel 18.7.5.4. Faktor kekuatan beton k_f dan faktor keefektifan pengekuat k_n dihitung berdasarkan Pers. 18.7.5.4a dan 18.7.5.4b.

$$1) k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1 \quad (3.87)$$

$$2) k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \quad (3.88)$$

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. Keterbalan minimum pelat satu arah untuk 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. Untuk tumpuan sederhana, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{20} \quad (3.89)$$

- b. Untuk satu ujung menerus, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{24} \quad (3.90)$$

- c. Untuk kedua ujung menerus, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{28} \quad (3.91)$$

- d. Untuk kantilever, berlaku persamaan

$$h_{min} = \frac{L}{10} \quad (3.92)$$

Untuk f_y lebih dari 420 MPa, persamaan 3.87, 3.88 dan 3.89 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 $A_{s min}$ untuk pelat dapat ditentukan seperti persamaan berikut.

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

$$A_{s min} = 0,0020 A_g \quad (3.93)$$

- b. Untuk baja tulangan ulir atau kawat las dengan kekuatan ≥ 420 MPa

$$A_{s min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \quad (3.94)$$

$$A_{s min} = 0,0014 A_g \quad (3.95)$$

3. Kebutuhan tulangan geser pelat

Luas minimum tulangan geser $A_v min$, harus disediakan pada semua penampang dimana $V_u > \phi V_c$. Untuk 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

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. Untuk baja tulangan ulir dengan kekuatan < 420 Mpa

$$\text{Rasio minimum} = 0,0020 A_g \quad (3.96)$$

- b. Untuk baja tulangan ulir atau kawat las dengan kekuatan ≥ 420 Mpa, rasio minimum harus lebih besar daripada persamaan berikut.

$$\text{Rasio minimum} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \quad (3.97)$$

$$\text{Rasio minimum} = 0,0014 \quad (3.98)$$

5. Spasi tulangan susut dan suhu tak boleh melebihi nilai terkecil antara $5h$ dan 450 mm.
6. Untuk pelat nonprategang batasan regangan tulangan (ϵ_t) sekurang-kurangnya 0,004
7. Untuk pelat yang dibangun menyatu 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 untuk pelat nonprategang tanpa balok interior.
 - a. Berdasarkan pedoman SNI 2847:2019 yang menyatakan dimana panel ditempatkan diantara tumpuan pada semua sisinya, persyaratan (8.10.2.7.a) harus dipenuhi agar balok tersebut mampu menahan beban dalam dua arah yang tegak lurus dengan rumus.

$$0,2 \leq \frac{\alpha f_1 \ell_2^2}{\alpha f_2 \ell_1^2} \leq 5,0 \quad (3.99)$$

Dimana αf_1 dan αf_2 dihitung dengan

$$\alpha f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (3.100)$$

2. Kebutuhan tulangan lentur pelat

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. Untuk pelat solid nonprategang, 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 adalah elemen penting dalam suatu penelitian. Metode penelitian mencakup prosedur ilmiah yang bertujuan untuk mengumpulkan informasi dan data yang akan dianalisis dan diolah. Data penelitian dapat dibagi menjadi dua jenis, yaitu data primer dan data sekunder. Data primer adalah data yang diperoleh secara langsung oleh peneliti dari objek penelitian. Pengolahan dan analisis data primer didasarkan pada data sekunder. Sementara itu, data sekunder adalah data yang diperoleh tidak secara langsung dari sumber lain yang memiliki informasi dan data yang relevan, seperti layout dasar atau spesifikasi proyek, jurnal penelitian, buku, dan publikasi lainnya. Pengolahan dan analisis data ini kemudian digunakan untuk memecahkan masalah yang telah dirumuskan dalam penelitian dan membantu memberikan kerangka penelitian yang jelas, 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 melibatkan pengumpulan data melalui survei yang berkaitan dengan kondisi yang menjadi parameter dalam penelitian, khususnya dalam perencanaan gedung. Observasi dilakukan dengan mencari data mengenai lokasi di Indonesia yang termasuk dalam Kategori Desain Seismik C sesuai dengan SNI 1726:2019. Data ini dapat ditemukan melalui situs resmi Kementerian PUPR <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>, yang dikembangkan oleh Direktorat Bina Teknik Permukiman dan Perumahan, Direktorat Jenderal Cipta Karya, serta Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.

Selain itu, data juga diperoleh dari berbagai sumber terkait kondisi lingkungan dan jenis tanah di daerah tersebut, yang membantu dalam menentukan parameter lainnya.

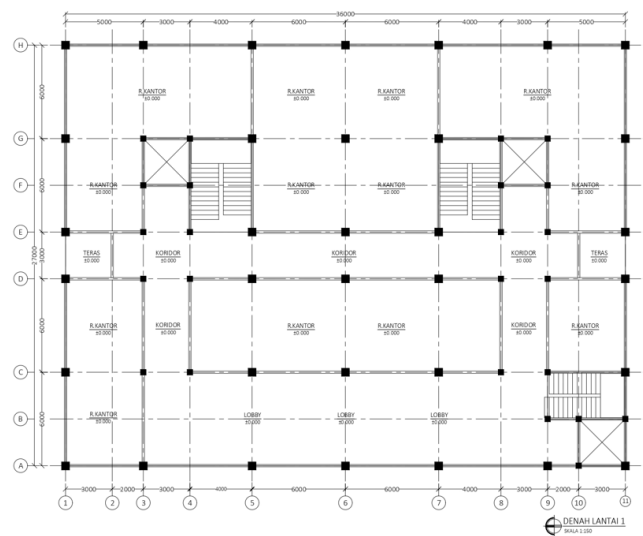
4.2.2 Studi literatur

Metode studi literatur merupakan pendekatan yang digunakan untuk mendapatkan informasi dan mengumpulkan data dengan melakukan kajian terhadap sumber-sumber tulisan, seperti standar peraturan, buku, dan jurnal penelitian sebelumnya yang relevan dengan tema penelitian. Metode ini digunakan sebagai referensi dalam penulisan penelitian untuk memberikan dukungan dan landasan teoritis yang diperlukan.

4.3 Data Penelitian

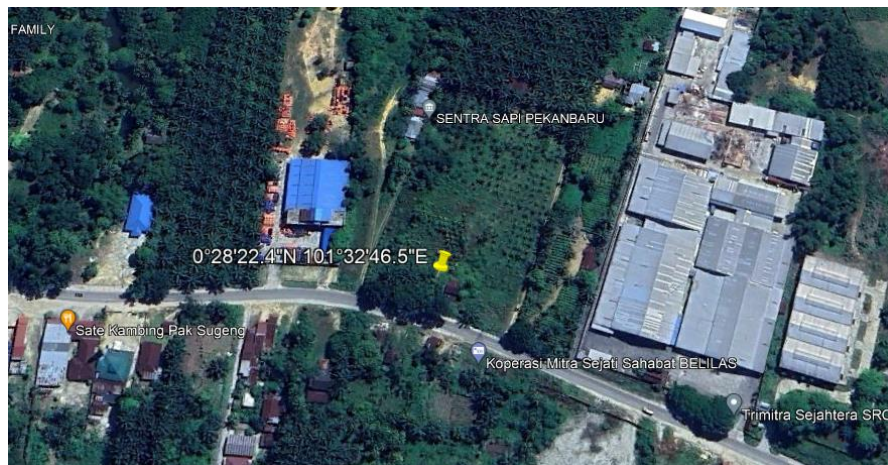
Data penelitian merupakan salah satu bagian penting dalam sebuah penelitian. Data penelitian yang digunakan pada penelitian kali ini merupakan data sekunder berupa layout sebagai acuan dalam permodelan struktur dan data teknis bangunan gedung sebagai acuan dalam melakukan analisis menggunakan bantuan 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 tipikal. Adapun denah dasar bangunan dapat dilihat pada gambar 4.1 berikut.



Gambar 4. 1 Denah Bangunan

2. Ketinggian total bangunan adalah 32 m dengan tinggi antar lantai adalah 4 m.
3. Lokasi penelitian adalah di Kota Pekanbaru dengan titik koordinat $0^{\circ}28'22,4''$ N - $101^{\circ}32'46,5''$ E. Adapun peta lokasi penelitian dapat dilihat pada gambar 4.2 berikut.



Gambar 4. 2 Lokasi Penelitian

(Sumber: *Google Earth*, 2023)

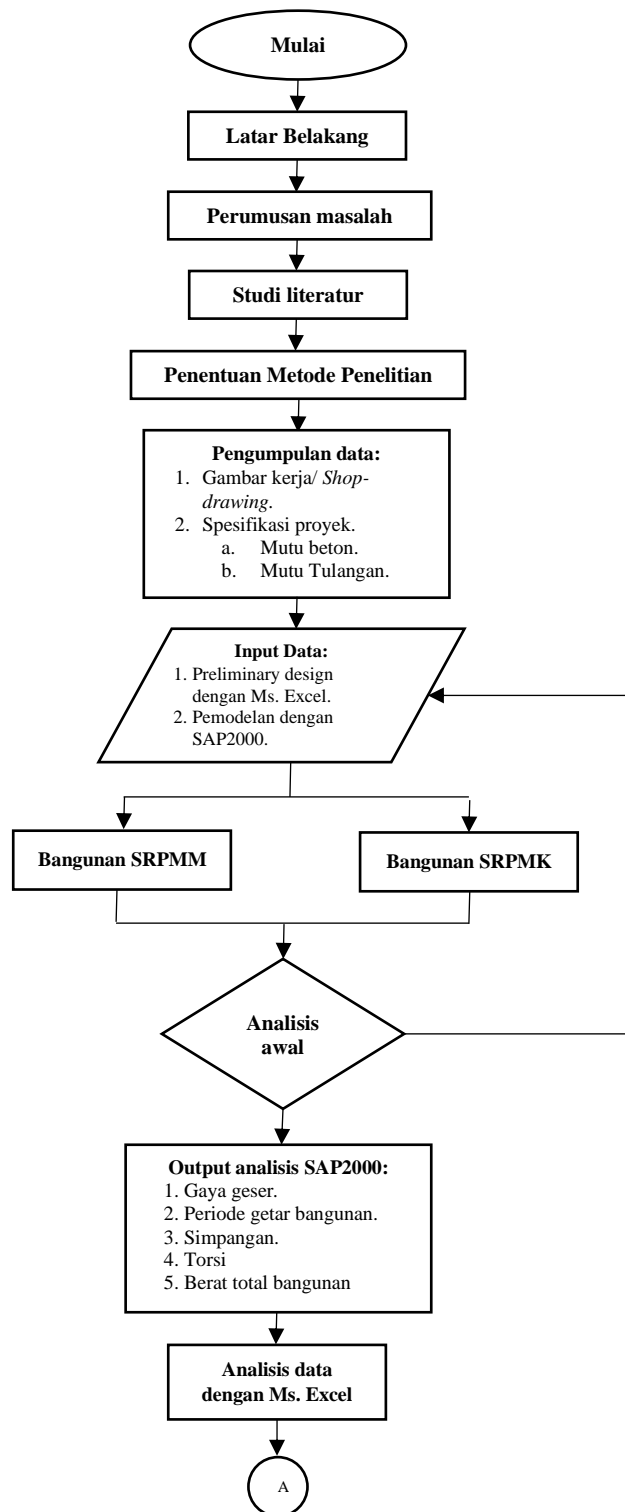
4. Mutu beton yang digunakan untuk elemen struktur keseluruhan, yaitu sebesar 30 MPa.
5. Kuat tarik leleh baja tulangan (f_y) ditentukan sebesar 420 MPa untuk tulangan ulir dengan diameter ≥ 13 mm. Sedangkan untuk baja tulangan dengan diameter < 13 mm ditentukan kuat tarik leleh baja tulangan (f_y) sebesar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

4.4 Tahapan Penelitian

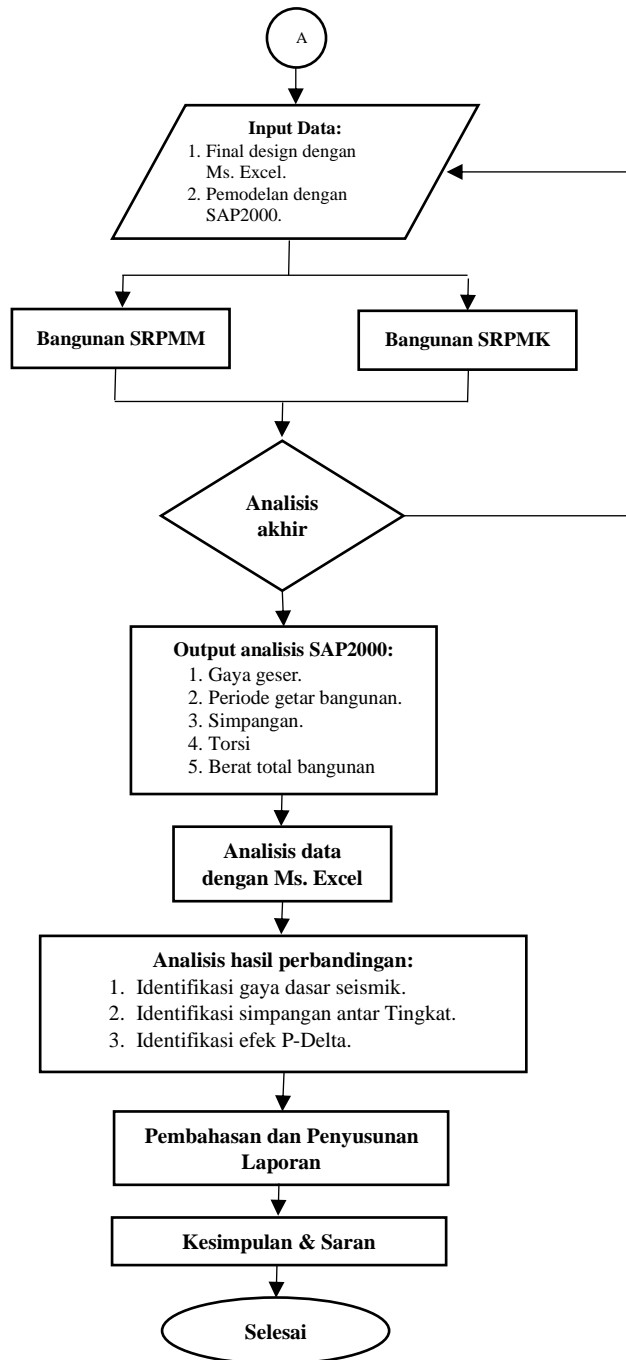
Dari data sekunder yang dimiliki setelah itu melakukan pengolahan data supaya memperoleh data primer. Data primer yang diperoleh berupa data respons struktur berupa gaya geser, *lateral displacement* dan gaya simpangan antar lantai, dan juga kebutuhan volume beton dan baja tulangan. Berikut ialah tahapan dalam pengolahan dari data sekunder menjadi data primer.

1. Melakukan pengumpulan data-data yang akan dibutuhkan.
2. Melakukan estimasi struktur sebagai dasar untuk pemodelan awal struktur gedung menggunakan *Microsoft Office Excel 2019*.

3. Melakukan analisis pembebanan dengan berdasarkan pedoman SNI 1727:2020.
4. Merencanakan perhitungan beban gempa dengan metode respons spektrum berdasarkan SNI 1726:2019 sesuai dengan faktor pada metode SRPMM dan SRPMK.
5. Melakukan permodelan elemen struktur seperti balok, kolom, dan plat lantai berdasarkan SRPMM dan SRPMK sesuai dengan layout bangunan gedung menggunakan *software SAP2000 v22*.
6. Melakukan analisis struktur menggunakan *software SAP2000 v22* pada struktur yang sudah dimodelkan.
7. Melakukan analisis struktur berdasarkan output dari *SAP2000 v22* lalu diproses menggunakan *Microsoft Office Excel 2019*.
 - a. Merencanakan struktur elemen balok dengan berpedoman pada SNI 2847:2019. Dimana terdiri dari redistribusi momen, desain penulangan lentur balok hingga penulangan geser balok.
 - b. Merencanakan struktur elemen kolom menggunakan diagram Mn-Pn dengan acuan prinsip *Strong Column Weak Beam (SCWB)* pada kedua model struktur.
8. Menghitung volume beton dan baja tulangan tulangan pada kedua hasil permodelan struktur tersebut.
9. Melakukan penulisan laporan sebagai bukti tertulis bahwa telah dilakukannya penelitian dengan mencatumkan data-data hasil analisis yang sudah diperoleh.



Gambar 4. 3 Flowchart Penelitian

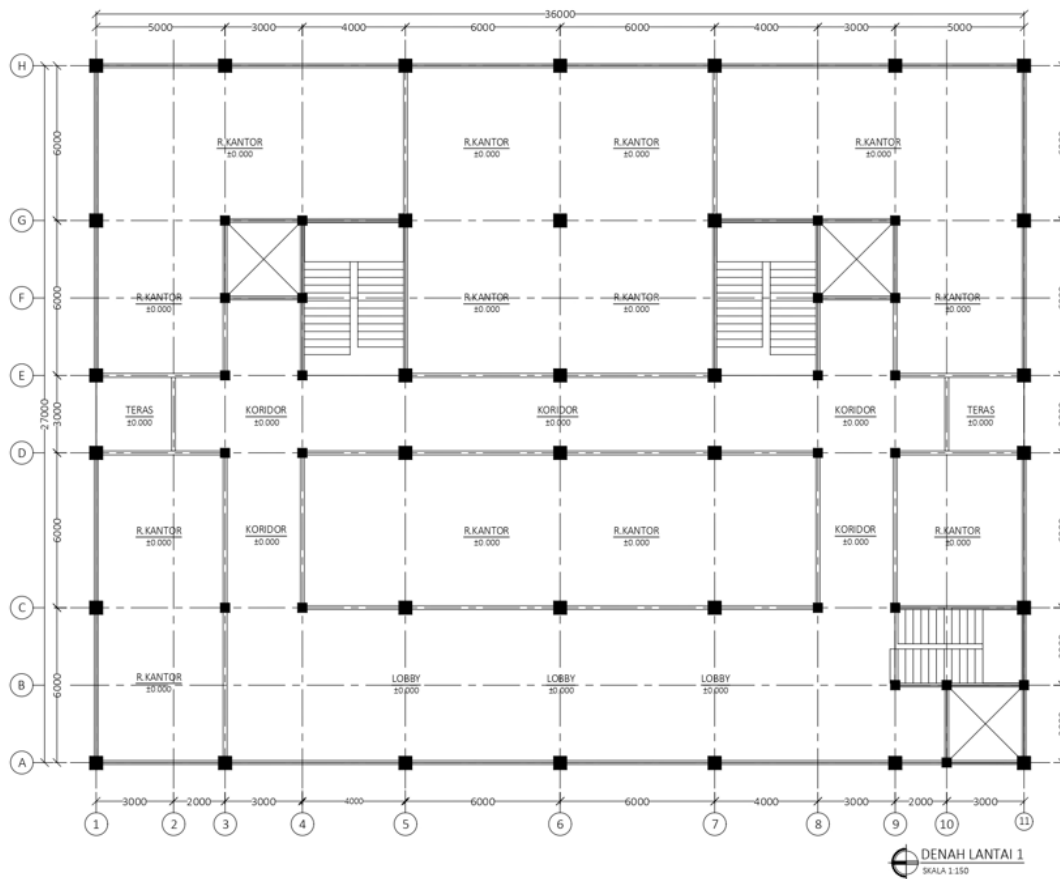


Lanjutan Gambar 4. 3 *Flowchart* Penelitian

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Perencanaan Bangunan

Denah bangunan yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5. 1 Denah Gedung Perkantoran

Spesifikasi bangunan gedung yang rencanakan adalah sebagai berikut:

1. Jenis bangunan = Gedung bertingkat
2. Material struktur = Beton bertulang
3. Sistem struktur =
 - Rangka Pemikul Momen Menengah

- Rangka Pemikul Momen Khusus.
- 4. Fungsi Bangunan = Perkantoran
- 5. Lokasi bangunan = Pekanbaru
- 6. Titik Koordinat = 0°28'22,4"N - 101°32'46,5"E
- 7. Tinggi bangunan = 32 m
- 8. Jumlah lantai bangunan = 8 Lantai
- 9. Mutu material beton, f_c = 30 MPa
- 10. Mutu baja tulangan ulir, f_y = 420 MPa
- 11. 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 bersifat tidak tetap selama proses analisis, hal tersebut dipengaruhi oleh output *preliminary design* berupa dimensi penampang dari setiap elemen struktur yang direncanakan. *Define* besaran berat volume material dilakukan pada perangkat lunak SAP2000.

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 = 0,01 m x 2400 kg/m³ = 24 kg/m²
 - b. Spesi = 0,03 m x 2100 kg/m³ = 63 kg/m²

c. Pasir	= 0,05 m	x 1600 kg/m ³	= 80 kg/m ²
d. Rangka plafond	=		= 7,0 kg/m ²
e. Plafond	=		= 11 kg/m ²
f. <i>Plumbing</i> dan <i>Electrical</i>	=		= 25 kg/m ²
g. Partisi	=		= 48 kg/m ²
Total beban mati tambahan plat lantai			= 258 kg/m ²
			= 2,58 kN/m ²

Berdasarkan perhitungan diatas, beban mati tambahan untuk pelat lantai didapatkan sebesar 2,58 kN/m². Beban tersebut tidak termasuk beban akibat berat sendiri untuk pelat beton bertulang.

3. Beban mati tambahan untuk plat atap

Dalam perencanaan plat beban mati yang digunakan berupa jumlah keseluruhan bahan konstruksi bangunan gedung yang berada 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 = tebal material x berat jenis material

a. Spesi	= 0,03 m	x 2100 kg/m ³	= 63 kg/m ²
b. Pasir	= 0,05 m	x 1600 kg/m ³	= 80 kg/m ²
c. Rangka <i>plafond</i>	=		= 7,0 kg/m ²
d. Plafond	=		= 11 kg/m ²
e. Lapisan <i>Waterproof</i>	=		= 5 kg/m ²
f. <i>Plumbing</i> dan <i>Electrical</i>	=		= 25 kg/m ²
Total beban mati tambahan plat atap			= 191 kg/m ²
			= 1,91 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. Maka dari itu diperoleh beban hidup untuk gedung perkantoran sebagai berikut.

1. Beban hidup untuk lantai

- a. Lobi dan Koridor lantai pertama = 4,79 kN/m²
 - b. Ruang Kantor = 2,40 kN/m²
 - c. Koridor diatas lantai pertama = 3,83 kN/m²
 - d. Balkon = 1,5 x 2,40 kN/m²
= 3,60 kN/m²
2. Beban hidup untuk atap
- a. Lantai atap = 0,96 kN/m²

5.2.3 Beban gempa (Seismik 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 factor 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).

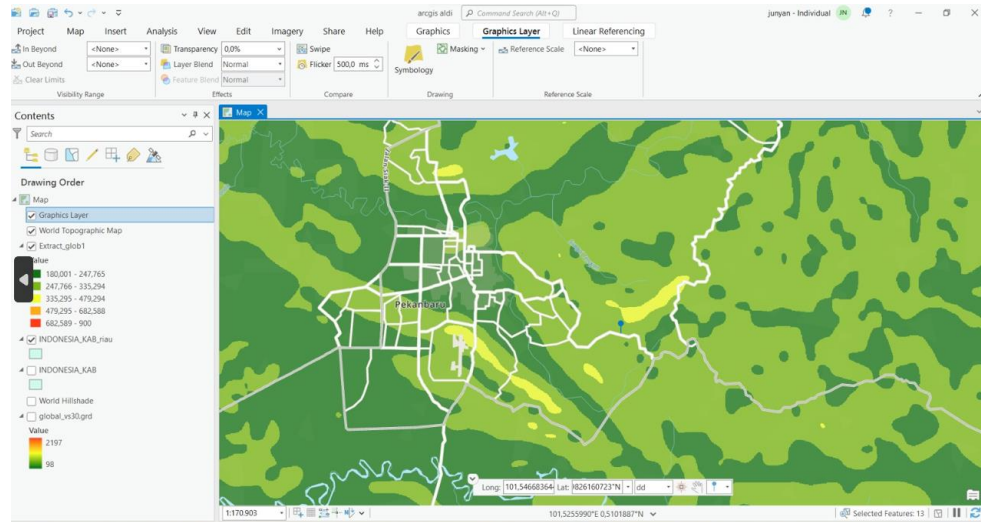
3. Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

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 Menengah (SRPMM) dan Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang efektif digunakan pada wilayah dengan kategori gempa yang relatif sedang yang mana bangunan memiliki rentang SDS 0,33 hingga 0,5 dan bangunan masuk dalam kategori resiko II, maka dapat disimpulkan bahwa Kategori Desain Seismik yaitu C (KDS C).

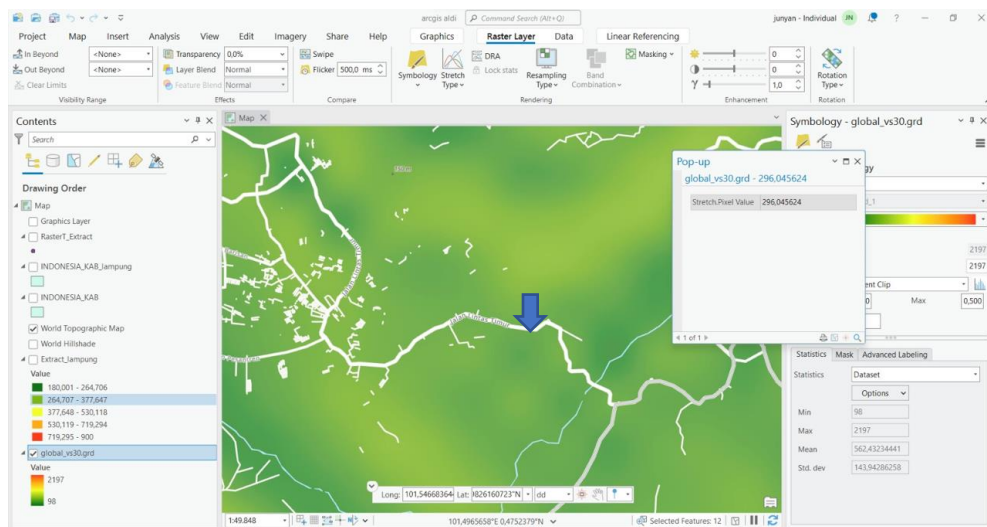
4. Penentuan Klasifikasi Situs

klasifikasi situs ditentukan untuk mengetahui jenis tanah pada umumnya berdasarkan data tanah yang diperoleh dengan melakukan pengujian langsung di lapangan untuk mendapatkan gambaran struktur tanah, namun metode tersebut kurang efektif untuk digunakan pada perencanaan dengan percobaan

tinjauan wilayah yang luas. Adapun cara lain yang bisa digunakan sebagai alternatif untuk menentukan klasifikasi situs tanah, salah satunya ialah dengan



Gambar 5. 2 Nilai Peta Sebaran Nilai Vs30 Kota Pekanbaru



Gambar 5. 3 Nilai Vs30 pada Lokasi Penelitian

menggunakan metode pendekatan berdasarkan data kecepatan gelombang geser tanah pada kedalaman 30 m dari permukaan tanah (V_{s30}) yang diperoleh melalui *website* <https://earthquake.usgs.gov/data/vs30> (*USGS Eathquake Hazard Program*), diakses pada 10 september 2023). Data V_{s30} yang diperoleh berupa data raster seluruh dunia oleh sebab itu perlu dilakukan proses pemetaan kembali sesuai lokasi penelitian menggunakan bantuan *software*

ArcGIS Pro. Sebaran nilai V_{s30} pada Kota Pekanbaru 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.

5. Penentuan parameter percepatan batuan dasar

Penentuan parameter percepatan batuan dasar Parameter S_s (percepatan tanah selama periode waktu yang singkat) dan S_l (percepatan tanah selama periode 1 s) diperoleh melalui *website* (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>, diakses pada 02 Agustus 2023) dengan cara memasukan koordinat lokasi yang diasumsikan dalam perencanaan dengan klasifikasi situs tanah sedang (SD), didapatkan nilai S_s sebesar 0,3716 dan S_l sebesar 0,2944 seperti yang tertera pada gambar 5.2 berikut.



Gambar 5. 4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Nilai S_s dan nilai S_l
(Sumber: *website* <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>, diakses pada 02 agustus 2023)

6. Penentuan koefisien situs

- a. Menentukan nilai factor ampilfikasi 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_l dan klasifikasi situs melalui Tabel 6 SNI 1726-2019. Diperoleh nilai F_a sebesar 1,5 dan nilai F_v sebesar 0,2944.

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

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

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\ &= 1,5 \times 0,3716 \text{ g} \\ &= 0,5584 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{MI} &= F_v \cdot S_I \\ &= 0,2944 \times 0,2944 \text{ g} \\ &= 0,5921 \text{ g} \end{aligned}$$

- c. Penentuan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1})

Nilai S_{DS} dan pada periode 1 detik S_{D1} dihitung berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726:2019 dan perhitungan parameter tersebut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} 0,5584 \text{ g} \\ &= 0,3723 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{MI} \\ &= \frac{2}{3} 0,5921 \text{ g} \\ &= 0,3947 \text{ g} \end{aligned}$$

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:

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

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= 0,2 \frac{0,3947 \text{ g}}{0,3723 \text{ g}} = 0,212 \text{ s.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\
 &= \frac{0,3947 \text{ g}}{0,3723 \text{ g}} \\
 &= 1,060 \text{ s}
 \end{aligned}$$

b. Apabila nilai $T < T_0$

$$\begin{aligned}
 S_a &= S_{Ds} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\
 &= 0,3723 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,1489} \right) \\
 &= 0,1489
 \end{aligned}$$

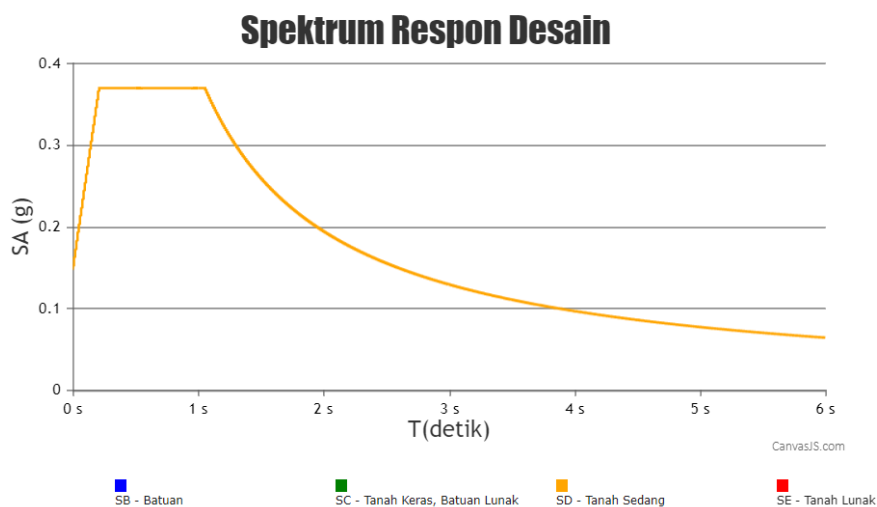
c. Apabila nilai $T_0 \leq T \leq T_s$

$$\begin{aligned}
 S_a &= S_{Ds} \\
 &= 0,1444
 \end{aligned}$$

d. Apabila nilai $T_s < T$

$$\begin{aligned}
 S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\
 &= \frac{0,3947}{1,1} \\
 &= 0,3723
 \end{aligned}$$

Nilai-nilai S_a yang dihitung kemudian dapat dijadikan dasar untuk membuat grafik respon spektrum. Grafik respons spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.3.



Gambar 5. 5 Grafik Respon Spektrum Perencanaan Gedung Perkantoran

8. Penentuan factor 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 (Ω_0), dan faktor pembesaran simpangan lateral (C_d) harus ditentukan sesuai dengan sistem struktur yang digunakan.

a. Rangka beton bertulang pemikul momen Menengah

$$R = 5$$

$$\Omega_0 = 3$$

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

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

b. Rangka beton bertulang pemikul momen Khusus

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 5 \frac{1}{2}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala respon spektrum} &= \frac{I}{R} \times g \\ &= \frac{1}{8} \times 9,81 \\ &= 1,226 \end{aligned}$$

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 K1

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

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

$$Q_D \text{ Pelat lantai} = 2,58 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\begin{aligned} Q_u \text{ Pelat lantai} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\ &= (1,2 \times 2,58) + (1,6 \times 3,83) \\ &= 9,224 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \text{ Pelat lantai} &= Q_u \cdot A_{\text{Pelat}} \\ &= 9,224 \times 36 \\ &= 332,064 \text{ kN} \\ &= 332064 \text{ N} \end{aligned}$$

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

$$Q_D \text{ Pelat atap} = 1,91 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_L \text{ Pelat atap} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_u \text{ Pelat atap} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\ &= (1,2 \times 1,91) + (1,6 \times 0,96) \\ &= 3,828 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \text{ Pelat atap} &= Q_u \cdot A_{\text{Pelat}} \\ &= 3,828 \times 36 \\ &= 137,808 \text{ kN} \\ &= 137808 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \text{ Total} &= (P_u \text{ Plat Lantai} \times \sum \text{Lantai}) + (P_u \text{ Plat Atap} \times \sum \text{Lantai Atap}) \\ &= (332064 \times 7) + (137808 \times 1) \\ &= 2462256 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= \frac{P_u}{\sqrt{f'c} \cdot 0,4} \\
 &= \frac{2462256}{\sqrt{30} \cdot 0,4} \\
 &= 710792 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b/h &= \sqrt{A_g} \\
 &= \sqrt{710792} \\
 &= 843,01 \text{ mm} \\
 &\approx 900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Kolom Tipe K2

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Pelat lantai}} &= 18 \text{ m}^2 \\
 Q_D \text{ Pelat lantai} &= 2,58 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_L \text{ Pelat lantai} &= 3,83 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_u \text{ Pelat lantai} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
 &= (1,2 \times 2,58) + (1,6 \times 3,83) \\
 &= 9,224 \text{ kN/m}^2 \\
 P_u \text{ Pelat lantai} &= Q_u \cdot A_{\text{Pelat}} \\
 &= 9,224 \times 18 \\
 &= 166,032 \text{ kN} \\
 &= 166032 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Pelat atap}} &= 18 \text{ m}^2 \\
 Q_D \text{ Pelat atap} &= 1,91 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_L \text{ Pelat atap} &= 0,96 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_u \text{ Pelat atap} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
 &= (1,2 \times 1,91) + (1,6 \times 0,96) \\
 &= 3,828 \text{ kN/m}^2 \\
 P_u \text{ Pelat atap} &= Q_u \cdot A_{\text{Pelat}} \\
 &= 3,828 \times 18 \\
 &= 68,904 \text{ kN} \\
 &= 68904 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_u \text{ Total} &= (P_u \text{ Plat Lantai} \times \sum \text{Lantai}) + (P_u \text{ Plat Atap} \times \sum \text{Lantai Atap}) \\
&= (166032 \times 7) + (68904 \times 1) \\
&= 123112 \text{ N} \\
A_g &= \frac{P_u}{\sqrt{F'c} \cdot 0,4} \\
&= \frac{123112}{\sqrt{30} \cdot 0,4} \\
&= 355396 \text{ mm}^2 \\
b/h &= \sqrt{A_g} \\
&= \sqrt{355396} \\
&= 596,151 \text{ mm} \\
&\approx 650 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan 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.

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 (650 x 650)	Eksterior	4000
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	4000
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	4000
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	4000
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	4000

(Sumber: Pengolahan data, 2024)

2. Balok

a. Balok Induk Tipe 1 (BI1)

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

$$h \text{ min} = \frac{L}{14}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{7000}{14} \\
 &= 500 \text{ mm} \\
 &\approx 550 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= \frac{2}{3} h \\
 &= \frac{2}{3} 550 \\
 &\approx 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Balok Induk Tipe 2 (BI2)

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

$$\begin{aligned}
 h \text{ min} &= \frac{L}{14} \\
 &= \frac{6000}{14} \\
 &= 428,5 \text{ mm} \\
 &\approx 450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= \frac{2}{3} h \\
 &= \frac{2}{3} 450 \\
 &= 300 \text{ mm} \\
 &\approx 350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c. Balok Induk Tipe 3 (BI3)

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

$$\begin{aligned}
 h \text{ min} &= \frac{L}{14} \\
 &= \frac{5000}{14} \\
 &= 357,143 \text{ mm} \\
 &\approx 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= \frac{2}{3} h \\
 &= \frac{2}{3} 400 \\
 &= 266,6 \text{ mm} \\
 &\approx 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

d. Balok Anak (BA)

$$\begin{aligned}
 L_{max} &= 6000 \text{ mm} \\
 h_{min} &= \frac{L}{21} \\
 &= \frac{6000}{21} \\
 &= 285,714 \text{ mm} \\
 &\approx 300 \text{ mm} \\
 b &= \frac{2}{3}h \\
 &= \frac{2}{3}285,714 \\
 &= 190,476 \text{ mm} \\
 &\approx 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

Tabel 5. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok

Keterangan	Kodefikasi Balok	Dimensi Awal, b x h (mm)	Bentang Balok L (mm)	Keterangan
Lantai 1-8	B1	B (400 x 550)	7000	Balok Induk
	B2	B (350 x 450)	6000	Balok Induk
	B3	B (300 x 400)	5000	Balok Induk
	B4	B (300 x 400)	4000	Balok Anak
	B5	B (200 x 300)	6000	Balok Anak
	B6	B (200 x 300)	3000	Balok Anak

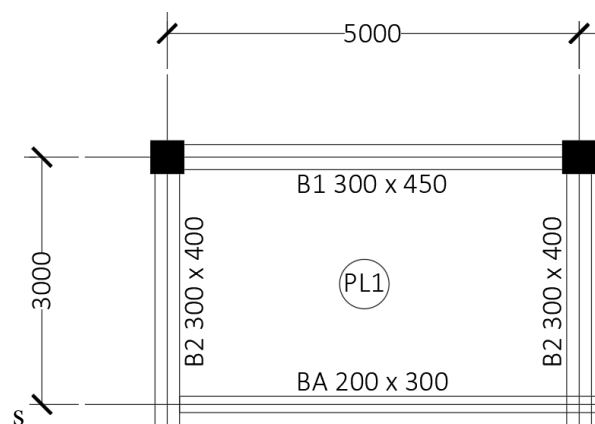
(Sumber: Pengolahan data, 2024).

3. Pelat

a. Pelat Lantai tinjauan 1 (PL 1)

$$\begin{aligned}
 L_y &= 5000 \text{ mm} \\
 L_x &= 3000 \text{ mm} \\
 L_{nx} &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 200\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 350\right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2725 \text{ mm} \\
 Lnx &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 400\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 400\right) \\
 &= 4600 \text{ mm} \\
 \beta &= \frac{Ln y}{Ln x} \\
 &= \frac{4600}{2725} \\
 &= 1,688 \approx \text{Pelat dua arah}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 6 Gambar Pelat Tinjauan 1 (PL1)

Berdasarkan hasil perhitungan rasio dimensi dari bentangan plat lantai maka diperoleh hasil berupa plat lantai yang dipakai yaitu plat dua arah.

Mengacu pada pasal 8.3.1.2 SNI 2847:2019, ketebalan minimum pelat dua arah ditentukan menggunakan rumus empiris dengan persamaan yang dipilih tergantung dari nilai rasio kekakuan merata. Di bawah ini adalah proses perhitungan tebal minimum plat pada model struktur pelat gedung perkantoran mengacu pada ketentuan pasal 8.3.1.2 SNI 2847:2019.

b. Perhitungan rasio kekakuan setiap sisi (α_f) pada pelat tinjauan

$$\alpha_{f1} = \frac{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 550^3}{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 4600 \cdot 130^3} = 6,058$$

$$\alpha_{f2} = \frac{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 200 \cdot 300^3}{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 4600 \cdot 130^3} = 0,819$$

$$\alpha_{f3} = \frac{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 200 \cdot 300^3}{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 4600 \cdot 130^3} = 6,058$$

$$\alpha_{f4} = \frac{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 400^3}{4600 \cdot \sqrt{30} \cdot 4600 \cdot 130^3} = 8,739$$

c. Perhitungan rasio kekakuan rata-rata (α_{fm}) pelat tinjauan

$$\alpha_{fm} = \frac{12,443+8,739+2,457+8,739}{4} = 8,094$$

d. Tebal minimum (h_{min}) pelat

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

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

Menurut hasil perhitungan diatas ketebalan plat bisa diambil antara 90 mm sampai dengan 92, oleh sebab itu dipakailah ketebalan pelat yaitu 125 mm yang digunakan dalam proses perencanaan. Dimensi ketebalan dapat berubah seiring dengan hasil analisis dan perhitungan untuk menghindari pemborosan.

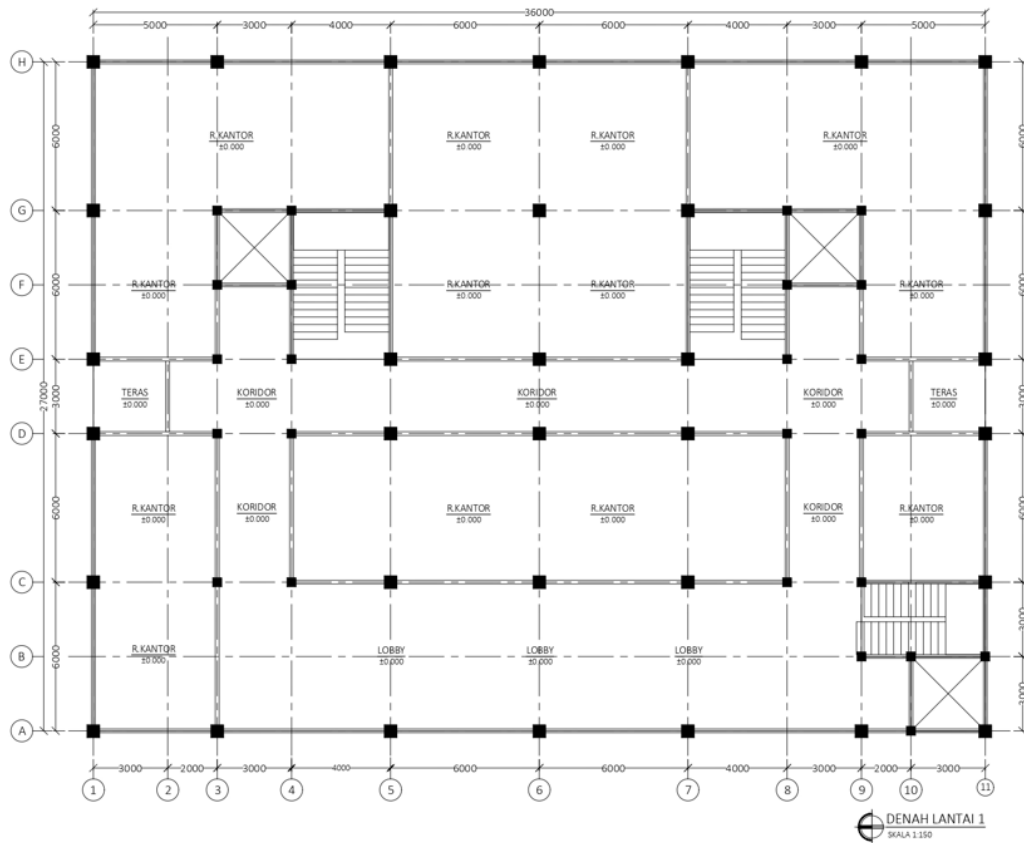
Tabel 5. 3 Rekapitulasi Dimensi Pelat

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

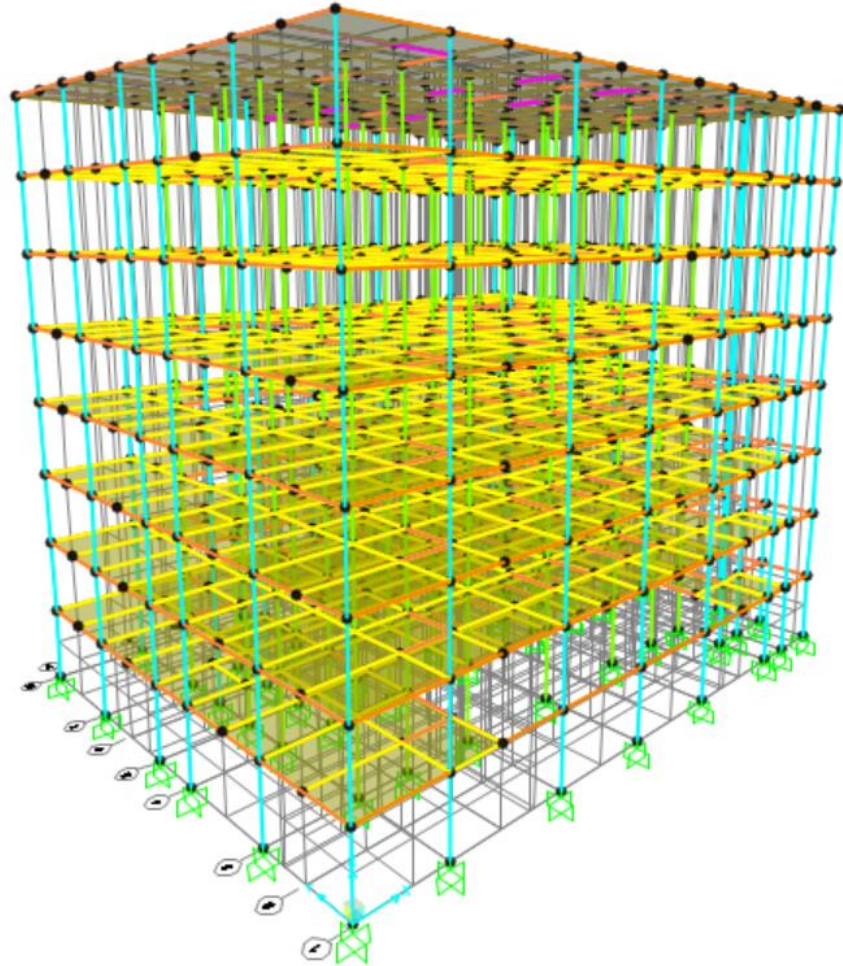
(Sumber: Pengolahan data, 2024).

5.3.2 Permodelan Struktur

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



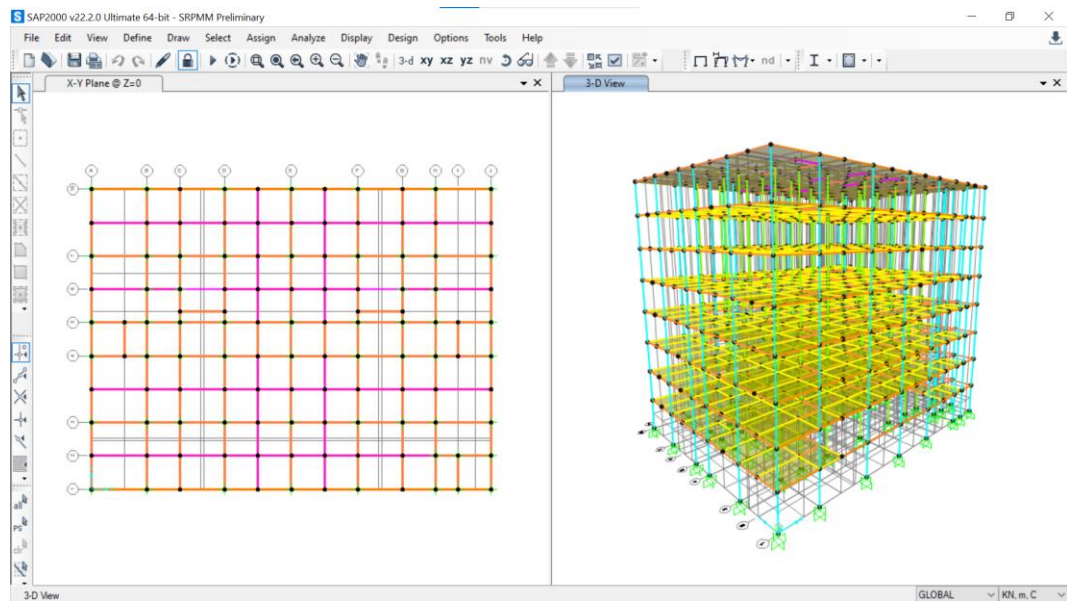
Gambar 5. 7 Denah Lantai Dasar Gedung Perkantoran



Gambar 5. 8 Model Struktur Gedung Perkantoran dengan *SAP2000*

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. Analisis dilakukan dalam perangkat lunak SAP2000 seperti tampak pada Gambar 5.9.



Gambar 5. 9 Analisis Permodelan Struktur Tahap Awal

5. 4 Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

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)

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

b. Perhitungan Nilai Periode Maksimum

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u T_a \\ &= 1,5430 \times 1,0544 \\ &= 1,6270 \text{ dt} \end{aligned}$$

c. Perolehan Nilai Periode Berdasarkan *Output SAP 2000* dengan model struktur dalam kondisi penampang retak.

$$T_c = 1,04164 \text{ dt}$$

d. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan, Karena diperoleh nilai yang memenuhi salah satu syarat $T_c < T_a$ Maka nilai periode struktur yang digunakan adalah T_a sebesar 1,0544 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.

$$\begin{aligned} C_{s \text{ hitung}} &= \frac{S_{DS}}{R} \\ &= \frac{0,3723}{1} \\ &= 0,07445 \text{ g} \end{aligned}$$

Untuk memperoleh $C_{s \text{ max}}$, maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_{s \text{ max}} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,3947}{1,0544\left(\frac{5}{1}\right)} \\ &= 0,07487 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s \text{ min}} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,3723 \times 1 \geq 0,01 \\ &= 0,0164 \geq 0,01 \end{aligned}$$

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 0,07487 g.

- b. Perhitungan berat bangunan per lantai (W)

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

Tabel 5. 4 Rekapitulasi Awal Berat Sendiri per Lantai Gedung SRPMM

Lantai	Berat Sendiri Bangunan, W (kN)
Lantai 1	7617,30
Lantai 2	8095,74
Lantai 3	8095,74
Lantai 4	8095,74
Lantai 5	8095,74
Lantai 6	8095,74
Lantai 7	8095,74
Lantai 8	8400,42
Total	64592,16

(Sumber: Pengolahan data, 2024).

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.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \cdot W \\
 &= 0,07487 \times 64592,16 \\
 &= 4836,049 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

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 $T = 1,0544$ dt dicari dengan menggunakan interpolasi sebagai berikut.

$$k = \frac{(2-1) \times (1,0544-0,5)}{(2,5-0,5)+1}$$

$$= 1,2772$$

Tabel 5. 5 Perhitungan 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	8400,420	32	83,638	702597,942	0,256	1237,002
Lantai 8 +28.00	8095,740	28	70,524	570944,665	0,208	1005,212
Lantai 7 +24.00	8095,740	24	57,920	468908,732	0,171	825,566
Lantai 6 +20.00	8095,740	20	45,888	371498,054	0,135	654,064
Lantai 5 +16.00	8095,740	16	34,508	279370,954	0,102	491,864
Lantai 4 +12.00	8095,740	12	23,897	193467,111	0,070	340,621
Lantai 3 +8.00	8095,740	8	14,238	115265,696	0,042	202,938
Lantai 2 +4.00	7617,300	4	5,874	44746,947	0,016	78,782
Lantai 1 +0.00	0	0	0	0	0	0
Total				2746800,10	1,000	4836,049

(Sumber: Pengolahan data, 2024).

4. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada Gambar 5.10. Berdasarkan pada gambar output tersebut, diketahui bahwa nilai dari gaya geser dasar statik yang diakibatkan oleh beban gempa untuk arah x (V_x) sebesar -2302,389 kN dan arah y (V_y) sebesar -2302,389 kN; sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik yang diakibatkan oleh beban gempa untuk arah x (V_x) sebesar 1693,496 kN dan arah y (V_y) sebesar 1759,964 kN.

S Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter:

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	EX STATIK	LinStatic		-2302,389	2,575E-09	3,783E-12	-6,011E-08	-51357,2107	34807,9273
	EY STATIK	LinStatic		2,441E-09	-2302,389	-2,91E-12	51213,4677	5,639E-08	-46290,7128
	EX RS	LinRespSpec	Max	1693,496	172,307	1,45	3725,0896	36515,1735	27922,6872
	EY RS	LinRespSpec	Max	172,307	1759,964	3,759	37935,0448	3710,0037	32505,7766

Gambar 5. 10 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMM

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

a. Arah x

$$V_{statik} = 2302,389 \text{ kN.}$$

$$V_{dinamik} = 1693,496 \text{ kN.}$$

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1693,496 < 2302,389 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{2302,389}{1693,496} \\ &= 1,360 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,360 \\ &= 2,667 \end{aligned}$$

b. Arah y

$$V_{statik} = 2302,389 \text{ kN.}$$

$$V_{dinamik} = 1759,964 \text{ kN.}$$

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1759,964 < 2302,389 \text{ (tidak memenuhi syarat).}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{2302,389}{1759,964} \\ &= 1,308 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,308 \\ &= 2,567. \end{aligned}$$

6. Analisis respon spektrum ragam

Berdasarkan 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. Dalam tiap lantai bangunan memiliki 3 derajat kebebasan yaitu searah sumbu x, sumbu y dan arah puntir (torsi) dan juga jumlah lantai yang digunakan dalam perencanaan yaitu 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 5.10.

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	1,041638	0,63499	0,02556	2,227E-09	0,63499	0,02556	2,227E-09	0,00403	0,0692	0,10568	0,00403	0,0692	0,10568
MODAL	Mode	2	0,999294	0,05361	0,69183	1,209E-06	0,6886	0,71739	1,211E-06	0,10663	0,00591	0,02665	0,11066	0,07511	0,13233
MODAL	Mode	3	0,940696	0,07853	0,05362	7,416E-09	0,76713	0,77101	1,219E-06	0,00823	0,00916	0,65016	0,11889	0,08427	0,7825
MODAL	Mode	4	0,299793	0,08095	0,00556	1,754E-03	0,84808	0,77657	1,236E-06	0,01149	0,11368	0,03009	0,13038	0,19796	0,81258
MODAL	Mode	5	0,289123	0,01694	0,09296	2,808E-06	0,86502	0,86952	4,045E-06	0,1967	0,02434	0,00595	0,32708	0,22229	0,81843
MODAL	Mode	6	0,278141	0,02012	0,01735	5,542E-08	0,88515	0,88867	4,1E-06	0,03747	0,02954	0,07463	0,36455	0,25183	0,89306
MODAL	Mode	7	0,148323	0,01795	0,00223	1,33E-09	0,90309	0,88911	4,101E-06	0,00195	0,01133	0,02908	0,3665	0,26317	0,92214
MODAL	Mode	8	0,141046	0,01759	0,02843	3,522E-08	0,92069	0,91754	7,623E-06	0,02446	0,01075	0,00251	0,39096	0,27362	0,92465
MODAL	Mode	9	0,13883	0,01422	0,01816	5,339E-07	0,93491	0,93589	8,157E-06	0,01532	0,00843	0,01449	0,40629	0,28235	0,93914
MODAL	Mode	10	0,089786	0,00448	0,0006	4,359E-09	0,93938	0,93629	8,162E-06	0,00371	0,01321	0,02088	0,41	0,29556	0,96002
MODAL	Mode	11	0,087741	6,537E-05	0,00024	0,0339	0,93945	0,93653	0,0339	0,16271	0,00608	1,02E-06	0,5727	0,30164	0,96002
MODAL	Mode	12	0,08359	0,01163	0,01135	0,00147	0,95108	0,94788	0,03538	0,01324	0,0112	0,00054	0,58604	0,31284	0,96056
MODAL	Mode	13	0,082989	0,00923	0,01147	0,00045	0,96031	0,95935	0,03582	0,01978	0,0097	0,00287	0,60582	0,32254	0,96344
MODAL	Mode	14	0,080449	0,00062	0,00238	0,00822	0,96093	0,96173	0,04405	0,00106	0,00086	1,378E-05	0,60888	0,3234	0,96345
MODAL	Mode	15	0,078728	0,00139	0,00072	0,00073	0,96232	0,96245	0,04478	0,00052	0,00036	1,49E-05	0,6074	0,32376	0,96346
MODAL	Mode	16	0,073761	3,593E-05	0,0002	0,00866	0,96236	0,96265	0,05343	0,00168	4,14E-05	0,00012	0,60908	0,3238	0,96358
MODAL	Mode	17	0,057776	0,00697	0,00099	3,846E-05	0,96933	0,96364	0,05347	0,0016	0,00816	0,00504	0,61068	0,33196	0,96862
MODAL	Mode	18	0,05517	0,00279	0,01357	4,897E-05	0,97212	0,97722	0,05352	0,01635	0,00255	2,008E-07	0,62703	0,3345	0,96862
MODAL	Mode	19	0,052855	0,00784	0,00206	8,772E-05	0,97996	0,97927	0,05361	0,00275	0,00561	0,00274	0,62978	0,34012	0,97136
MODAL	Mode	20	0,042137	0,00123	0,00456	0,00097	0,98119	0,98384	0,05457	0,01844	0,00095	7,032E-05	0,64822	0,34107	0,97143
MODAL	Mode	21	0,038756	0,00978	0,00244	3,22E-05	0,99097	0,98628	0,05461	0,00413	0,01275	0,0002	0,65235	0,35382	0,97163
MODAL	Mode	22	0,036659	0,00159	0,00697	0,00092	0,99256	0,99325	0,05553	0,00364	0,00263	7,786E-05	0,65598	0,35645	0,9717
MODAL	Mode	23	0,029212	0,00618	0,00142	1,277E-05	0,99874	0,99467	0,05554	0,00216	0,00581	0,00056	0,65814	0,36226	0,97227
MODAL	Mode	24	0,02889	0,00126	0,00533	0,00011	1	1	0,05566	0,01157	0,00104	8,673E-05	0,66971	0,3633	0,97235

Gambar 5. 11 Modal Participating Mass Ratio Output SAP 2000

Dilihat berdasarkan *output SAP 2000* tersebut diperoleh nilai partisipasi massa pada ragam ke 8 sudah mencapai lebih dari 90 % yaitu sebesar 92,07% untuk arah x dan 91,75% untuk arah y. Sehingga diizinkan untuk menggunakan 8 ragam pada analisis.

5.5.2 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

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

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

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: OutputCase = 'EX STATIK'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	71	EX STATIK	LinStatic		0	0	0	0	0	0
	72	EX STATIK	LinStatic		0,002337	2E-05	-5,45E-07	-8,537E-06	0,001	-2,3E-05
	217	EX STATIK	LinStatic		0,013614	0,000126	-1,448E-06	-1,5E-05	0,00154	-0,000132
	299	EX STATIK	LinStatic		0,019825	0,00019	-1,768E-06	-1,5E-05	0,001468	-0,000192
	357	EX STATIK	LinStatic		0,02548	0,000252	-1,998E-06	-1,4E-05	0,001277	-0,000244
	415	EX STATIK	LinStatic		0,030193	0,000305	-2,151E-06	-1,2E-05	0,001018	-0,000286
	493	EX STATIK	LinStatic		0,033786	0,000351	-2,239E-06	-9,951E-06	0,000739	-0,000316
	575	EX STATIK	LinStatic		0,007456	6,6E-05	-1,037E-06	-1,3E-05	0,001426	-7,3E-05
	667	EX STATIK	LinStatic		0,036378	0,000389	-2,278E-06	-8,359E-06	0,000568	-0,000336

Gambar 5. 12 Nilai Defleksi Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: OutputCase = 'EY STATIK'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	71	EY STATIK	LinStatic		0	0	0	0	0	0
	72	EY STATIK	LinStatic		-2,8E-05	0,002199	-4,6E-05	-0,000918	-1,1E-05	1,5E-05
	217	EY STATIK	LinStatic		-0,000145	0,012606	-0,000118	-0,001384	-1,5E-05	7,6E-05
	299	EY STATIK	LinStatic		-0,000201	0,018261	-0,000142	-0,00131	-1,3E-05	0,000106
	357	EY STATIK	LinStatic		-0,000248	0,023373	-0,000158	-0,001133	-9,691E-06	0,000133
	415	EY STATIK	LinStatic		-0,000281	0,027599	-0,000167	-0,000894	-6,103E-06	0,000155
	493	EY STATIK	LinStatic		-0,000298	0,030776	-0,000172	-0,000639	-2,254E-06	0,00017
	575	EY STATIK	LinStatic		-8,3E-05	0,006954	-8,6E-05	-0,001294	-1,5E-05	4,4E-05
	667	EY STATIK	LinStatic		-0,000302	0,033014	-0,000174	-0,000473	-2,151E-07	0,000178

Gambar 5. 13 Nilai Defleksi Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal

Pada sub bab 5.2.3 diketahui nilai C_d adalah 5,5 dan I_e adalah 1, Sedangkan untuk Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan dengan analisis elastik (δ_{xe}) dapat diperoleh berdasarkan *output SAP 2000* menggunakan fitur *section*

cut pada kolom disetiap lantai bangunan dan dapat dilihat pada gambar 5.36 dan 5.37 di atas.

Setelah nilai C_d , I_e dan δ_{xe} telah diketahui, maka nilai δ_x dapat dihitung. Adapun rekapitulasi perhitungan nilai δ_x dapat dilihat pada tabel 5.6 berikut.

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Perhitungan δ_x

Keterangan	δ_{xe} arah x (mm)	δ_{xe} arah y (mm)	δ_x arah x (mm)	δ_x arah y (mm)
Lantai 8	36,3780	33,0140	163,701	148,563
Lantai 7	33,7860	30,7760	152,037	138,492
Lantai 6	30,1930	27,5990	135,869	124,196
Lantai 5	25,4800	23,3730	114,660	105,179
Lantai 4	19,8250	18,2610	89,213	82,175
Lantai 3	13,6140	12,6060	61,263	56,727
Lantai 2	7,4560	6,9540	33,552	31,293
Lantai 1	2,3370	2,1990	10,517	9,896

2. Pengaruh P-delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas (θ) 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 dapat diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000* dengan menggunakan fitur *section cut* pada kolom disetiap lantai bangunan. Adapun nilai P_x dan V_x berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada gambar 5.38, 5.39 dan 5.40. Setelah nilai parameter untuk perhitungan koefisien stabilitas (θ) telah diketahui, langkah berikutnya adalah menghitung nilai θ . Rekap perhitungan nilai θ dapat dilihat pada Tabel 5.7.

S Section Cut Forces - Analysis

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
K LT 1	D + L	Combination		1,861E-10	1,329E-11	48613,58	30907,9597	47083,4955	-9,489E-10
K LT 2	D + L	Combination		1,863E-10	1,498E-11	42593,46	-22972,5295	7764,6082	-7,415E-10
K LT 3	D + L	Combination		1,872E-10	2,156E-11	35975,74	5627,6697	5951,735	-8,564E-10
K LT 4	D + L	Combination		1,686E-10	1,467E-11	29358,02	4569,5023	4798,495	-7,994E-10
K LT 5	D + L	Combination		1,379E-10	6,132E-12	22740,3	3511,335	3645,255	-7,091E-10
K LT 6	D + L	Combination		9,457E-11	-8,766E-12	16122,58	2453,1677	2492,015	-5,833E-10
K LT 7	D + L	Combination		3,53E-11	-2,424E-11	9504,86	1395,0003	1338,775	-4,203E-10
K LT 8	D + L	Combination		-3,646E-11	-4,404E-11	2887,14	336,833	185,535	-2,395E-10

Gambar 5. 14 Nilai Px Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

S Section Cut Forces - Analysis

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
K LT 1	EX STATIK	LinStatic		-2302,389	2,575E-09	3,783E-12	-6,015E-08	-51357,2107	4797,483
K LT 2	EX STATIK	LinStatic		-2258,968	2,544E-09	3,725E-12	-4,986E-08	-42147,6564	2307,5821
K LT 3	EX STATIK	LinStatic		-2145,819	2,443E-09	2,27E-12	-3,967E-08	-33111,7849	3681,6767
K LT 4	EX STATIK	LinStatic		-1956,397	2,242E-09	1,077E-12	-2,99E-08	-24528,5084	3348,7773
K LT 5	EX STATIK	LinStatic		-1683,371	1,947E-09	-8,004E-13	-2,091E-08	-16702,9188	2868,9471
K LT 6	EX STATIK	LinStatic		-1320,828	1,563E-09	2,59E-12	-1,316E-08	-9969,4338	2231,7957
K LT 7	EX STATIK	LinStatic		-863,757	1,113E-09	1,935E-12	-6,89E-09	-4686,1203	1428,5144
K LT 8	EX STATIK	LinStatic		-307,773	6,048E-10	-5,821E-13	-2,424E-09	-1231,0939	451,4011

Gambar 5. 15 Nilai Vx Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

S Section Cut Forces - Analysis

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
K LT 1	EY STATIK	LinStatic		2,441E-09	-2302,389	-2,91E-12	51213,4677	5,634E-08	-2426,2407
K LT 2	EY STATIK	LinStatic		2,413E-09	-2257,43	-2,328E-13	42003,9133	4,657E-08	-4152,4375
K LT 3	EY STATIK	LinStatic		2,311E-09	-2141,981	-2,648E-12	32974,1934	3,693E-08	-3972,6938
K LT 4	EY STATIK	LinStatic		2,109E-09	-1950,359	-1,019E-12	24406,2714	2,769E-08	-3616,3316
K LT 5	EY STATIK	LinStatic		1,818E-09	-1675,84	1,746E-13	16604,8348	1,924E-08	-3105,8019
K LT 6	EY STATIK	LinStatic		1,448E-09	-1313,032	4,366E-13	9901,4762	1,198E-08	-2431,0807
K LT 7	EY STATIK	LinStatic		1,012E-09	-857,388	5,821E-13	4649,3485	6,176E-09	-1583,7111
K LT 8	EY STATIK	LinStatic		5,308E-10	-304,949	8,076E-13	1219,7946	2,124E-09	-556,3271

Gambar 5. 16 Nilai Vx Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	P_x (kN)	$V_x Ex$ (kN)	$V_x Ey$ (kN)	$\delta_x Ex$ (mm)	$\delta_x Ey$ (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	hsx (mm)	θEx	θEy	θ_{maks}	Cek hasil
Lantai 8	2887,140	307,773	304,949	11,664	10,071	80	80	4000	0,006	0,005	0,1111	Stabil
Lantai 7	9504,860	863,757	857,388	16,169	14,297	80	80	4000	0,010	0,009	0,1111	Stabil
Lantai 6	16122,580	1320,828	1313,032	21,209	19,017	80	80	4000	0,014	0,013	0,1111	Stabil
Lantai 5	22740,300	1683,371	1675,84	25,448	23,004	80	80	4000	0,019	0,017	0,1111	Stabil
Lantai 4	29358,020	1956,397	1950,359	27,950	25,448	80	80	4000	0,023	0,021	0,1111	Stabil
Lantai 3	35975,740	2145,819	2141,981	27,711	25,434	80	80	4000	0,026	0,024	0,1111	Stabil
Lantai 2	42593,460	2258,968	2257,43	23,036	21,398	80	80	4000	0,024	0,022	0,1111	Stabil
Lantai 1	48613,580	2302,389	2302,389	10,517	9,896	80	80	4000	0,012	0,012	0,1111	Stabil

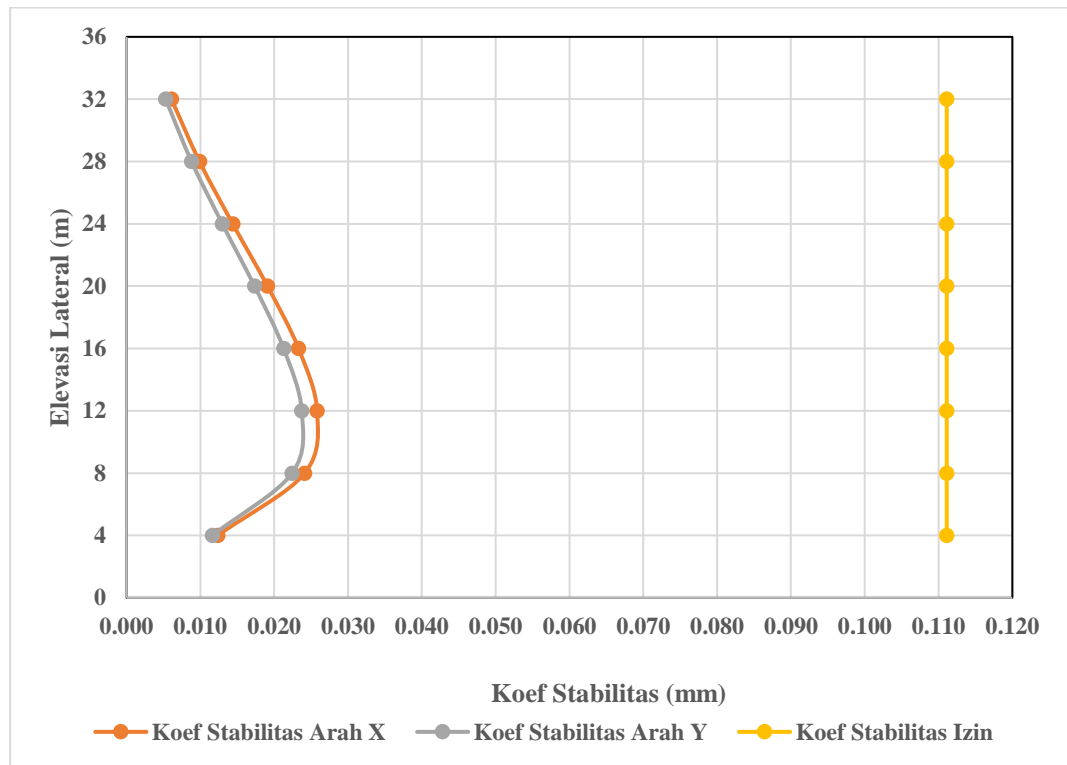
Tabel 5. 8 Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal

Keterangan	Elevasi (mm)	θ_{Ex}	θ_{Ey}	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,006	0,005	Tidak	Tidak	1,0061	1,0053
Lantai 7	28000	0,010	0,009	Tidak	Tidak	1,0100	1,0089
Lantai 6	24000	0,014	0,013	Tidak	Tidak	1,0146	1,0131
Lantai 5	20000	0,019	0,017	Tidak	Tidak	1,0195	1,0176
Lantai 4	16000	0,023	0,021	Tidak	Tidak	1,0239	1,0217
Lantai 3	12000	0,026	0,024	Tidak	Tidak	1,0265	1,0243
Lantai 2	8000	0,024	0,022	Tidak	Tidak	1,0247	1,0229

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta



Gambar 5. 17 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y, dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMM Tahap Awal

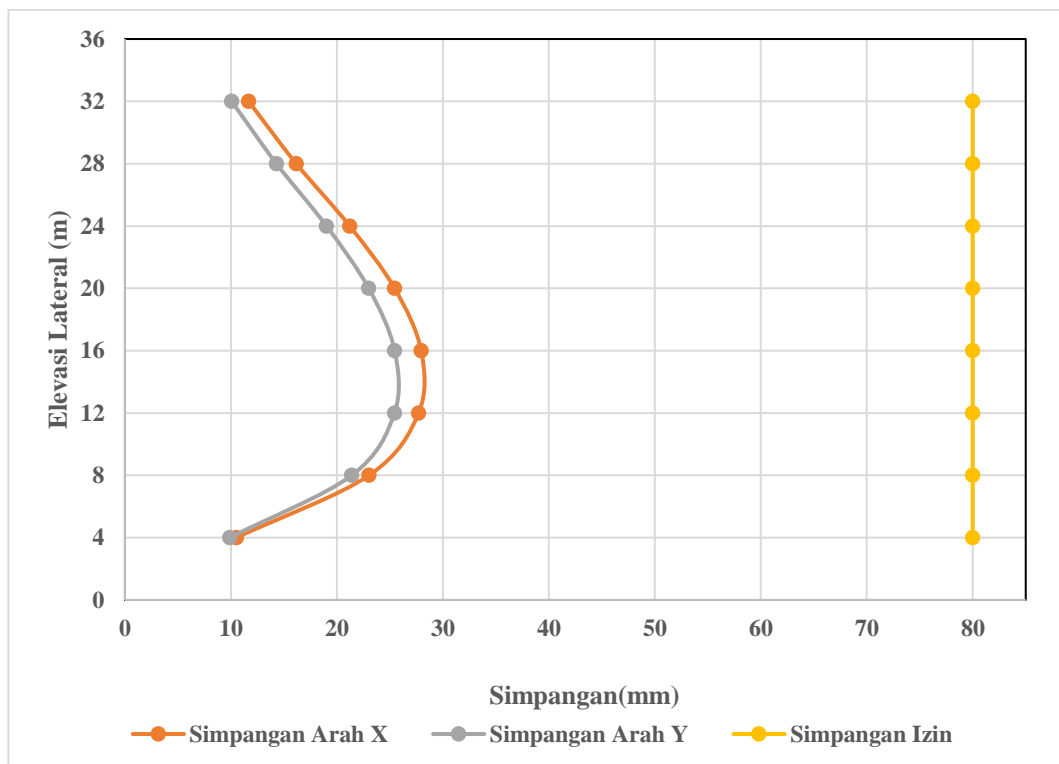
3. Batasan Simpangan Antar Tingkat

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 5.43. Sedangkan untuk nilai simpang antar tingkat terdapat batasan yang telah dihitung dan direkapitulasi Pada Tabel 5.43 dan disajikan dalam bentuk grafik yang dapat dilihat sebagaimana Gambar 5.42 berikut ini.

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta a^{a, b}$

Keterangan	Elevasi (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	Δa Izin (mm)
Lantai 8	32000	11,664	10,071	80
Lantai 7	28000	16,169	14,297	80
Lantai 6	24000	21,209	19,017	80
Lantai 5	20000	25,448	23,004	80
Lantai 4	16000	27,950	25,448	80
Lantai 3	12000	27,711	25,434	80
Lantai 2	8000	23,036	21,398	80
Lantai 1	4000	10,517	9,896	80

(Sumber: Pengolahan data, 2024)



Gambar 5. 18 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah X, Arah Y dan Simpangan Izin

5.5.3 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan

1. Pemeriksaan letak titik berat bangunan

Titik berat bangunan digunakan sebagai acuan ketika meninjau struktur kolom untuk memperoleh nilai *displacement* pada setiap lantai. Letak titik berat bangunan dapat diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000* dengan menggunakan fitur *display -> show table -> joint output -> joint masses*. Nilai titik berat bangunan berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Gambar 5.19 sedangkan untuk gambaran posisi letak titik berat bangunan dapat dilihat pada Gambar 5.20.

S Assembled Joint Masses

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

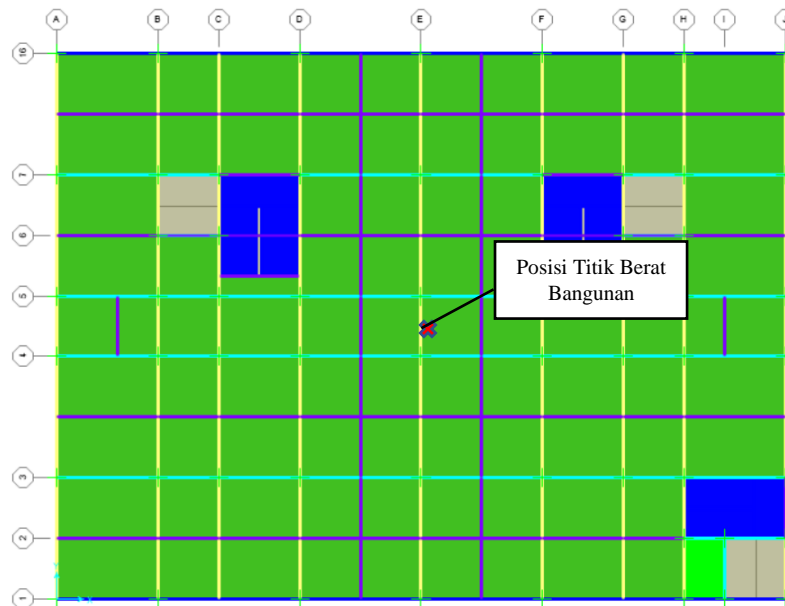
Units: As Noted

Filter:

Joint Text	Mass Source	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
1040	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	18	24
1041	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	9	24
1042	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	9	24
1043	Massa bang...	3,16	3,16	3,16	0	0	0	5	3	24
1044	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	3	24
1045	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	3	24
1046	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	24	28
1047	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	24	28
1048	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	18	28
1049	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	18	28
1050	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	9	28
1051	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	9	28
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...	3168,75	0	0	0	0	0	18,3398	13,87729	17,04765
SumAccelUY	Massa bang...	0	3168,75	0	0	0	0	18,3398	13,87729	17,04765
SumAccelUZ	Massa bang...	0	0	3168,75	0	0	0	18,3398	13,87729	17,04765

Record: << < 1 > >> of 1010

Gambar 5. 19 Nilai Titik Berat Bangunan Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM



Gambar 5. 20 Gambaran Posisi Titik Berat Bangunan Berdasarkan Arah X-Y

2. Kontrol ketidakberaturan vertikal gedung perkantoran

Dalam proses ini, perlu dilakukan pemeriksaan terhadap permodelan struktur untuk dilakukan cek apakah pada permodelan tersebut terdapat 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)

Dalam mengevaluasi kekakuan setiap lantai dengan mempertimbangkan elemen kolom yang terletak paling dekat dengan pusat massa bangunan, maka fokus peninjauan akan jatuh pada kolom yang terletak dalam grid E-4. Nilai kekakuan setiap lantai (*story stiffness*) dihitung dengan asumsi gaya seismik lateral (F_x) pada setiap tingkat adalah gaya satu satuan atau bernilai 1.

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

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

Sedangkan untuk *Displacement* Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan berdasarkan selisih nilai *displacement* dengan tingkat di atasnya. 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 5.21 berikut.

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter:

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
72	EX STATIK	LinStatic		0,002337	2E-05	-5,45E-07	-8,537E-06	0,001	-2,3E-05
72	EY STATIK	LinStatic		-2,8E-05	0,002199	-4,6E-05	-0,000918	-1,1E-05	1,5E-05
72	EX RS	LinRespSpec	Max	0,002331	0,002333	4,732E-06	9,7E-05	0,000995	5,6E-05
72	EY RS	LinRespSpec	Max	0,000214	0,002202	4,5E-05	0,000918	9,1E-05	3,1E-05
217	EX STATIK	LinStatic		0,013614	0,000126	-1,448E-06	-1,5E-05	0,00154	-0,000132
217	EY STATIK	LinStatic		-0,000145	0,012606	-0,000118	-0,001384	-1,5E-05	7,6E-05
217	EX RS	LinRespSpec	Max	0,013479	0,00133	1,2E-05	0,000145	0,001511	0,000303
217	EY RS	LinRespSpec	Max	0,001232	0,01254	0,000114	0,001365	0,000138	0,000168
299	EX STATIK	LinStatic		0,019825	0,00019	-1,768E-06	-1,5E-05	0,001468	-0,000192
299	EY STATIK	LinStatic		-0,000201	0,018261	-0,000142	-0,00131	-1,3E-05	0,000106
299	EX RS	LinRespSpec	Max	0,019526	0,001918	1,5E-05	0,000136	0,001424	0,00043
299	EY RS	LinRespSpec	Max	0,001782	0,018073	0,000137	0,001278	0,000113	0,000238
357	EX STATIK	LinStatic		0,02548	0,000252	-1,998E-06	-1,4E-05	0,001277	-0,000244
357	EY STATIK	LinStatic		-0,000248	0,023373	-0,000158	-0,001133	-9,691E-06	0,000133
357	EX RS	LinRespSpec	Max	0,024948	0,002441	1,6E-05	0,000116	0,001224	0,00054
357	EY RS	LinRespSpec	Max	0,002275	0,022999	0,000152	0,001091	0,000111	0,000298
415	EX STATIK	LinStatic		0,030193	0,000305	-2,151E-06	-1,2E-05	0,001018	-0,000286
415	EY STATIK	LinStatic		-0,000281	0,027599	-0,000167	-0,000894	-6,103E-06	0,000155
415	EX RS	LinRespSpec	Max	0,029394	0,002866	1,7E-05	9E-05	0,000965	0,000626
415	EY RS	LinRespSpec	Max	0,002677	0,027004	0,000161	0,000852	8,7E-05	0,000346
493	EX STATIK	LinStatic		0,033786	0,000351	-2,239E-06	-9,951E-06	0,000739	-0,000316
493	EY STATIK	LinStatic		-0,000298	0,030776	-0,000172	-0,000639	-2,254E-06	0,00017
493	EX RS	LinRespSpec	Max	0,03273	0,003181	1,8E-05	6,4E-05	0,000694	0,000687
493	EY RS	LinRespSpec	Max	0,002978	0,029969	0,000166	0,000604	6,2E-05	0,00038
575	EX STATIK	LinStatic		0,007456	6,6E-05	-1,037E-06	-1,3E-05	0,001426	-7,3E-05
575	EY STATIK	LinStatic		-8,3E-05	0,006954	-8,6E-05	-0,001294	-1,5E-05	4,4E-05
575	EX RS	LinRespSpec	Max	0,007413	0,000736	8,856E-06	0,000137	0,001412	0,000171

Gambar 5. 21 Nilai *Joint Displacement* Kolom E-4 Arah X dan Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

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 5.10 dan Tabel 5.11.

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kekakuan Lantai (K) Arah X dan Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	Elevasi (mm)	F_x Ex Ey (kN)	V_x Ex (kN)	V_x Ey (kN)	δ_x Ex (mm)	δ_x Ey (mm)	Δ Ex (mm)	Δ Ey (mm)	K Ex (kN/mm)	K Ey (kN/mm)
Lantai 8	32000	1	1	1	35,112	32,036	2,382	2,067	0,420	0,484
Lantai 7	28000	1	2	2	32,730	29,969	3,336	2,965	0,600	0,675
Lantai 6	24000	1	3	3	29,394	27,004	4,446	4,005	0,675	0,749
Lantai 5	20000	1	4	4	24,948	22,999	5,422	4,926	0,738	0,812
Lantai 4	16000	1	5	5	19,526	18,073	6,047	5,533	0,827	0,904
Lantai 3	12000	1	6	6	13,479	12,540	6,066	5,596	0,989	1,072
Lantai 2	8000	1	7	7	7,413	6,944	5,082	4,742	1,377	1,476
Lantai 1	4000	1	8	8	2,331	2,202	2,331	2,202	3,432	3,633

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Tabel 5. 11 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

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	0,420	0,000	0,000	Regular	0,000	0,000	Regular
Lantai 7	0,600	0,294	0,336	Regular	0,252	0,294	Regular
Lantai 6	0,675	0,420	0,408	Regular	0,360	0,357	Regular
Lantai 5	0,738	0,472	0,452	Regular	0,405	0,395	Regular
Lantai 4	0,827	0,516	0,537	Regular	0,443	0,469	Regular
Lantai 3	0,989	0,579	0,597	Regular	0,496	0,523	Regular
Lantai 2	1,377	0,692	0,681	Regular	0,593	0,596	Regular
Lantai 1	3,432	0,964	0,852	Regular	0,826	0,745	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

**Tabel 5. 12 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung
Perkantoran SRPMM**

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	0,484	0,000	0,000	Regular	0,000	0,000	Regular
Lantai 7	0,675	0,339	0,387	Regular	0,290	0,339	Regular
Lantai 6	0,749	0,472	0,463	Regular	0,405	0,405	Regular
Lantai 5	0,812	0,524	0,509	Regular	0,449	0,445	Regular
Lantai 4	0,904	0,568	0,596	Regular	0,487	0,522	Regular
Lantai 3	1,072	0,633	0,657	Regular	0,542	0,575	Regular
Lantai 2	1,476	0,751	0,743	Regular	0,643	0,651	Regular
Lantai 1	3,633	1,033	0,921	Regular	0,886	0,805	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.10 - Tabel 5.12, struktur gedung perkantoran yang direncanakan 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 diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dan dapat dilihat pada Tabel 5.3. Setelah berat bangunan diketahui maka pemeriksaan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5. 13 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Berat Bangunan, $W (kN)$	150 % Berat 1 Tingkat diatas (kN)	150 % Berat 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	8400,420	0,000	18900,945	
Lantai 7	8095,740	12600,630	18215,415	Regular
Lantai 6	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 5	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 4	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 3	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 2	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 1	7617,300	12143,610	0,000	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.13, struktur gedung perkantoran yang direncanakan tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 2 (massa bangunan).

c. Ketidakberaturan Tipe 3 (Geometri Vertikal)

Pengecekan pada ketidakberaturan geometri vertikal dilakukan dengan mengalikan dimensi portal dalam arah sumbu X dan Y dengan peningkatan sebesar 130% pada tingkat di atas atau di bawahnya. Adapun pemeriksaan geometri vertikal dapat dilihat pada Tabel 5.14 dan Tabel 5.15 berikut.

Tabel 5. 14 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	d_i	130 % d_i 1 Tingkat diatas (kN)	130 % d_i 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	36	0	0	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	46,8	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

**Tabel 5. 15 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal
Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM**

Keterangan	d_i	130 % d_i 1 Tingkat diatas (kN)	130 % d_i 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	27	0	0	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	35,1	Regular

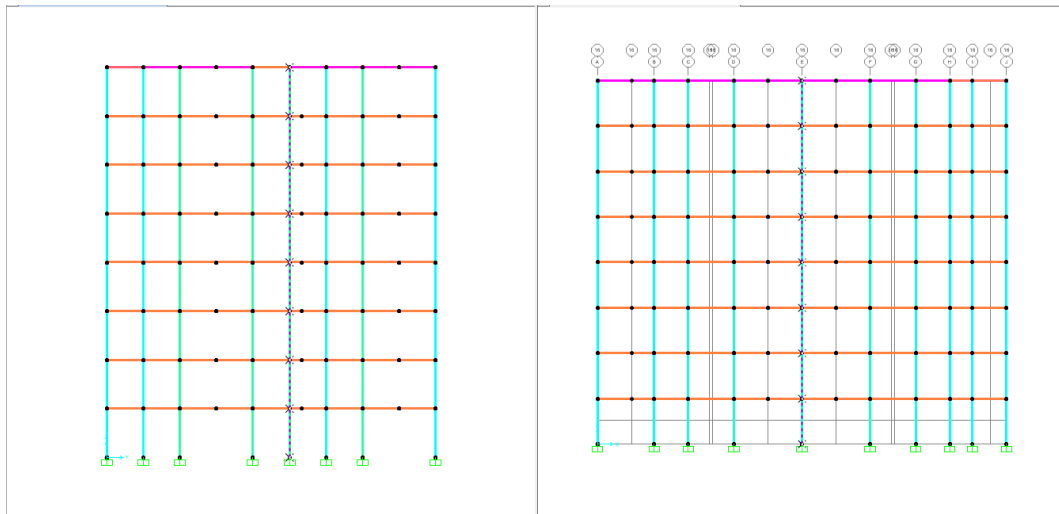
Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.14 dan 5.15 di atas, 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 5.22 berikut.



Gambar 5. 22 Susunan Portal Gedung Perkantoran Arah X dan Arah Y

Apabila diperhatikan melalui gambar dan mengingat bahwa rancangan gedung perkantoran memiliki struktur yang umum dari lantai 1 hingga lantai 8, maka kita dapat menyimpulkan bahwa tidak ada kolom portal yang terputus, sehingga gedung perkantoran ini dapat dikatakan tidak mengalami ketidakberaturan tipe 4 (ketidakberaturan dalam bidang penahan gaya lateral), baik dalam arah X maupun 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 5.16 berikut.

Tabel 5. 16 Perhitungan Rasio Nilai Kekuatan Tingkat Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	w_i (kN)	h (m)	h^k	$w_i \times h^k$	C_{vx}	V_x	V_n
Lantai 8	8400,420	32,000	83,638	702597,942	0,256	773,126	0,256
Lantai 7	8095,740	28,000	70,524	570944,665	0,208	628,258	0,464
Lantai 6	8095,740	24,000	57,920	468908,732	0,171	515,979	0,634
Lantai 5	8095,740	20,000	45,888	371498,054	0,135	408,790	0,770
Lantai 4	8095,740	16,000	34,508	279370,954	0,102	307,415	0,871
Lantai 3	8095,740	12,000	23,897	193467,111	0,070	212,888	0,942
Lantai 2	8095,740	8,000	14,238	115265,696	0,042	126,836	0,984
Lantai 1	7617,300	4,000	5,874	44746,947	0,016	49,239	1,000

Tabel 5. 17 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

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	Regular	0,000	Regular
Lantai 7	1,813	1,450	Regular	1,088	Regular
Lantai 6	1,368	1,095	Regular	0,821	Regular
Lantai 5	1,213	0,971	Regular	0,728	Regular
Lantai 4	1,132	0,906	Regular	0,679	Regular
Lantai 3	1,081	0,865	Regular	0,649	Regular
Lantai 2	1,045	0,836	Regular	0,627	Regular
Lantai 1	1,017	0,813	Regular	0,610	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 ketidakberaturan 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. Untuk arah X kolom yang ditinjau adalah portal memanjang arah Y yaitu kolom pada grid E-8 untuk titik A dan kolom pada grid E-1 untuk titik B. Adapun nilai *joint displacement* arah X dapat dilihat pada gambar 5.23 berikut.

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: OutputCase = 'EX+'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
	667	EX+	LinStatic	0,051133	0,014538	-8E-05	-0,000254	0,000951	-0,000388
	676	EX+	LinStatic	0,053461	0,014538	1,252E-06	-0,000258	0,000983	-0,000388
	688	EX+	LinStatic	0,055788	0,014538	-7,7E-05	-0,000241	0,00079	-0,000388
	700	EX+	LinStatic	0,018566	0,005227	-2,5E-05	0,000286	0,000682	-0,000143
	707	EX+	LinStatic	0,017275	0,005227	2,4E-05	0,000286	0,000666	-0,000143
	716	EX+	LinStatic	0,019426	0,005227	2,1E-05	0,000262	0,000702	-0,000143
	736	EX+	LinStatic	0,016414	0,005227	-2,3E-05	0,000264	0,000594	-0,000143
	753	EX+	LinStatic	0,027224	0,007636	-3,1E-05	0,000281	0,000661	-0,00021
	760	EX+	LinStatic	0,025335	0,007636	3,1E-05	0,00028	0,000646	-0,00021
	769	EX+	LinStatic	0,028483	0,007636	1,4E-05	0,000251	0,000682	-0,00021
	789	EX+	LinStatic	0,024076	0,007636	-1,5E-05	0,000252	0,000579	-0,00021
	806	EX+	LinStatic	0,0353	0,009875	-3,5E-05	0,000255	0,000591	-0,00027
	813	EX+	LinStatic	0,032866	0,009875	3,5E-05	0,000254	0,000579	-0,00027
	822	EX+	LinStatic	0,036923	0,009875	5,988E-06	0,000221	0,000612	-0,00027
	842	EX+	LinStatic	0,031244	0,009875	-6,758E-06	0,000222	0,000521	-0,00027
	859	EX+	LinStatic	0,042295	0,011807	-3,8E-05	0,000216	0,000492	-0,000321
	866	EX+	LinStatic	0,039406	0,011807	3,8E-05	0,000216	0,000483	-0,000321
	875	EX+	LinStatic	0,044221	0,011807	-3,555E-06	0,00018	0,000509	-0,000321
	895	EX+	LinStatic	0,037479	0,011807	2,777E-06	0,00018	0,000437	-0,000321
	912	EX+	LinStatic	0,047943	0,013357	-4,1E-05	0,000172	0,000379	-0,00036
	919	EX+	LinStatic	0,044704	0,013357	4,1E-05	0,000172	0,000373	-0,00036
	928	EX+	LinStatic	0,050102	0,013357	-1E-05	0,000134	0,000399	-0,00036
	948	EX+	LinStatic	0,042545	0,013357	9,373E-06	0,000135	0,000346	-0,00036
	965	EX+	LinStatic	0,052297	0,014538	-4E-05	0,000137	0,000317	-0,000388
	972	EX+	LinStatic	0,048806	0,014538	4E-05	0,000137	0,000291	-0,000388
	981	EX+	LinStatic	0,054624	0,014538	-2,5E-05	9,7E-05	0,000293	-0,000388
	1001	EX+	LinStatic	0,046478	0,014538	2,3E-05	9,8E-05	0,000254	-0,000388

Gambar 5. 23 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 5.24 berikut.

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter: OutputCase = 'EY+'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
	669	EY+	LinStatic	0,01496	0,045705	-0,000101	-0,000778	0,00028	0,00011
	670	EY+	LinStatic	0,01496	0,045374	5,7E-05	-0,000773	0,000276	0,00011
	671	EY+	LinStatic	0,01496	0,044822	-0,000232	-0,000681	0,000264	0,00011
	722	EY+	LinStatic	0,005268	0,016189	-0,000249	-0,000656	-0,000393	4,8E-05
	723	EY+	LinStatic	0,005268	0,01764	-0,000674	-0,000713	-0,000102	4,8E-05
	727	EY+	LinStatic	0,005268	0,016769	-0,000432	-0,000197	-0,000303	4,8E-05
	732	EY+	LinStatic	0,005268	0,017059	-0,000406	-0,000193	-0,00029	4,8E-05
	775	EY+	LinStatic	0,007736	0,023687	-0,000242	-0,000651	-0,000394	6,6E-05
	776	EY+	LinStatic	0,007736	0,025675	-0,000678	-0,000705	-8,6E-05	6,6E-05
	780	EY+	LinStatic	0,007736	0,024482	-0,00045	-0,000204	-0,000297	6,6E-05
	785	EY+	LinStatic	0,007736	0,02488	-0,000419	-0,0002	-0,000283	6,6E-05
	828	EY+	LinStatic	0,010046	0,030654	-0,000217	-0,000599	-0,000367	8,2E-05
	829	EY+	LinStatic	0,010046	0,033118	-0,000636	-0,000648	-6,3E-05	8,2E-05
	833	EY+	LinStatic	0,010046	0,03164	-0,000438	-0,000197	-0,00027	8,2E-05
	838	EY+	LinStatic	0,010046	0,032133	-0,000405	-0,000194	-0,000255	8,2E-05
	881	EY+	LinStatic	0,012056	0,03666	-0,000181	-0,000518	-0,000322	9,5E-05
	882	EY+	LinStatic	0,012056	0,03952	-0,000564	-0,000559	-3,5E-05	9,5E-05
	886	EY+	LinStatic	0,012056	0,037804	-0,000406	-0,000181	-0,00023	9,5E-05
	891	EY+	LinStatic	0,012056	0,038376	-0,000372	-0,000179	-0,000214	9,5E-05
	934	EY+	LinStatic	0,013689	0,041476	-0,000144	-0,000427	-0,00027	0,000105
	935	EY+	LinStatic	0,013689	0,044628	-0,000477	-0,000457	-7,676E-06	0,000105
	939	EY+	LinStatic	0,013689	0,042737	-0,000364	-0,000161	-0,000183	0,000105
	944	EY+	LinStatic	0,013689	0,043367	-0,000328	-0,00016	-0,000169	0,000105
	987	EY+	LinStatic	0,01496	0,045153	-0,000102	-0,000345	-0,000224	0,00011
	988	EY+	LinStatic	0,01496	0,048465	-0,000408	-0,000369	1,2E-05	0,00011
	992	EY+	LinStatic	0,01496	0,046478	-0,000316	-0,000134	-0,000148	0,00011
	997	EY+	LinStatic	0,01496	0,04714	-0,000297	-0,000135	-0,000135	0,00011

Gambar 5. 24 Joint Displacement Arah Y Pada Titik A dan B

Nilai *Joint Displacement* arah X dan arah Y tersebut dijadikan sebagai dasar melakukan perhitungan simpangan antar tingkat yang kemudian dapat dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan torsi dan dapat dilihat pada table 5.18 untuk arah X dan 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 SRPMM

Keterangan	δ_x Titik A (m)	δ_x Titik B (m)	Δ Titik A	Δ Titik B	Δ Rata-Rata	Δ Max	Δ Max / Δ Rata-Rata	Status
Lantai 8	0,01351	0,01731	0,00118	0,00146	0,00132	0,00146	1,10470	Regular
Lantai 7	0,01233	0,01585	0,00151	0,00190	0,00170	0,00190	1,11340	Regular
Lantai 6	0,01082	0,01396	0,00184	0,00234	0,00209	0,00234	1,11935	Regular
Lantai 5	0,00898	0,01162	0,00209	0,00269	0,00239	0,00269	1,12403	Regular
Lantai 4	0,00689	0,00893	0,00222	0,00286	0,00254	0,00286	1,12709	Regular
Lantai 3	0,00467	0,00607	0,00214	0,00277	0,00246	0,00277	1,12948	Regular
Lantai 2	0,00253	0,00330	0,00175	0,00227	0,00201	0,00227	1,13026	Regular
Lantai 1	0,00079	0,00103	0,00079	0,00103	0,00091	0,00103	1,13168	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 SRPMM

Keterangan	δ_x Titik A (m)	δ_x Titik B (m)	Δ Titik A	Δ Titik B	Δ Rata- Rata	Δ Max	Δ Max / Δ Rata-Rata	Status
Lantai 8	0,00237	0,00270	0,00017	0,00020	0,00018	0,00020	1,10082	Regular
Lantai 7	0,00220	0,00250	0,00024	0,00028	0,00026	0,00028	1,08171	Regular
Lantai 6	0,00196	0,00222	0,00031	0,00036	0,00033	0,00036	1,07046	Regular
Lantai 5	0,00165	0,00186	0,00037	0,00042	0,00040	0,00042	1,06582	Regular
Lantai 4	0,00129	0,00144	0,00040	0,00046	0,00043	0,00046	1,06170	Regular
Lantai 3	0,00088	0,00098	0,00040	0,00045	0,00042	0,00045	1,05660	Regular
Lantai 2	0,00048	0,00054	0,00033	0,00037	0,00035	0,00037	1,05444	Regular
Lantai 1	0,00015	0,00017	0,00015	0,00017	0,00016	0,00017	1,04702	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 (tors) dan tipe 1b (tors berlebihan) 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 5.46, 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 membandingkan secara persentase. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.20.

Tabel 5. 20 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	Luas Total (m²)	Luas Void (m²)
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
Total	7776	750
Persentase	9,65% < 50%	
Status	Regular	

(Sumber: Pengolahan Data, 2024)

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:

$$1. U = 1,4D$$

$$2. U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \\ = 1,2D + 1,6L$$

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

$$\begin{aligned}
U &= 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \\
&= 1,2D + 1,0L \\
4. \ U &= 1,2D + 1,0E + 1,0 L \\
&= 1,2D + 1,0E_v + 1,0E_h + 1,0 L \\
&= 1,2D + 1,0 (0,2 S_{DS}D) + 1,0 \rho Q_E + 1,0 L \\
&= 1,2 + 1,0 (0,2 S_{DS})D + 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y + 1,0L \\
&= 1,2 + 1,0 (0,2 \times 0,2565)D + 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y + 1,0L \\
&= 1,274D + 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y + 1,0L \\
5. \ U &= 1,274D + 1,0 \rho E_x - 0,3 \rho E_y + 1,0L \\
6. \ U &= 1,274D - 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y + 1,0L \\
7. \ U &= 1,274D - 1,0 \rho E_x - 0,3 \rho E_y + 1,0L \\
8. \ U &= 1,274D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y + 1,0L \\
9. \ U &= 1,274D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y + 1,0L \\
10. \ U &= 1,274D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y + 1,0L \\
11. \ U &= 1,274D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y + 1,0L \\
12. \ U &= 0,9D + 1,0W \\
&= 0,9D \\
13. \ U &= 0,9D - 1,0E \\
&= 0,9D - 1,0E_v + 1,0E_h \\
&= 0,9D - 1,0 (0,2 S_{DS}D) + 1,0 \rho Q_E \\
&= 0,9 - 1,0 (0,2 S_{DS})D + 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y \\
&= 0,9 - 1,0 (0,2 \times 0,2565)D + 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y \\
&= 0,826D + 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y \\
14. \ U &= 0,826D + 1,0 \rho E_x - 0,3 \rho E_y \\
15. \ U &= 0,826D - 1,0 \rho E_x + 0,3 \rho E_y \\
16. \ U &= 0,826D - 1,0 \rho E_x - 0,3 \rho E_y \\
17. \ U &= 0,826D + 0,3 \rho E_x + 1,0 \rho E_y \\
18. \ U &= 0,826D + 0,3 \rho E_x - 1,0 \rho E_y
\end{aligned}$$

Hasil perhitungan tersebut kemudian direkapitulasi dan disajikan pada Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5. 21 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMM

Kombinasi Pembebanan	Jenis Beban				
	DL	ADL	LL	EX	EY
Kombinasi 1	1,400	1,400			
Kombinasi 2	1,200	1,200	1,600		
Kombinasi 3	1,274	1,274	1,000	1,000	0,300
Kombinasi 4	1,274	1,274	1,000	0,300	1,000
Kombinasi 5	1,274	1,274	1,000	-1,000	0,300
Kombinasi 6	1,274	1,274	1,000	-0,300	1,000
Kombinasi 7	1,274	1,274	1,000	1,000	-0,300
Kombinasi 8	1,274	1,274	1,000	0,300	-1,000
Kombinasi 9	1,274	1,274	1,000	-1,000	-0,300
Kombinasi 10	1,274	1,274	1,000	-0,300	-1,000
Kombinasi 11	0,826	0,826		1,000	0,300
Kombinasi 12	0,826	0,826		0,300	1,000
Kombinasi 13	0,826	0,826		-1,000	0,300
Kombinasi 14	0,826	0,826		-0,300	1,000
Kombinasi 15	0,826	0,826		1,000	-0,300
Kombinasi 16	0,826	0,826		0,300	-1,000
Kombinasi 17	0,826	0,826		-1,000	-0,300
Kombinasi 18	0,826	0,826		-0,300	-1,000

(Sumber: Pengolahan Data, 2024)

5.4.5 Desain Kolom

1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam pada kolom merupakan hasil analisis struktur yang diperoleh dari perangkat lunak *SAP2000*. Gaya dalam pada desain gedung perkantoran pada kolom meliputi gaya aksial, gaya geser dan momen tampak pada Tabel 5.22.

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	V2 (kN)	V3 (kN)
Lantai 1	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1934,779	-254,2338	-287,9812	-75,647	58,841
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1476,054	273,9325	-239,0738	-71,38	69,444
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-1657,949	847,9544	-828,7282	-136,855	158,211
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1927,988	796,0425	-829,955	137,847	147,946
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-1144,454	265,9372	-238,8854	51,108	-69,782
Lantai 2	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1660,452	202,151	-289,492	115,990	70,713
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1280,481	246,403	-282,525	-118,093	93,148
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-1665,066	532,031	-486,974	-128,657	156,150
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1672,367	498,779	-482,112	118,574	-143,205
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-995,464	-257,693	-186,442	62,022	-101,848
Lantai 3	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1315,132	-164,461	267,200	125,845	-71,519
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1060,739	-204,539	272,761	128,923	-94,603
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-1426,885	58,942	-60,480	20,238	20,856
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1417,173	-316,596	-280,141	103,255	-129,611
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-813,147	-233,234	142,512	63,129	-109,411

Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	V2 (kN)	V3 (kN)
Lantai 4	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-970,60	-138,03	-247,29	122,15	65,20
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-836,98	191,32	-252,32	125,03	-91,80
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-987,88	-302,39	235,12	-106,49	136,69
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1161,86	267,38	-212,27	-93,02	-120,09
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-627,76	221,79	-125,74	60,76	-107,37
Lantai 5	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-720,321	-142,154	242,638	-110,063	59,687
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-619,781	-189,992	-234,661	110,635	83,678
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-754,135	-326,805	271,118	-94,989	120,763
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-906,575	295,154	-252,943	-82,069	-106,892
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-452,493	215,309	-130,403	54,893	-97,412
Lantai 6	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-498,796	-137,488	224,347	-95,700	52,817
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-418,227	-176,244	-200,944	90,108	72,118
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-530,130	-318,867	275,989	-79,809	99,375
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-651,297	294,147	-264,824	-68,885	-89,870
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-295,313	196,371	-125,082	46,794	-83,242

Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	V2 (kN)	V3 (kN)
Lantai 7	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-285,970	-120,946	181,934	-74,261	43,264
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-234,395	-150,138	-147,167	63,045	57,361
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-320,257	-283,288	261,725	-64,464	73,963
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-396,030	270,842	246,106	-53,989	-70,799
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-166,050	150,231	108,016	-36,694	-60,666
Lantai 8	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-82,538	-105,948	174,324	-67,170	37,280
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-88,814	141,968	-129,990	51,134	-51,251
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-125,054	179,345	160,115	-26,640	-37,188
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-140,848	167,029	163,250	-27,989	-36,829
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-57,720	159,420	-88,473	30,330	-58,462

2. Kontrol kecukupan dimensi kolom

Kontrol kecukupan dimensi kolom dilakukan dengan menghitung jumlah tulangan longitudinal berdasarkan kombinasi pembebanan yang bekerja pada kolom lalu melakukan pemeriksaan terhadap dimensi kolom untuk mendapatkan kebutuhan tulangan. Menghitung tulangan kolom caranya dengan membuat diagram Mn-Pn dengan rasio tulangan 1% -4%. Berikut contoh perhitungan menggunakan kolom K1 lantai 1.

a. Data Kolom

Lebar arah x (b)	= 450 mm
Lebar arah y (h)	= 450 mm
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa = 0,03 kN/mm ²
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm ² = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm ²
Modulus Elastisitas baja (E_s)	= 200000 MPa = 200 kN/mm ²
Regangan kritis beton (ϵ_c)	= 0,003
Regangan kritis baja (ϵ_y)	= $\frac{f_y}{E_s}$ = $\frac{420}{200000}$ = $2,10 \times 10^{-3}$
Tebal selimut beton (sb)	= 40 mm
Tulangan Pokok (ϕ_p)	= 16 mm
Tulangan Sengkang (ϕ_s)	= 10 mm
Faktor reduksi kekuatan (ϕ)	= 0,65

b. Perhitungan awal kolom

$$\begin{aligned} ds &= sb + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 450 - 58 \\
 &= 392 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \\
 &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\
 &= 0,8357
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 200,960 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Diagram perencanaan kolom Mn-Pn (Rasio Tulangan = 1%)

$$\begin{aligned}
 A_g &= 450 \times 450 \text{ mm} \\
 &= 202500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \rho \times A_g \\
 &= 1\% \times 202500 \\
 &= 2025,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s = A_{s'} &= \frac{A_{st}}{2} \\
 &= \frac{2025}{2} \\
 &= 1012,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

1) Kolom dengan beban sentris

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi P_{n \max} \\
 &= \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\
 &= 0,65 \cdot (0,85 \cdot 30 \cdot (202500 - 2025,00) + 2025,00 \cdot 420) \\
 &= 3875698,125 \text{ N} \\
 &= 3875,698 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0$$

2) Kolom dengan kondisi seimbang *balance*

$$cb = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \times d$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0,003}{0,003 + 0,00210} \times 391 \\
&= 230,588 \text{ mm} \\
ab &= \beta_1 \times cb \\
&= 0,8357 \times 230,000 \\
&= 192,706 \text{ mm} \\
\varepsilon_s' &= \varepsilon_c \times \frac{(cb-ds)}{cb} \\
&= 0,003 \times \frac{(230,588 - 58)}{230,588} \\
&= 0,00225 \\
\varepsilon_t &= \varepsilon_c \times \frac{(d-cb)}{cb} \\
&= 0,003 \times \frac{(392-230,588)}{230,588} \\
&= 0,00210
\end{aligned}$$

Koefisien reduksi kekuatan $\phi = 0,65$

$$\begin{aligned}
Cc &= 0,85 \times f'_c \times ab \times b \\
&= 0,85 \times 30 \times 192,706 \times 450 \\
&= 2211300,00 \text{ N} \\
Cs &= As' \times (f_y - 0,85f_c) \\
&= 1012,5 \times (420 - 0,85 \times 30) \\
&= 399431,250 \text{ N} \\
Ts &= As \times f_y \\
&= 1012,5 \times 420 \\
&= 425250,000 \text{ N} \\
Pnb &= Cc + Cs - Ts \\
&= 2211300,00 + 399431,250 - 425250,000 \\
&= 2185,481 \text{ kN.} \\
Pub &= \phi \times Pnb \\
&= 0,65 \times 2179,840 \text{ kN} \\
&= 1420,563 \text{ kN.}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= P_b \cdot e_b \\
P_b \cdot e_b &= C_c \times \left(\frac{h_k}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h_k}{2} - d \right) + T_s \times \left(\frac{h_k}{2} - d \right) \\
&= 2211300,00 \times \left(\frac{450}{2} - \frac{192,706}{2} \right) + 399431,250 \left(\frac{450}{2} - 58 \right) + \\
&425250,000 \times \left(\frac{450}{2} - 58 \right) \\
&= 422199009,926 \text{ Nmm} \\
&= 422,199 \text{ kNm} \\
M_{ub} &= \phi \times M_{nb} \\
&= 0,65 \times 422,199 \\
&= 274,429 \text{ kN} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \\
&= \frac{422,199}{2185,481} \\
&= 19,318 \text{ mm}
\end{aligned}$$

3) Kondisi Patah Desak ($c > c_b$)

Pada kondisi ini, perhitungan patah desak digunakan dalam menentukan nilai Mn-Pn dengan menggunakan koefisien nilai c yang lebih besar dari koefisien nilai c pada kondisi seimbang (*balance*). Koefisien nilai c ditentukan mulai dari 1,1 - 1,5 kali c pada kondisi seimbang (*balance*). Contoh perhitungan nilai Mn-Pn pada kondisi patah desak digunakan percobaan nilai koefisien 1,1 sebagaimana berikut ini.

Koefisien $c_1 = 1,1$ (baja tarik belum leleh)

$$\begin{aligned}
\text{Nilai } c &= c_1 \times c_b \\
&= 1,1 \times 230,558 \\
&= 253,647 \text{ mm} \\
a &= 0,85 \times c \\
&= 0,85 \times 253,647 \text{ mm} \\
&= 215,600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\varepsilon_{sd} = \varepsilon_c \times \frac{(c-ds)}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{(253,558-59)}{253,558}$$

$$= 0,00231$$

$$\text{Status baja desak} = \varepsilon_{sd} > \varepsilon_y$$

$$= 0,00230 > 0,00210 \text{ (Sudah Leleh)}$$

$$\phi = 0,65$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_c \times \frac{(d-c)}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{(391-253,000)}{253,000}$$

$$= 0,00164$$

$$C_c = 0,85 \times f_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 215,600 \times 450$$

$$= 2474010,000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'c)$$

$$= 399431,250 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times \varepsilon_{st} \times E_s$$

$$= 1012,5 \times 0,00164 \times 200000$$

$$= 331363,636 \text{ N}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$= 2474010,000 + 399431,250 - 331363,636$$

$$= 2542,078 \text{ N}$$

$$\frac{P_n}{P_{nb}} = \frac{2542,078}{2185,481}$$

$$= 1,163$$

$$P_u = \phi \times P_n$$

$$= 0,65 \times 2542,078 \text{ kN}$$

$$= 1652,350 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) + T_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)$$

$$\begin{aligned}
&= 2474010,000 \times \left(\frac{450}{2} - \frac{215,6}{2} \right) + 399431,250 \times \\
&\quad \left(\frac{450}{2} - 58 \right) + 331363,636 \times \left(\frac{450}{2} - 58 \right) \\
&= 411,997 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mu} &= \phi I \times Mn \\
&= 0,65 \times 411,997 \\
&= 267,798 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
e &= \frac{Mn}{Pn} \times 100 \\
&= \frac{411,205}{2542,078} \times 100 \\
&= 16,207
\end{aligned}$$

Pada kondisi patah desak untuk nilai koefisien c 1,2 hingga 1,5 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 ini, Kondisi patah desak dihitung untuk memperoleh nilai Mn-Pn dengan menggunakan koefisien nilai c yang lebih kecil dari koefisien nilai c pada kondisi seimbang (*balance*). Koefisien nilai c ditentukan mulai dari 0,9 sampai dengan 0,5 kali koefisien c pada kondisi seimbang (*balance*). Contoh perhitungan nilai Mn-Pn pada kondisi patah desak digunakan nilai koefisien 0,9 sebagaimana berikut ini.

$$\text{Koefisien } c_2 = 0,9$$

$$\begin{aligned}
\text{Nilai } c &= c_2 \times c_b \\
&= 0,9 \times 230,588 \\
&= 207,529 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a &= 0,85 \times c \\
&= 0,85 \times 207,529 \\
&= 176,400
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sd} &= \varepsilon_c \times \frac{(c-d_s)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(207,529 - 58)}{207,529} \\ &= 0,00216\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Status baja desak} &= \varepsilon_{sd} < \varepsilon_y \\ &= 0,00216 > 0,00210 \text{ (Sudah leleh)}\end{aligned}$$

$$\phi = 0,65$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{st} &= \varepsilon_c \times \frac{(d-c)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(391 - 207,000)}{207,000} \\ &= 0,00267\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0,85 \times f_c \times a \times b \\ &= 2024190,000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s \times (f_y - 0,85 f_c) \\ &= 399431,250 \text{ N.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_s &= A_s \times f_y \\ &= 425250,000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 2019026,250 + 399431,250 - 425250,000 \\ &= 1998,371 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{P_n}{P_{nb}} &= \frac{1998,371}{2179,840} \\ &= 0,914\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= \phi \times P_n \\ &= 0,65 \times 1998,371 \\ &= 1298,941 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) + T_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) \\ &= 2024190,000 \times \left(\frac{450}{2} - \frac{176,400}{2}\right) + 399431,250 \\ &\quad \left(\frac{450}{2} - 58\right) + 425250,000 \times \left(\frac{450}{2} - 58\right) \\ &= 414,631 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \phi \times M_n \\ &= 0,65 \times 414,631 \\ &= 269,510 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_n}{P_n} \times 100 \\ &= 20,748 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Pada kondisi patah tarik untuk nilai koefisien c 0,8 hingga 0,5 perhitungan dilakukan dengan cara 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

$$\begin{aligned} \text{Koefisien pembagi C} &= (0,85 \times f'_c \times b) a + C \times a^2 \\ &= (0,85 \times 30 \times 450) a + C \times a^2 \\ &= 11475 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien C} &= -A_s \times f_y + A_s \times \epsilon_c \times E_s \\ &= -1012,5 \times 420 + 1012,5 \times 0,003 \times 200000 \\ &= 182250,000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Konstanta} &= -A_s' \times \beta_1 \times d \times \epsilon_c \times E_s \\ &= -1012,5 \times 0,85 \times 58 \times 0,003 \times 200000 \\ &= -29446392,857 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien } C^2 = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien. } C2 &= \frac{11475}{182250,00} \\ &= 15,882 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Konstanta} &= \frac{-29446392,857}{11475} \\ &= -2556,134 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{-C2 + \sqrt{C2^2 - 4 \times C1 \times C3}}{2} \\ &= \frac{-15,882 + \sqrt{15,882^2 - 4 \times 1 \times -2556,134}}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 43,335 \text{ mm} \\
a \text{ pakai} &= 43,335 \text{ mm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{43,764}{0,8357} \\
&= 51,853 \text{ mm} \\
\varepsilon_{sd} &= \varepsilon_c \times \frac{(c-d_s)}{c} \\
&= 0,003 \times \frac{(52,367 - 59)}{52,367} \\
&= -0,00036 \\
f_s &= \varepsilon_{sd} \times E_s \\
&= -0,00038 \times 200000 \\
&= -71,125 \text{ Nmm}^2 \\
C_c &= 0,85 \times f_c \times a \times b \\
&= 0,85 \times 30 \times 43,335 \times 450 \\
&= 497263,582 \text{ Nmm}^2 \\
M_n &= C_c \times \left(d - \frac{a}{2} - d_s \right) + A_s \times f_s \times (d - d_s) \\
&= 497263,582 \times \left(391 \frac{38,348}{2} - 58 \right) + 1012,5 \times (-71,125) \times (392 - 58) \\
&= 131,259 \text{ Nmm} \\
\\
M_u &= \phi \times M_n \\
&= 0,8 \times 131,259 \\
&= 105,007 \text{ kNm} \\
P_n &= 0 \text{ Kn}
\end{aligned}$$

6) Kondisi Tarik Murni

$$\begin{aligned}
P_n &= \frac{A_{st} \times f_y}{1000} \\
&= \frac{2025 \times 420}{1000}
\end{aligned}$$

$$= 850,500 \text{ kN}$$

$$M_n = 0 \text{ kNm}$$

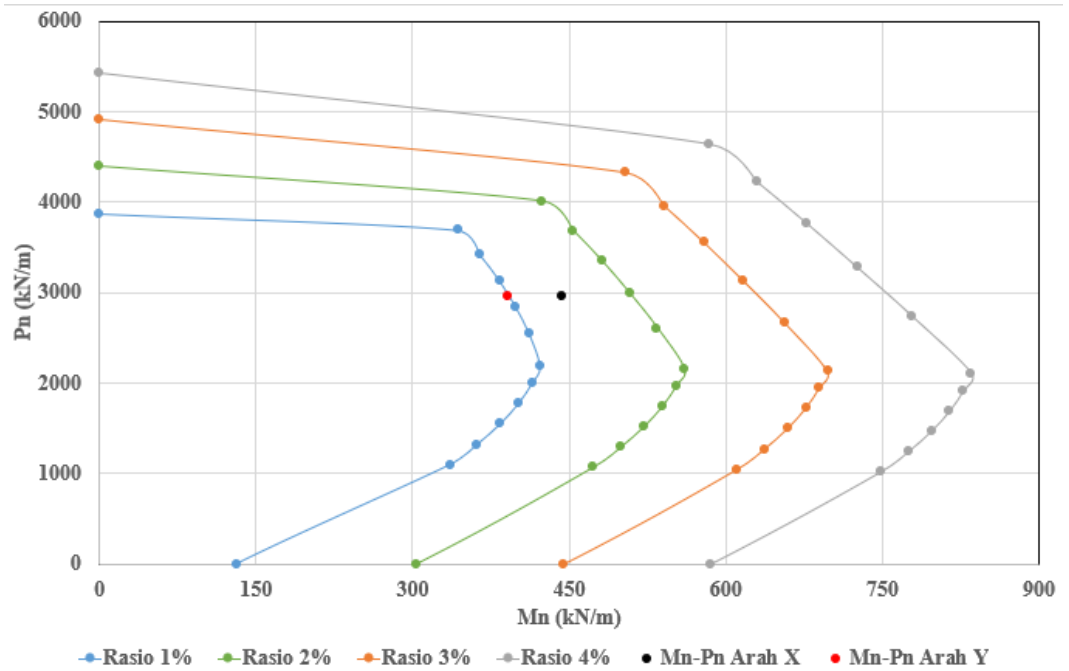
7) Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn

Setelah menghitung 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.

Tabel 5. 23 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMM

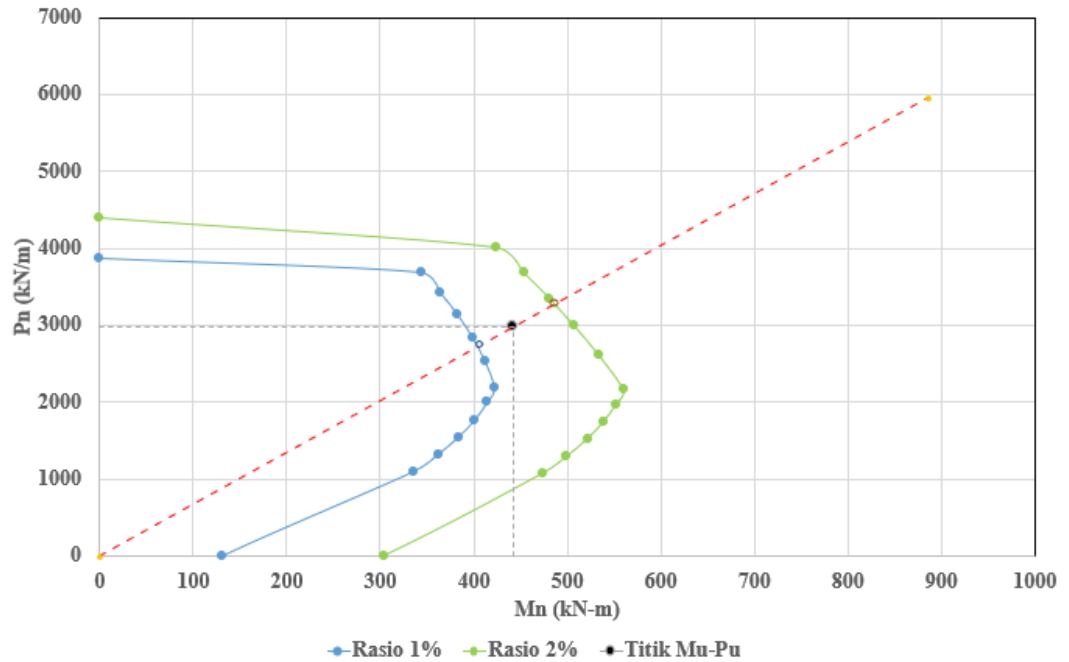
Kondisi	Koef c	Mn (kN/m)	Pn (kN)
Kondisi Aksial Murni atau Beban Sentris		0,00	3875,70
Kondisi Patah Desak	1,5	343,38	3692,08
	1,4	364,90	3417,99
	1,3	383,29	3136,34
	1,2	398,84	2845,23
	1,1	412,00	2542,08
Kondisi Balance	1,0	422,20	2185,48
Kondisi Patah Tarik	0,9	414,63	1998,37
	0,8	401,50	1773,46
	0,7	383,95	1548,55
	0,6	362,00	1323,64
	0,5	335,64	1098,73
Kondisi Momen Murni		131,26	0,00
Kondisi Tarik Murni		0,00	-850,50

Hitungan yang sama juga diberlakukan untuk memperoleh nilai Mn-Pn pada contoh 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% lalu diilustrasikan dalam bentuk diagram yang dapat dilihat sebagaimana berikut ini.



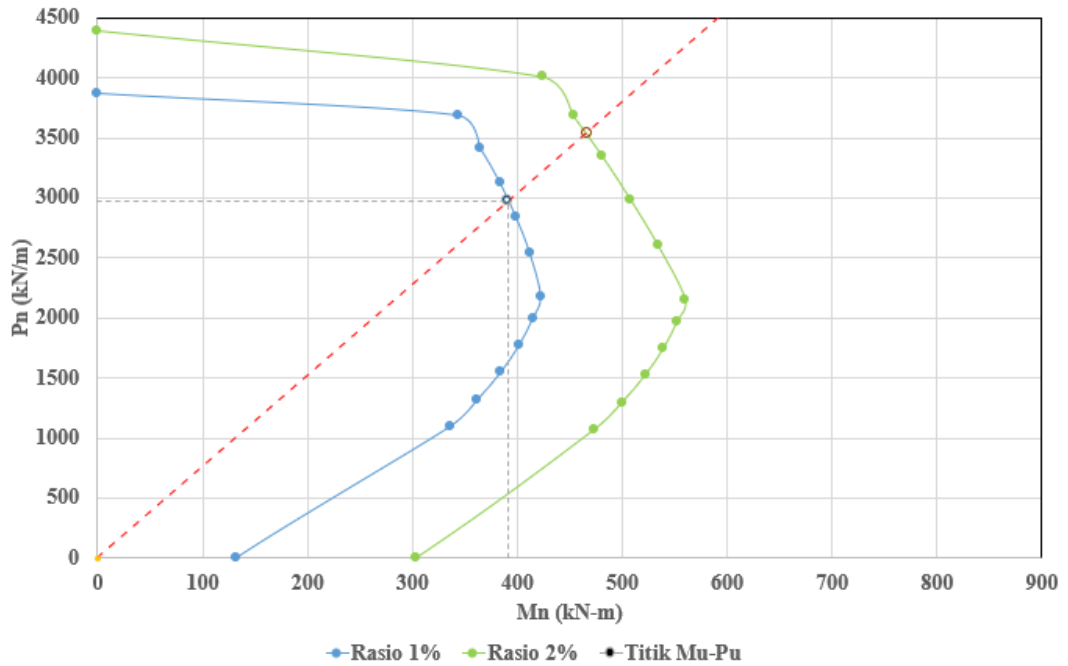
Gambar 5. 25 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMM

Jika dilihat pada Gambar 5.26 di atas, berdasarkan data rekap gaya dalam dari *SAP2000* pada kolom K1 lantai 1 untuk arah X yaitu $P_u = 1934,779$ kN dan $M_u = 287,98$ kNm, atau $P_n = 2976,58$ kN dan $M_n = 443,048$ kNm serta untuk arah Y yaitu $P_u = 1934,779$ kN dan $M_u = 254,234$ kNm, atau $P_n = 2976,58$ kN dan $M_n = 391,129$ kNm letak koordinat nilai Mn-Pn *SAP2000* tersebut berada didalam area diagram interaksi Mn - Pn yang kurang lebihnya mendekati rasio tulangan 1%.



Gambar 5. 26 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM

Berdasarkan dari Gambar 5.27 diatas, kemudian dibuat garis perpotongan tegak 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, $P_n = 2976,583$ kN dan $M_n = 443,048$ kNm.



Gambar 5. 27 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMM

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, $P_n = 2976,583 \text{ kN}$ dan $M_n = 391,129 \text{ kNm}$.

Maka dapat dikatakan untuk kolom K1 lantai 1, dimensi 450 x 450 mm dengan luas tulangan minimal sebesar 1% dikatakan cukup dan aman digunakan.

3. Perencanaan Tulangan Pokok Kolom

a. Arah X

$$P_u = 2738,45 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$P_n = 2841,048 \text{ kN}$$

$$M_u = 407,604 \text{ kNm (Output SAP2000)}$$

$$M_n = 422,874 \text{ kNm}$$

Kebutuhan Tulangan

$$A_g = 450 \times 450 \text{ mm}$$

$$= 202500 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \rho \times A_g \\
 &= 2\% \times 202500 \\
 &= 4050 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

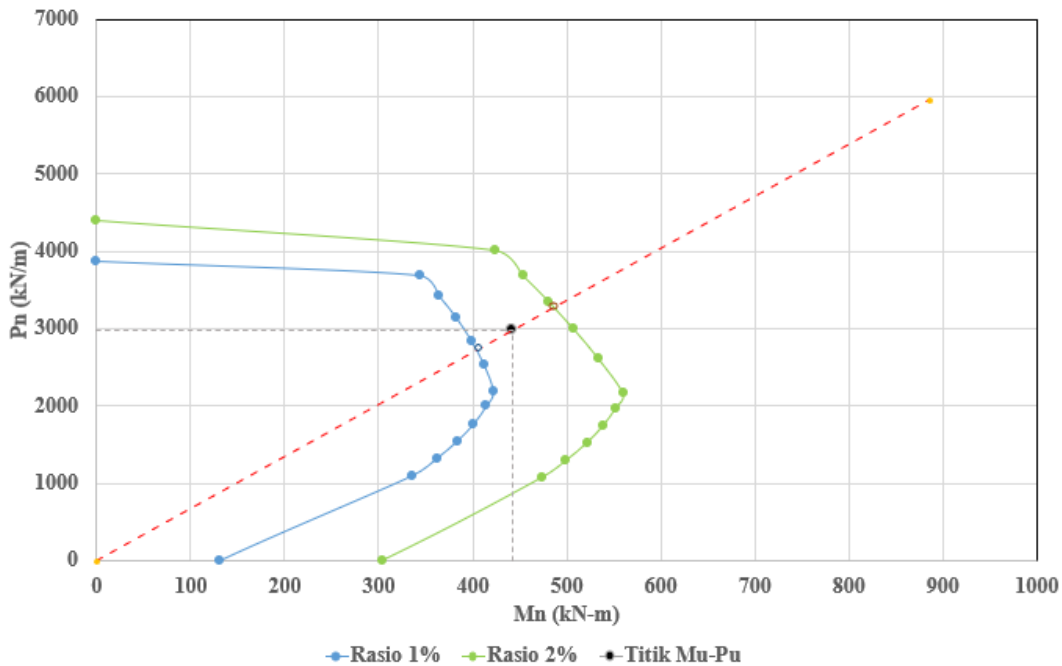
$$\begin{aligned}
 A_s = A_{s'} &= \frac{A_{st}}{2} \\
 &= \frac{4050}{2} \\
 &= 2025 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st} \times X}{A_{ds}} \\
 &= \frac{2025}{201,062} \\
 &= 10,072 \\
 &\approx 20 \text{ batang tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tul. 1 sisi} &= \frac{n}{4} + 1 \\
 &= \frac{20}{4} + 1 \\
 &= 6 \text{ batang tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek rasio Tul.} &= \frac{n \times A_{ds}}{A_g} \\
 &= \frac{20 \times 201,062}{202500} \\
 &= 1,91\% > 1,00\% \text{ (cukup)}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 28 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1,191% Pada Model SRPMM

Dilihat pada Gambar 5.29 tersebut, untuk arah X dengan rasio tulangan 1,191% diperoleh nilai hasil pembacaan kapasitas sebesar, $P_n = 2976,583 \text{ kN}$ dan $M_n = 443,048 \text{ kNm}$.

b. Arah Y

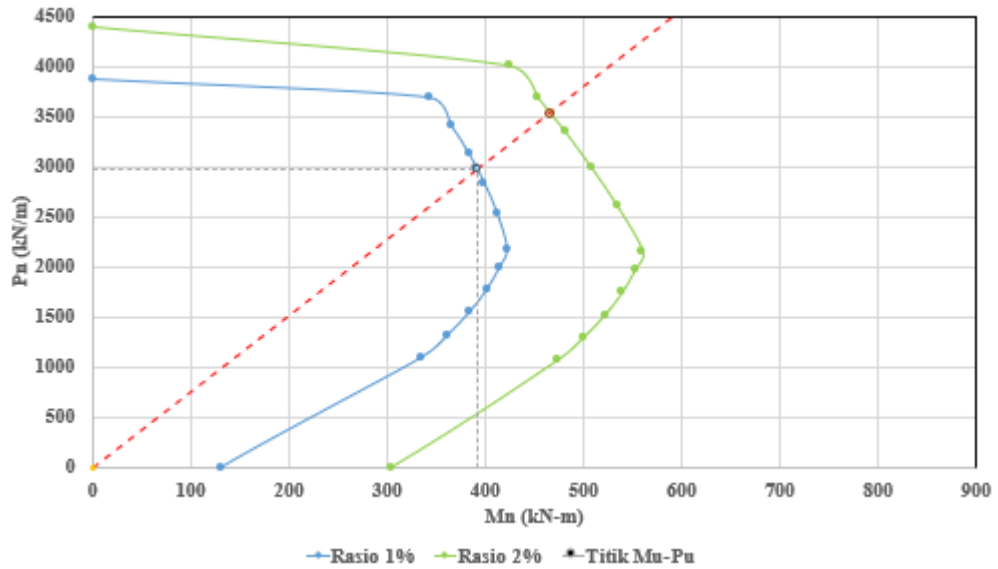
$$\begin{aligned}
 P_u &= 2976,583 \text{ kN (Output SAP2000)} \\
 P_n &= 3084,874 \text{ kN} \\
 M_u &= 391,129 \text{ kNm (Output SAP2000)} \\
 M_n &= 405,359 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Letak koordinat nilai Mn-Pn pada SAP2000 tersebut berada didalam area diagram interaksi Mn - Pn yang mendekati rasio tulangan 1%.

Kebutuhan Tulangan:

$$\begin{aligned}
 A_g &= 450 \times 450 \text{ mm} \\
 &= 202500 \text{ mm}^2 \\
 A_{st} &= \rho \times A_g \\
 &= 2\% \times 202500 \\
 &= 4050 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
As = As' &= \frac{Ast}{2} \\
&= \frac{2025}{2} \\
&= 2025 \text{ mm}^2 \\
Ads &= \frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
&= 201,062 \text{ mm}^2 \\
n &= \frac{Ast \times X}{Ads} \\
&= \frac{2025}{201,062} \\
&= 10,072 \\
&\approx 20 \text{ batang tulangan} \\
\text{Tul. 1 sisi} &= \frac{n}{4} + 1 \\
&= \frac{20}{4} + 1 \\
&= 6 \text{ batang tulangan} \\
\text{Cek rasio Tul.} &= \frac{n \times Ads}{Ag} \\
&= \frac{20 \times 201.062}{202500} \\
&= 1,91\% > 1,00\% \text{ (Cukup)}
\end{aligned}$$



Gambar 5. 29 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1,191% Pada Model SRPMM

Dilihat pada Gambar 5.29 tersebut, untuk arah Y dengan rasio tulangan 1,191% diperoleh nilai hasil pembacaan kapasitas sebesar, $P_n = 2976,583 \text{ kN}$ dan $M_n = 391,129 \text{ kNm}$.

a. Kebutuhan tulangan total

$$\begin{aligned} n_{\text{total}} &= (n_{\text{arah x}} + n_{\text{arah y}}) - 4 \\ &= 12 + 12 - 4 \\ &= 20 \text{ batang} \end{aligned}$$

$$\text{Tul.pakai} = 20\text{D}16$$

d. Kontrol jumlah tulangan

m = Jumlah tulangan maksimal per baris

$$m = \frac{b - (2 \times d_s)}{(o_p + s_b) + 1}$$

$$= \frac{450 - (2 \times 59)}{(18 + 40) + 1}$$

$$= 6,964$$

$$\approx 6 \text{ batang tulangan}$$

Menurut hasil perhitungan kebutuhan tulangan berdasarkan diagram Mn-Pn pada kolom K1 lantai 1 arah X dan Y, didapatkan jumlah tulangan pokok

pakai untuk kolom K1 lantai 1 yaitu 20D16. Setelah dilakukan kontrol terhadap jumlah tulangan pokok pada kolom K1 lantai 1, jumlah tulangan pokok pada tiap sisi adalah berjumlah 6 batang.

Lalu dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan kolom-kolom selanjutnya 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 SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi Kolom Pakai (mm)	Tulangan Pokok Pakai	Rasio Tulangan Pakai
Lantai 1	K1	Eksterior	450x450	20D16	1,986%
	K2	Eksterior	450x450	20D16	1,986%
	K3	Interior	600x600	24D19	1,890%
	K4	Interior	600x600	24D19	1,890%
	K5	Interior	450x450	20D16	1,986%
Lantai 2	K1	Eksterior	450x450	20D16	1,986%
	K2	Eksterior	450x450	20D16	1,986%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	450x450	20D16	1,986%
Lantai 3	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%

Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi Kolom Pakai (mm)	Tulangan Pokok Pakai	Rasio Tulangan Pakai
Lantai 4	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 5	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 6	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%

Tabel 5.24 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi Kolom Pakai (mm)	Tulangan Pokok Pakai	Rasio Tulangan Pakai
Lantai 7	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 8	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	450x450	20D16	1,986%
	K4	Interior	450x450	20D16	1,986%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%

Tabel 5. 25 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	2841,048	2738,456	1,04	3084,874	2976,583	1,04
	K2	2643,363	2543,355	1,04	3870,591	3792,323	1,02
	K3	1406,211	1275,345	1,10	1393,124	1275,345	1,09
	K4	1996,497	1868,665	1,07	2198,039	2076,295	1,06
	K5	2083,237	1971,982	1,06	1835,989	1707,878	1,08
Lantai 2	K1	3249,697	3142,086	1,03	3249,697	3142,086	1,03
	K2	1952,779	1832,073	1,07	2280,130	2166,968	1,05
	K3	2683,067	2561,640	1,05	2314,798	2177,394	1,06
	K4	2945,859	2907,346	1,01	2572,607	2444,229	1,05
	K5	2366,298	2266,595	1,04	1586,869	1454,909	1,09
Lantai 3	K1	4656,230	4653,544	1,00	4656,230	4653,544	1,00
	K2	5225,132	5222,100	1,00	5224,699	5222,100	1,00
	K3	5789,690	5707,540	1,01	5789,690	5707,540	1,01
	K4	3962,420	3859,071	1,03	3597,214	3488,426	1,03
	K5	4506,240	4503,583	1,00	4506,240	4503,583	1,00

Lanjutan Tabel 5.25 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	4258,474	4255,699	1,00	4332,739	4330,360	1,00
	K2	5152,673	5150,622	1,00	5024,591	5021,856	1,00
	K3	3438,369	3343,577	1,03	2488,411	2355,702	1,06
	K4	4222,687	4111,200	1,03	3507,696	3396,209	1,03
	K5	4107,372	4104,552	1,00	3770,120	3766,530	1,00
Lantai 5	K1	3936,709	3934,061	1,00	4102,642	4100,289	1,00
	K2	4485,544	4481,493	1,00	4056,211	4052,414	1,00
	K3	1986,586	1856,332	1,07	1399,246	1276,228	1,10
	K4	2780,475	2649,988	1,05	2231,281	2092,096	1,07
	K5	3135,601	3132,644	1,00	2996,372	2993,415	1,00
Lantai 6	K1	3149,511	3146,252	1,00	3302,987	3299,727	1,00
	K2	3478,259	3474,501	1,00	3027,861	3024,103	1,00
	K3	973,362	856,364	1,14	825,590	734,026	1,12
	K4	1621,735	1502,993	1,08	1233,435	1102,195	1,12
	K5	2183,426	2180,773	1,00	2183,668	2180,773	1,00

Lanjutan Tabel 5.25 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	2016,302	1892,914	1,07	2072,858	1953,326	1,06
	K2	1434,187	1303,923	1,10	1338,293	1218,885	1,10
	K3	1173,282	1053,719	1,11	1344,334	1209,825	1,11
	K4	2542,105	2437,108	1,04	2127,277	2010,614	1,06
	K5	941,807	938,908	1,00	1182,109	1179,094	1,00
Lantai 8	K1	280,259	221,650	1,26	257,579	211,095	1,22
	K2	256,070	203,991	1,26	186,049	149,593	1,24
	K3	468,248	384,177	1,22	307,397	137,206	2,24
	K4	671,269	563,392	1,19	584,594	476,716	1,23
	K5	176,633	175,364	1,01	176,633	175,364	1,01

Tabel 5. 26 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	422,874	407,604	1,04	405,359	391,129	1,04
	K2	428,141	411,943	1,04	187,177	183,392	1,02
	K3	702,897	637,483	1,10	712,510	652,273	1,09
	K4	859,446	804,418	1,07	907,543	857,277	1,06
	K5	434,840	411,618	1,06	426,629	396,860	1,08
Lantai 2	K1	-566,569	-547,807	1,03	395,633	382,532	1,03
	K2	430,861	404,229	1,07	438,765	416,990	1,05
	K3	784,703	749,190	1,05	739,637	695,733	1,06
	K4	849,236	838,133	1,01	767,273	728,985	1,05
	K5	443,189	424,515	1,04	410,788	376,628	1,09
Lantai 3	K1	946,022	945,477	1,00	582,275	581,939	1,00
	K2	1343,603	1342,823	1,00	-1007,463	-1006,962	1,00
	K3	245,404	241,922	1,01	239,161	235,768	1,01
	K4	783,276	762,846	1,03	803,617	779,313	1,03
	K5	-789,762	-789,296	1,00	1292,517	1291,755	1,00

Lanjutan Tabel 5.26 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 4	K1	-1084,986	-1084,279	1,00	616,160	615,822	1,00
	K2	1553,348	1552,729	1,00	-1148,515	-1147,890	1,00
	K3	818,335	795,775	1,03	761,714	721,091	1,06
	K4	771,494	751,125	1,03	807,220	781,564	1,03
	K5	-822,691	-822,127	1,00	1332,024	1330,756	1,00
Lantai 5	K1	1326,068	1325,176	1,00	809,651	809,186	1,00
	K2	1698,312	1696,778	1,00	1243,417	1242,253	1,00
	K3	714,195	667,367	1,07	606,365	553,055	1,10
	K4	775,778	739,371	1,05	726,439	681,124	1,07
	K5	903,642	902,790	1,00	1425,762	1424,354	1,00
Lantai 6	K1	1416,577	1415,111	1,00	910,431	909,533	1,00
	K2	1671,186	1669,380	1,00	1275,963	1274,379	1,00
	K3	506,739	445,829	1,14	496,582	441,508	1,12
	K4	659,414	611,133	1,08	557,059	497,787	1,12
	K5	924,808	923,684	1,00	1452,047	1450,122	1,00

Lanjutan Tabel 5.25 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 7	K1	533,204	531,807	1,00	354,622	353,536	1,00
	K2	1044,378	1041,492	1,00	995,918	993,220	1,00
	K3	412,616	362,388	1,14	397,592	348,662	1,14
	K4	435,300	378,624	1,15	432,186	375,011	1,15
	K5	716,772	714,566	1,00	1251,266	1248,075	1,00
Lantai 8	K1	567,331	563,202	1,01	327,983	325,993	1,01
	K2	604,199	599,952	1,01	483,754	480,507	1,01
	K3	840,659	689,725	1,22	618,160	275,915	2,24
	K4	778,035	653,000	1,19	693,258	565,328	1,23
	K5	301,614	299,446	1,01	543,483	539,576	1,01

4. Perencanaan Tulangan geser kolom

Menurut (Asroni, dkk), Tulangan geser (sengkang) dihitung berdasarkan nilai maksimum dari gaya geser yang diperlukan (V_u) yang bekerja pada kolom, yang didapatkan dari hasil output *SAP2000*. Sebagian dari nilai V_u itu akan ditahan beton ($\phi.V_c$) sedangkan sebagian lagi akan ditahan oleh tulangan geser (V_s). Tulangan geser pada kolom dihitung dalam dua dimensi, baik dalam arah horizontal (X) maupun vertikal (Y), lalu diambil tulangan geser dengan jarak tulangannya yang paling rapat.

a. Arah X

$$\text{Tulangan Sengkang } (\phi_s) = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} F_{ys} &= 420 \text{ Mpa} \\ &= 0,042 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom, } b \times h = 450 \times 450$$

$$A_g = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 58,841 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$\text{Gaya desak ultimit, } N_u = 1934,78 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

1) Perhitungan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi.V_c &= \phi \cdot 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c \cdot b \cdot d} \\ &= 0,75 \times 0,17 \times \left(1 + \frac{1934,78}{14 \times 202500}\right) \times 1 \times \sqrt{30 \cdot 450 \cdot 392} \\ &= 207259,567 \text{ N} \\ &= 207,260 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\ &= \frac{58,841 - 207,260}{0,75} \\ &= -197,891 \end{aligned}$$

Karena V_s bernilai negatif atau < 0 , maka digunakan tulangan geser dengan luas $A_{v,u}$ sebagai berikut.

$$A_{v1} = 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,35 \times 450 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 562,500 \text{ mm}$$

$$A_{v,2} = 0,062 \times \sqrt{f_c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 450 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 545,766 \text{ mm}$$

$$A_{v,u} = 562,500 \text{ mm (dipilih yang terbesar)}$$

Digunakan tulangan geser dengan 2 kaki, diameter 10 mm dan dengan Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

2) Tulangan geser di daerah sendi plastis

$$s = \text{kaki tulangan geser} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_s^2 \times \frac{S}{A_{v,u}}$$

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \times \frac{1000}{562,5}$$

$$= 279,253 \text{ mm}$$

$$S_{\min 1} = 8 \times \phi_p$$

$$= 8 \times 16$$

$$= 128 \text{ mm}$$

$$S_{\min 2} = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{392}{2}$$

$$= 196 \text{ mm}$$

$$S_{\min 3} = 24 \times \phi_s$$

$$= 24 \times 10$$

$$= 240 \text{ mm}$$

$$S_{\min 4} = 300 \text{ mm}$$

$$s_{\text{pakai}} = 128 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)}$$

$$\approx 100 \text{ mm}$$

3) Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

$$S_{\min 1} = 2 \times s_{\text{pakai sendi plastis}}$$

$$= 2 \times 144$$

$$= 256 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
S_{\min 2} &= 48 \times \phi_s \\
&= 48 \times 10 \\
&= 480 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{\min 3} &= 16 \times \phi_p \\
&= 16 \times 18 \\
&= 256 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{\min 4} &= \frac{d}{2} \\
&= \frac{392}{2} \\
&= 196 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
s_{\text{pakai}} &= 196 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)} \\
&\approx 150 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b. Arah Y

$$\text{Tulangan Sengkang } (\phi_s) = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
F_{ys} &= 420 \text{ Mpa} \\
&= 0,042 \text{ kN/mm}^2
\end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom, } b \times h = 450 \times 450$$

$$A_g = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = -75,647 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$\text{Gaya desak ultimit, } N_u = 1934,779 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

1) Perhitungan tulangan geser

$$\begin{aligned}
\phi \cdot V_c &= \phi \cdot 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c \cdot b \cdot d} \\
&= 0,75 \times 0,17 \times \left(1 + \frac{1934,779}{14 \times 202500}\right) \times 1 \times \sqrt{30 \cdot 450 \cdot 392} \\
&= 207259,567 \text{ N} \\
&= 207,260 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\
&= \frac{-75,647 - 1934,779}{0,75} \\
&= -377,209
\end{aligned}$$

Karena V_s bernilai negatif atau < 0 , maka digunakan tulangan geser dengan luas $A_{v,u}$ sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_{v1} &= 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,35 \times 450 \times \frac{1000}{280} \\ &= 562,500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v2} &= 0,062 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 450 \times \frac{1000}{280} \\ &= 545,766 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{v,u} = 562,500 \text{ mm (dipilih yang terbesar)}$$

Digunakan tulangan geser dengan 2 kaki, diameter 10 mm dan dengan Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

2) Tulangan geser di daerah sendi plastis

$$\begin{aligned} s &= \text{kaki tulangan geser} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi s^2 \times \frac{S}{A_{v,u}} \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \times \frac{1000}{562,5} \\ &= 279,253 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 1} &= 8 \times \phi p \\ &= 8 \times 16 \\ &= 128 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 2} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{392}{2} \\ &= 196 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 3} &= 24 \times \phi s \\ &= 24 \times 10 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\min 4} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{\text{pakai}} &= 128 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

$$\begin{aligned}S_{\min 1} &= 2 \times s \text{ pakai sendi plastis} \\ &= 2 \times 144 \\ &= 256 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\min 2} &= 48 \times \phi s \\ &= 48 \times 10 \\ &= 480 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\min 3} &= 16 \times \phi p \\ &= 16 \times 18 \\ &= 256 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\min 4} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{392}{2} \\ &= 196 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s \text{ pakai} &= 196 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)} \\ &\approx 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas diperoleh hasil untuk kolom K1 lantai 1 digunakan tulangan geser yaitu 2D10 – 100 mm pada daerah sendi plastis dan 2D10 – 150 mm pada daerah luar sendi plastis. 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 5.27 berikut.

Tabel 5. 27 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	58,841	207,260	< 0 (Negatif)	-75,647	207,260	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	69,444	187,327	< 0 (Negatif)	-71,380	187,327	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	158,211	300,974	< 0 (Negatif)	136,855	300,974	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	-147,946	313,108	< 0 (Negatif)	-137,847	313,108	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	69,782	172,918	< 0 (Negatif)	-51,108	172,918	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
Lantai 2	K1	70,713	195,339	< 0 (Negatif)	115,990	195,339	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	93,148	178,829	< 0 (Negatif)	-118,093	178,829	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	156,150	262,468	< 0 (Negatif)	128,657	262,468	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	-147,946	313,108	< 0 (Negatif)	-118,574	313,108	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	-101,848	166,444	< 0 (Negatif)	62,022	166,444	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
Lantai 3	K1	71,519	151,623	< 0 (Negatif)	125,845	151,623	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	-94,603	140,773	< 0 (Negatif)	128,923	140,773	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	20,856	251,872	< 0 (Negatif)	20,238	251,872	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	129,611	251,440	< 0 (Negatif)	103,255	251,440	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	-109,411	130,214	< 0 (Negatif)	-63,129	130,214	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150

Lanjutan Tabel 5.27 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 4	K1	65,200	136,929	< 0 (Negatif)	122,149	136,929	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	91,801	131,230	< 0 (Negatif)	-125,029	131,230	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	136,685	232,343	< 0 (Negatif)	-106,493	232,343	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	129,611	251,440	< 0 (Negatif)	93,016	251,440	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	-107,368	122,307	< 0 (Negatif)	60,759	122,307	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
Lantai 5	K1	27,522	151,372	< 0 (Negatif)	-30,999	151,372	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	-27,605	143,668	< 0 (Negatif)	-23,244	143,668	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	-29,344	148,518	< 0 (Negatif)	-32,135	148,518	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	34,838	162,581	< 0 (Negatif)	26,480	162,581	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	-19,458	109,497	< 0 (Negatif)	-18,050	109,497	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
Lantai 6	K1	26,570	142,963	< 0 (Negatif)	-28,539	142,963	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	-25,948	137,430	< 0 (Negatif)	-21,966	137,430	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	27,098	141,371	< 0 (Negatif)	-29,370	141,371	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	34,838	162,581	< 0 (Negatif)	-24,315	162,581	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	-16,925	105,530	< 0 (Negatif)	-16,832	105,530	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150

Lanjutan Tabel 5.27 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	43,264	107,730	< 0 (Negatif)	-74,261	107,730	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	-57,361	105,530	< 0 (Negatif)	-63,045	105,530	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	-73,963	202,643	< 0 (Negatif)	-64,464	202,643	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	70,799	206,014	< 0 (Negatif)	53,989	206,014	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	-60,666	102,616	< 0 (Negatif)	-36,694	102,616	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
Lantai 8	K1	37,280	99,054	< 0 (Negatif)	-67,170	99,054	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K2	51,251	99,322	< 0 (Negatif)	51,134	99,322	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K3	37,188	128,622	< 0 (Negatif)	26,640	128,622	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K4	70,799	206,014	< 0 (Negatif)	27,989	206,014	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150
	K5	58,462	97,995	< 0 (Negatif)	-30,330	97,995	< 0 (Negatif)	2D10-100	2D10-150

5.4.6 Desain Balok

1. Rekapitulasi gaya dalam

Pada elemen balok gaya dalam adalah nilai terbesar dari analisis struktur yang didapatkan dari kombinasi pembebanan yang dimasukkan kedalam prosedur desain menggunakan *Software SAP2000*. Dalam perencanaan gedung perkantoran ini gaya dalam pada balok yang dipakai ialah 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 SRPMM

Lantai	Kelompok Balok	Dimensi Awal	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T _u (kNm)
				M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u (kN)	M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u (kN)	
Lantai 1	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-176,989	161,813	-179,422	-119,211	101,871	108,947	32,108
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-113,176	96,731	81,729	-108,838	97,076	85,027	34,181
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-89,554	56,333	-72,567	-75,277	56,317	64,737	-20,693
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-70,711	62,201	-79,997	-70,528	62,506	79,383	-2,865
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-41,378	12,668	-38,270	-23,684	21,992	31,322	3,336
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-21,889	8,938	34,576	-5,439	8,678	-15,496	-5,631
Lantai 2	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-234,263	224,491	241,492	-214,328	146,272	152,265	-47,614
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-153,658	137,527	-126,799	-148,179	137,593	110,928	47,208
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-107,279	83,431	-83,084	-102,198	83,400	82,709	26,563
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-95,662	88,108	-104,431	-96,854	87,768	106,150	-3,731
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-44,922	13,036	-38,298	-27,812	21,977	31,339	-7,787
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-27,812	13,562	34,597	-3,694	12,567	-9,358	-7,787
Lantai 3	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-244,121	231,300	250,071	-226,995	158,421	164,482	-50,174
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-163,704	148,360	-134,063	-157,648	147,703	117,439	51,349
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-112,978	91,191	-88,342	-67,451	64,056	81,679	-27,706
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-99,803	92,913	-108,671	-102,385	92,646	111,591	-3,978
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-46,051	13,295	-38,328	-24,066	21,983	31,360	5,131
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-46,051	21,983	-38,328	-3,281	13,295	-23,056	5,131

Lanjutan Tabel 5.28 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T _u (kNm)
				M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	
Lantai 4	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-235,513	221,794	229,479	-222,865	152,210	159,095	-48,293
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-157,224	142,673	-129,403	-151,666	141,148	113,403	50,689
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-111,565	87,717	-86,097	-106,372	87,661	85,488	-26,584
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-93,720	87,277	-102,594	-97,181	86,979	106,372	-3,805
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-45,771	13,222	-38,349	-28,831	21,984	31,375	-8,065
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	14,533	-21,523	34,621	-3,991	12,565	-9,936	3,033
Lantai 5	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-213,410	195,691	191,895	-208,383	134,493	142,563	-43,576
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-140,454	126,555	-117,300	-136,145	124,103	102,757	46,902
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-105,632	77,187	-79,395	-95,825	77,123	78,454	24,359
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-80,826	74,718	-89,724	-84,965	74,425	94,130	-3,357
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-44,592	12,946	-38,366	-27,718	21,986	31,388	-7,331
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-19,957	12,892	34,628	-3,555	12,564	-9,177	2,827
Lantai 6	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-190,943	158,578	145,265	-187,266	109,340	118,857	-37,118
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-116,732	103,719	-100,298	-114,038	101,566	87,796	41,143
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-96,871	62,362	-75,487	-81,004	62,302	68,574	20,894
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-67,626	57,881	-72,702	-70,290	57,601	77,500	-2,836
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-42,842	12,687	-38,375	-26,010	21,985	31,394	-6,267
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-19,162	10,532	34,633	-2,912	12,566	-8,048	2,538

Lanjutan Tabel 5.28 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T _u (kNm)
				M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	
Lantai 7	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-168,791	117,684	100,327	-165,957	121,212	100,523	-30,033
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-98,300	79,221	-83,432	-90,308	78,936	72,959	34,753
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-87,071	46,035	-71,181	-64,710	45,964	57,704	16,965
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-55,289	45,271	-55,791	-58,326	41,630	60,759	-1,759
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-40,997	19,667	-38,389	-24,191	21,992	31,407	-5,191
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-18,325	8,685	34,634	-2,212	12,558	-6,793	2,253
Lantai 8	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-86,309	81,155	58,945	-84,053	54,736	58,521	-21,803
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-64,326	55,761	-46,234	-62,874	54,973	44,491	25,876
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-46,761	37,940	-34,879	-44,652	37,942	34,197	10,113
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-39,002	34,529	30,519	-42,678	31,266	-35,787	3,189
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-26,833	8,660	21,227	-16,181	12,412	15,709	3,806
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-6,685	3,383	-8,599	0,045	2,602	-5,060	0,571

2. Kontrol kecukupan dimensi balok

Menurut (Asroni, dkk), kontrol kecukupan dimensi balok dapat didefinisikan berupa kontrol terhadap beban momen lentur (M_u) dan beban momen puntir atau torsi (T_u) yang terdapat pada elemen balok. Kontrol terhadap momen perlu balok harus mempertimbangkan berbagai kombinasi beban yaitu beban mati, beban hidup, dan beban gempa yang dinyatakan dalam kuat perlu (U). Dalam perencanaan ini 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)	= 400 mm
Tinggi balok (h)	= 550 mm
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa = 0,03 kN/mm ²
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm ² = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm ²
Modulus Elastisitas baja (E_s)	= 200000 MPa = 200 kN/mm ²
Regangan kritis beton (ϵ_c)	= 0,003
Regangan kritis baja (ϵ_y)	= $\frac{f_y}{E_s}$ = $\frac{420}{200000}$ = $2,10 \times 10^{-3}$
Tebal selimut beton (sb)	= 40 mm
Tulangan Pokok (ϕ_p)	= 16 mm
Tulangan Sengkang (ϕ_s)	= 8 mm
β_1	= $0,85 - \frac{0,05(f'_c-28)}{7}$ = $0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$

$$= 0,836$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan } (\phi) = 0,90$$

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 176,989 kNm yang terjadi pada area tumpuan.

1) Kontrol terhadap tulangan momen

a) Perhitungan tulangan

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 176,989 \text{ kNm} \\ &= 17698900 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2} \\ &= 56 + \frac{41}{2} \\ &= 76,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 550 - 56 \\ &= 494,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{17698900}{0,9 \times 400 \times 494,0^2} \\ &= 2,015 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$K_{\text{maks}} = \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2}$$

$$= 7,669 \text{ MPa}$$

Karena nilai $K < K_{\text{maks}}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,015}{0,85 \times 30}} \right) \times 494$$

$$= 40,705 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 40,705 \times 400}{420}$$

$$= 988,549 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 400 \times 494}{420}$$

$$= 658,67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 400 \times 494}{420}$$

$$= 644,226 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 988,549 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

b) Kebutuhan tulangan

$$\text{Rencana tulangan} = 1 \text{ baris}$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$= 201,062 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{988,549}{201,062} \\
&= 4,917 \\
&\approx 5 \text{ batang tulangan}
\end{aligned}$$

c) Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
m &= \frac{b - (2 \times ds_1)}{(\phi p + S_{nv}) + 1} \\
&= \frac{400 - (2 \times 56)}{(16 + 40) + 1} \\
&= 6,143 \\
&\approx 6 \text{ batang tulangan}
\end{aligned}$$

Cek syarat = $n \leq m$

$$\begin{aligned}
&= 5 \leq 6 \\
&= \text{Memenuhi Syarat}
\end{aligned}$$

Menurut hasil perhitungan kebutuhan tulangan, jumlah 6 batang tulangan memenuhi untuk dipasang 1 baris oleh sebab itu ukuran balok 400 x 550 mm sudah cukup. Tetapi karena tulangan yang direncanakan 2 baris, maka dimensi balok perlu diperkecil agar tidak terjadi pemborosan.

2) Kontrol ulang terhadap tulangan momen

Lebar balok (b) = 350 mm

Tinggi balok (h) = 500 mm

a) Perhitungan tulangan

$$\begin{aligned}
M_u^{(-)} &= 176,989 \text{ kNm} \\
&= 176989000 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ds_1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\
&= 40 + 8 + \frac{16}{2} \\
&= 58 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ds_2 &= \phi p + S_{nv} \\
&= 16 + 25 \\
&= 41 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds &= ds_1 + \frac{ds_2}{2} \\
 &= 58 + \frac{41}{2} \\
 &= 78,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - ds \\
 &= 500 - 78,5 \\
 &= 421,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{176988600}{0,9 \times 350 \times 421,5^2} \\
 &= 3,163 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{maks} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
 &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
 &= 7,669 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $K < K_{maks}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d \\
 &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,136}{0,85 \times 30}} \right) \times 421,5 \\
 &= 55,995 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 55,995 \times 350}{420} \\
 &= 1189,887 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 421,5}{420} \\
 &= 491,750 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 350 \times 421,5}{420}$$

$$= 480,969 \text{ mm}^2$$

b) Kebutuhan tulangan

Rencana tulangan = 2 baris

A_s pakai = 1189,887 mm² (diambil yang terbesar)

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$= 201,062 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}}$$

$$= \frac{1189,887}{201,062}$$

$$= 5,918$$

≈ 6 batang tulangan

≈ 6D16

c) Kontrol jumlah tulangan

$$m = \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi + S_{nv}) + 1}$$

$$= \frac{350 - (2 \times 56)}{(16 + 40) + 1}$$

$$= 5,179$$

≈ 5 batang tulangan

Cek syarat = $n \leq m$

= $5 \leq 5$ Tulangan atas memenuhi syarat

= $1 \leq 5$ Tulangan bawah memenuhi syarat

Jika diperhatikan dari perhitungan kontrol terhadap tulangan momen di atas, jumlah tulangan 5 batang cukup untuk dipasang 2 baris sehingga ukuran balok 350 x 500 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 = 14,152 kNm, sehingga besar torsi yang ditahan oleh 1 tumpuan balok adalah setengah dari nilai T_u atau sebesar 7,076 kNm.

$$\begin{aligned} T_{u \text{ maks}} &= 32,108 \text{ kNm} \\ &= 32107600 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{T_{u \text{ maks}}}{2} \\ &= \frac{32,108}{2} \\ &= 16,054 \text{ kNm} \\ &= 16053800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 179,422 \text{ kN} \\ &= 179422 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_h &= \text{Luas batas begel terluar} \\ &= (b - 2 \times sb) \times (h - 2 \times sb) \\ &= (350 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) \\ &= 113400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= \text{Keliling batas begel terluar} \\ &= 2 \times ((b - 2 \times sb) + (h - 2 \times sb)) \\ &= 2 \times ((350 - 2 \times 40) + (500 - 2 \times 40)) \\ &= 1380 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times 421,5 \\ &= 137364,710 \text{ N} \end{aligned}$$

a) Gaya yang bekerja pada balok akibat geser dan torsi

$$\begin{aligned} I &= \sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_h^2}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{179422}{350 \times 421,5}\right)^2 + \left(\frac{32107600 \times 1380}{1,7 \times 113400^2}\right)^2} \\ &= 1,583 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

b) Gaya yang mampu ditahan balok

$$\begin{aligned} II &= \phi \times \left(\frac{V_c}{b \times d} + 0,66 \times \sqrt{f_c} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{179422}{350 \times 421,5} + 0,66 \times \sqrt{30} \right) \\ &= 3,410 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Dilihat dari perhitungan terhadap torsi diatas, maka dimensi balok B1 pada lantai 1 yaitu 350 x 500 mm sudah cukup.

4) Penetapan dimensi pakai balok

Didapatkan dari hasil perhitungan kontrol terhadap tulangan momen dan kontrol terhadap torsi, maka dari itu untuk balok B1 lantai 1 diperoleh dimensi pakai yaitu 350 x 500 mm.

Berikutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara menyeluruh dari lantai 1 hingga lantai 8 sehingga didapatkan dimensi balok pakai yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.25.

c. Perhitungan Tulangan Longitudinal

1) Area Tumpuan

a) Momen Negatif $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 176,989 \text{ kNm} \\ &= 176988600 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$ds = ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2}$$

$$= 58 + \frac{41}{2}$$

$$= 78,5 \text{ mm}$$

$$d = h - ds$$

$$= 500 - 78,5$$

$$= 421,5 \text{ mm}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{176989600}{0,9 \times 350 \times 421,5^2}$$

$$= 3,163 \text{ MPa}$$

$$K_{maks} = \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2}$$

$$= 7,669 \text{ MPa}$$

Karena nilai $K < K_{maks}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,163}{0,85 \times 30}} \right) \times 421,5$$

$$= 55,995 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 55,995 \times 350}{420}$$

$$= 1189,887 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 350 \times 421,5}{420}$$

$$= 491,750 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 350 \times 421,5}{420}$$

$$= 480,969 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan atas

$$A_s \text{ pakai} = 1189,887 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\ &= \frac{1189,887}{201,062} \\ &= 5,918 \\ &\approx 6 \text{ batang tulangan} \\ &\approx 6D16 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 491,750 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\ &= \frac{491,750}{201,062} \\ &= 2,446 \\ &\approx 3 \text{ batang tulangan} \\ &\approx 3D16 \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned} m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi p + S_{nv}) + 1} \\ &= \frac{350 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\ &= 5,179 \\ &\approx 5 \text{ batang tulangan} \end{aligned}$$

Cek syarat = $n \leq m$

= 3 ≤ 5 Tulangan atas memenuhi syarat

b) Momen Positif $M_u^{(+)}$

$$\begin{aligned}M_u^{(+)} &= 161,813 \text{ kNm} \\ &= 161813200 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ds &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ds 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= h - ds \\ &= 500 - 78,5 \\ &= 421,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{161813200}{0,9 \times 350 \times 421,5^2} \\ &= 2,891 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_{maks} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\ &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\ &= 7,669 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Karena nilai $K < K_{maks}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}}\right) \times d \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,891}{0,85 \times 30}}\right) \times 421,5 \\ &= 50,862 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 50,862 \times 350}{420} \\
 &= 1080,815 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 421,5}{420} \\
 &= 491,750 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 350 \times 421,5}{420} \\
 &= 480,750 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan atas

$$A_s \text{ pakai} = 10880,815 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{480,750}{201,062} \\
 &= 5,376
 \end{aligned}$$

≈ 6 batang tulangan

≈ 6D16

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 480,750 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{480,750}{201,062} \\
&= 2,446 \\
&\approx 3 \text{ batang tulangan} \\
&\approx 3D16
\end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi p + S_{nv}) + 1} \\
&= \frac{350 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\
&= 5,179 \\
&\approx 5 \text{ batang tulangan}
\end{aligned}$$

Cek syarat = $n \leq m$

$$\begin{aligned}
&= 5 \leq 5 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat} \\
&= 1 \leq 5 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat} \\
&= 3 \leq 5 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}
\end{aligned}$$

c) Penetapan Tulangan Longitudinal Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan pada 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 6D16 dan untuk tulangan bawah 3D16.

2) Area Lapangan

a) Momen Negatif $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned}
M_u^{(-)} &= 101,871 \text{ kNm} \\
&= 101870600 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ds &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\
&= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\
&= 58 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d &= h - ds \\
&= 500 - 58 \\
&= 442 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{101870600}{0,9 \times 350 \times 421,5^2} \\
 &= 1,655 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
 &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
 &= 7,669 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $K < K_{\text{maks}}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d \\
 &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,655}{0,85 \times 30}} \right) \times 442 \\
 &= 29,690 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 29,690 \times 350}{420} \\
 &= 630,916 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 442}{420} \\
 &= 515,667 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 350 \times 442}{420} \\
 &= 504,361 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan atas

$$A_s \text{ pakai} = 630,916 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
&= 201,062 \text{ mm}^2 \\
n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
&= \frac{630,916}{201,062} \\
&= 3,138 \\
&\approx 4 \text{ batang tulangan} \\
&\approx 4D16
\end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$\begin{aligned}
A_s \text{ pakai} &= 515,667 \text{ mm}^2 \\
A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
&= 201,062 \text{ mm}^2 \\
n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
&= \frac{515,667}{201,062} \\
&= 2,565 \\
&\approx 3 \text{ batang tulangan} \\
&\approx 2D16
\end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi p + S_{nv}) + 1} \\
&= \frac{350 - (2 \times 56)}{(16 + 25) + 1} \\
&= 5,179 \\
&\approx 5 \text{ batang tulangan}
\end{aligned}$$

Cek syarat = $n \leq m$

$$\begin{aligned}
&= 4 \leq 5 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat} \\
&= 2 \leq 5 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}
\end{aligned}$$

b) Penetapan Tulangan Longitudinal Pakai

Hasil yang diperoleh dari perhitungan yang meninjau momen positif atau $M_u^{(+)}$ dan momen negatif atau $M_u^{(-)}$ pada balok B1 lantai 1 area lapangan maka didapatkan jumlah tulangan yang terbesar yaitu untuk tulangan atas 4D16 dan untuk tulangan bawah 2D16.

Setelah itu juga dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 hingga lantai 8 maka 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, $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 176,989 \text{ kNm} \\ &= 176988600 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2} \\ &= 58 + \frac{41}{2} \\ &= 78,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d's = 58 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 500 - 78,5 \\ &= 421,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_a = h - ds \ 1 - ds \ 2$$

$$\begin{aligned}
&= 500 - 58 - 41 \\
&= 401 \text{ mm} \\
A_s &= 8D16 \\
&= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 1206,372 \text{ mm}^2 \\
A_s' &= 8D16 \\
&= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 1206,372 \text{ mm}^2 \\
a_1 &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{(1206,372 - 1206,372) \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} \\
&= 0 \text{ mm} \\
a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 76,5}{600 - 420} \\
&= 161,571 \text{ mm} \\
p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 1206,372 - 1206,372 \times 420}{1,7 \times 30 \times 350} \\
&= 12,165 \text{ mm} \\
q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5 \times 1206,372}{0,85 \times 30 \times 350} \\
&= 3931,062 \\
a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
&= (\sqrt{12,165^2 + 3931,062}) - (12,165) \\
&= 51,702 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d}{600 + f_y}
\end{aligned}$$

$$= \frac{600 \times 0,8357 \times 401}{600 - 420}$$

$$= 197,130 \text{ mm}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$a1 < a'_{\text{min leleh}} = 0 < 161,571$$

$$= \text{tulangan tekan belum leleh (Ok)}$$

$$a2 < a'_{\text{max leleh}} = 51,702 < 197,130$$

$$= \text{tulangan tarik sudah leleh (OK)}$$

$$a \text{ pakai} = 51,702$$

$$f'_s = \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a}$$

$$= \frac{600 \times (51,702 - 0,8357 \times 76,5)}{51,702}$$

$$= 37,495 \text{ MPa}$$

$$M_{nc} = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0,85 \times 30 \times 51,702 \times 350 \times (421,5 - \frac{51,702}{2})$$

$$= 182569614,8 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \times f'_s \times (d - d's)$$

$$= 1208,372 \times 37,495 \times (401 - 76,5)$$

$$= 16442000,44 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 182569614,8 + 16442000,44$$

$$= 199011615,2 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ Kapasitas} = \phi M_n$$

$$= 0,9 \times 199011615,2$$

$$= 179110453,7 \text{ Nmm}$$

$$= 179,110 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

$$= 179,110 \text{ kNm} \geq 176,989 \text{ kNm (Aman)}$$

b) Momen Positif, M_u^+

$$M_u^{(+)} = 161,813 \text{ kNm}$$

$$= 161813200 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} ds_1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds_2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d's &= ds_1 + \frac{ds_2}{2} \\ &= 58 + \frac{41}{2} \\ &= 78,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$ds = 58 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d = d_d &= h - ds \\ &= 500 - 58 \\ &= 442 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 8D16 \\ &= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 1206,372 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s' &= 8D16 \\ &= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 1206,372 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s < A_s'$, maka tulangan tekan belum leleh

$$\begin{aligned} p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{600 \times 1206,372 - 1206,372 \times 420}{1,7 \times 30 \times 350} \\ &= 12,165 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{600 \times 0,8357 \times 76,5 \times 1206,372}{0,85 \times 30 \times 300} \\ &= 5320,49 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a1 &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{(1206,372 - 1206,372) \times 420}{0,85 \times 30 \times 300}
 \end{aligned}$$

$$= 0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
 &= (\sqrt{12,165^2 + 5320,490}) - 18,923 \\
 &= 61,784 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5}{600 - 420} \\
 &= 218,679 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times dd}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 442}{600 - 420} \\
 &= 217,286 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 a1 < a'_{\text{min leleh}} &= 0 < 218,769 \\
 &= \text{tulangan tekan belum leleh (Okey)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a2 < a'_{\text{max leleh}} &= 61,784 < 217,286 \\
 &= \text{tulangan tarik sudah leleh (Okey)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f'_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\
 &= \frac{600 \times (61,784 - 0,8357 \times 78,5)}{61,784} \\
 &= -37,092 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= 0,85 \times f_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 61,784 \times 350 \times (442 - \frac{72,856}{2}) \\
 &= 226694330 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ns} &= A_s' \times f_s' \times (d - d's) \\
 &= 1206,732 \times 0 \times (344 - 76,5) \\
 &= 0 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n^+ &= M_{nc} + M_{ns} \\
 &= 226694330 + 0 \\
 &= 226694330 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ Kapasitas} &= \phi M_n \\
 &= 0,9 \times 226694330 \\
 &= 204024897,1 \text{ Nmm} \\
 &= 204,024 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek Syarat} &= \phi M_n \geq M_u \\
 &= 204,024 \text{ kNm} \geq 161,813 \text{ kNm (Aman)}
 \end{aligned}$$

4) Kontrol momen kapasitas desain area lapangan

$$\text{Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

a) Momen Negatif, $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned}
 M_u^{(-)} &= 101,871 \text{ kNm} \\
 &= 101870600 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\
 &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\
 &= 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\
 &= 16 + 25 \\
 &= 41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$ds = 78,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - ds \\
 &= 500 - 58 \\
 &= 442 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_d &= h - ds \ 1 - ds \ 2 \\
 &= 500 - 56 - 41 \\
 &= 401 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_s &= 4D16 \\
&= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 804,248 \text{ mm}^2 \\
A_s' &= 4D16 \\
&= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 804,248 \text{ mm}^2 \\
a_1 &= \frac{(A_s' - A_s) \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{(804,248 - 804,248) \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\
&= 0 \text{ mm} \\
a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56}{600 - 420} \\
&= 161,571 \text{ mm} \\
p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 1206,372 - 1206,372 \times 420}{1,7 \times 30 \times 350} \\
&= 8,11 \text{ mm} \\
q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56 \times 1206,372}{0,85 \times 30 \times 350} \\
&= 2620,708 \\
a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
&= (\sqrt{8,11^2 + 2620,708}) - (8,11) \\
&= 43,721 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d}{600 + f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 401}{600 - 420} \\
&= 197,130 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$a_1 < a'_{\text{min leleh}} = 0 < 161,571 \\ = \text{tulangan tekan belum leleh (Okey)}$$

$$a_2 < a'_{\text{max leleh}} = 43,721 < 197,130 \\ = \text{tulangan tarik sudah leleh (Okey)}$$

$$a \text{ pakai} = 43,721$$

$$f'_s = \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\ = \frac{600 \times (43,721 - 0,8357 \times 56)}{43,721} \\ = -65,189 \text{ MPa}$$

$$M_{nc} = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2}) \\ = 0,85 \times 30 \times 43,721 \times 350 \times (323 - \frac{43,721}{2}) \\ = 163943374,2 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \times f'_s \times (d - d's) \\ = 402,124 \times 0 \times (323 - 56) \\ = 0 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = M_{nc} + M_{ns} \\ = 163943374,2 + 0 \\ = 163943374,2 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ Kapasitas} = \phi M_n \\ = 0,9 \times 163943374,2 \\ = 147,549 \text{ Nmm} \\ = 147549036,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek Syarat} = \phi M_n \geq M_u \\ = 147549036,8 \geq 101,871 \text{ kNm (Aman)}$$

b) Momen Positif, M_u^+

$$M_u^{(-)} = 101,871 \text{ kNm} \\ = 101870600 \text{ Nmm}$$

$$d_s 1 = s_b + \phi s + \frac{\phi p}{2}$$

$$\begin{aligned}
&= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\
&= 58 \text{ mm} \\
ds_2 &= \phi p + S_{nv} \\
&= 16 + 25 \\
&= 41 \text{ mm} \\
ds &= 78,5 \text{ mm} \\
d &= h - ds \\
&= 500 - 58 \\
&= 442 \text{ mm} \\
d_d &= h - ds_1 - ds_2 \\
&= 500 - 56 - 41 \\
&= 401 \text{ mm} \\
As &= 4D16 \\
&= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\
&= 804,248 \text{ mm}^2 \\
As' &= 4D16 \\
&= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\
&= 804,248 \text{ mm}^2 \\
a_1 &= \frac{(As' - As) \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{(804,248 - 804,248) \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\
&= 0 \text{ mm} \\
a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56}{600 - 420} \\
&= 161,571 \text{ mm} \\
p &= \frac{600 \times As' - As \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 1206,372 - 1206,372 \times 420}{1,7 \times 30 \times 350}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 8,11 \text{ mm} \\
q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f'_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 56 \times 1206,372}{0,85 \times 30 \times 350} \\
&= 3546,993 \\
a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
&= (\sqrt{8,11^2 + 3546,993}) - (8,11) \\
&= 51,996 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d}{600 + f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 442}{600 - 420} \\
&= 217,286 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
a_1 < a'_{\text{min leleh}} &= 0 < 218,679 \\
&= \text{tulangan tekan belum leleh (Okey)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a_2 < a'_{\text{max leleh}} &= 51,996 < 217,286 \\
&= \text{tulangan tarik sudah leleh (Okey)}
\end{aligned}$$

$$a \text{ pakai} = 51,996$$

$$\begin{aligned}
f'_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\
&= \frac{600 \times (51,996 - 0,8357 \times 56)}{51,996} \\
&= 40,674 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nc} &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2}) \\
&= 0,85 \times 30 \times 51,996 \times 350 \times (323 - \frac{43,721}{2}) \\
&= 193052477,2 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{ns} &= A_s' \times f'_s \times (d - d's) \\
&= 804,248 \times 40,674 \times (323 - 56) \\
&= 12561314,91 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 193052477,2 + 12561314,91$$

$$= 205613792,2 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn Kapasitas} &= \phi M_n \\ &= 0,9 \times 205613792,2 \\ &= 185,052 \text{ Nmm} \\ &= 185052412,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Syarat} &= \phi M_n \geq M_u \\ &= 185052412,9 \geq 101,871 \text{ kNm (Aman)} \end{aligned}$$

d. Perhitungan Tulangan Geser

Menurut (Asroni, dkk), tulangan geser dapat direncanakan berdasarkan gaya geser perlu (V_u) maksimumnya yang bekerja pada elemen balok yang mana didapat dari *output SAP2000*. Nilai V_u bisa diambil pada jarak dari muka kolom (V_{ud}). Nilai V_{ud} tersebut akan ditahan oleh beton ($\phi \cdot V_c$) sedangkan yang 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

$$\begin{aligned} V_u \text{ Tumpuan} &= 179,422 \text{ kN} \\ &= 179422 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u \text{ Lapangan} &= 108,947 \text{ kN} \\ &= 108947 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar balok (b)} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok (h)} = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton (f}'_c) &= 30 \text{ Mpa} \\ &= 0,03 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu Baja Tulangan (f}_y) &= 420 \text{ MPa untuk } > \text{D13} \\ &= 0,042 \text{ kN/mm}^2 \\ &= 280 \text{ MPa untuk } < \text{D13} \\ &= 0,028 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal selimut beton (sb)} = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Pokok } (\phi_p) &= 16 \text{ mm} \\
\text{Tulangan Sengkang } (\phi_s) &= 10 \text{ mm} \\
\beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \\
&= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\
&= 0,8357 \\
d &= 442 \text{ mm} \\
\text{Bentang, } L &= 7000 \text{ mm} \\
&= 7 \text{ m} \\
\frac{1}{2} \text{ Bentang, } L_L &= 3500 \text{ mm} \\
&= 3,5 \text{ m} \\
\frac{1}{4} \text{ Bentang, } L_T &= 1750 \text{ mm} \\
&= 1,75 \text{ m} \\
\text{Dimensi Kolom, } bh &= 450 \text{ mm} \\
&= 0,45 \text{ m} \\
\text{Faktor reduksi, } \phi &= 0,75 \\
\text{Faktor modifikasi, } \lambda &= 1
\end{aligned}$$

2) Perhitungan kekuatan geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}
V_{c1} &= 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\
&= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times 442 \\
&= 144045,555 \text{ N} \\
&= 144,045 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\rho_w &= \frac{A_s}{b \times d} \\
&= \frac{8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^3}{350 \times 442} \\
&= 0,0078
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{c1} &= \left(0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \times d}{M_u} \right) \times b \times d \\
&= \left(0,16 \times 1 \times \sqrt{30} + 17 \times 0,0078 \times \frac{179422 \times 442}{161,813} \right) \times 350 \times 442 \\
&= 135581,477 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$= 135,581 \text{ kN (Area Tumpuan)}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u}) \cdot b \cdot d \\ &= (0,16 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot 0,0078 \cdot \frac{179422 \cdot 442}{161,813}) \cdot 350 \cdot 442 \\ &= 135581,92 \text{ N} \\ &= 135,582 \text{ kN (Area lapangan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w) \cdot b \cdot d \\ &= (0,16 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot 0,0078) \cdot 350 \cdot 442 \\ &= 156080,604 \text{ N} \\ &= 156,081 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c4} &= 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot b \cdot d \\ &= 0,29 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot 350 \cdot 442 \\ &= 245724,771 \text{ N} \\ &= 245,724 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_c \text{ pakai} = 135,581 \text{ kN (diambil nilai terkecil)}$$

$$\begin{aligned} V_c \text{ maks} &= V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= 135,581 + 0,66 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 442 \\ &= 694817,162 \\ &= 694,817 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat penampang mampu menahan gaya geser

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= V_u \text{ Tumpuan} \leq \phi \cdot V_c \text{ maks} \\ &= 179,422 \leq 694,817 \text{ (Okey dimensi balok cukup)} \end{aligned}$$

3) Klasifikasi nilai V_u tumpuan dan V_u lapangan

$$V_u \text{ Tumpuan} = 179,422 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 108,947 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{ud1} &= \frac{1}{2} \phi \cdot V_c \\ &= 50,843 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ud2} &= \phi \cdot V_c \\ &= 101,686 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{ud3} &= \phi \cdot (V_c \times 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \\
&= 0,75 \times (694,817 + 0,33 \times \sqrt{30} \cdot 350 \times 442) \\
&= 311,399 \text{ kN} \\
V_{ud4} &= \phi \cdot V_c \text{ maks} \\
&= 0,75 \times 694,817 \\
&= 521,113 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Diperoleh hasil

$$\text{Area Tumpuan} = \phi \cdot 0,5 V_c < V_u < \phi \cdot V_c \text{ (ZONA II)}$$

$$\text{Area Lapangan} = \phi \cdot 0,5 V_c < V_u < \phi \cdot V_c \text{ (ZONA II)}$$

4) Kebutuhan Tulangan Geser

a) Area Tumpuan

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
&= \frac{70,219}{0,75} - 135,581 \\
&= 103,648 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{s \text{ maks}} &= 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
&= 0,66 \times \sqrt{30} \cdot 350 \times 442 \\
&= 559235,686 \text{ N} \\
&= 559,236 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{1}{2} V_{s \text{ maks}} &= 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
&= 0,33 \times \sqrt{30} \cdot 350 \times 442 \\
&= 279617,8428 \text{ N} \\
&= 279,618 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Cek} &= V_s < V_{s \text{ maks}} \\
&= 103,648 < 559,236 \text{ (Ok dimensi balok cukup)}
\end{aligned}$$

Karena nilai $V_s < \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}}$, maka

$$\begin{aligned}
s1 &= \frac{d}{2} \\
&= \frac{442}{2} \\
&= 221 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

$$s_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm (diambil nilai terkecil dan lebih aman)}$$

Luas begel per meter panjang balok ($A_{v,u}$)

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_s \times S}{f_{ys} \times d} \\ &= \frac{103,648 \times 150}{280 \times 442} \\ &= 125,623 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser dengan diameter 10 mm dengan

Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki, } n &= \frac{A_v}{A_s} \\ &= \frac{125,623}{78,540} \\ &= 1,599 \\ &\approx 2 \text{ kaki} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ aktual}} &= n \times A_s \\ &= 2 \times 78,54 \\ &= 157,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ aktual}} &= \frac{A_{v \text{ aktual}} \times f_{ys} \times d}{S} \\ &= \frac{157,08 \times 280 \times 442}{150} \\ &= 129601,169 \text{ N} \\ &= 129,601 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol syarat} &= V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_{s \text{ aktual}}) \\ &= 108,947 \leq 0,75 \cdot (85,059 + 129,601) \\ &= 108,947 \leq 198,887 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\text{Rekap} = 2\text{D}10\text{-}150 \text{ mm}$$

b) Area Lapangan

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{70,219}{0,75} - 135,581 \\ &= 103,648 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ maks}} &= 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 350 \times 442 \\ &= 559235,686 \text{ N} \\ &= 559,236 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}} &= 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,33 \times \sqrt{30} \times 350 \times 442 \\ &= 279617,8428 \text{ N} \\ &= 279,618 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= V_s < V_{s \text{ maks}} \\ &= 103,648 < 559,236 \text{ (Ok dimensi balok cukup)} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_s < \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}}$, maka

$$\begin{aligned} s1 &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{442}{2} \\ &= 221 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s2 = 600 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 150 \text{ mm (diambil nilai terkecil dan lebih aman)}$$

Luas begel per meter panjang balok (A_{v-u})

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_s \times S}{f_{ys} \times d} \\ &= \frac{103,648 \times 150}{280 \times 442} \\ &= 125,623 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser dengan diameter 10 mm dengan Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi s^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki, } n &= \frac{A_v}{A_s} \\ &= \frac{125,623}{78,540} \\ &= 1,599 \\ &\approx 2 \text{ kaki} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ aktual}} &= n \times A_s \\ &= 2 \times 78,54 \\ &= 157,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ aktual}} &= \frac{A_{v \text{ aktual}} \times f_{ys} \times d}{S} \\ &= \frac{157,08 \times 280 \times 442}{150} \\ &= 129601,169 \text{ N} \\ &= 129,601 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol syarat} &= V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_{s \text{ aktual}}) \\ &= 108,947 \leq 0,75 \cdot (85,059 + 129,601) \\ &= 108,947 \leq 198,887 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\text{Rekap} = 2D10-150 \text{ mm}$$

Maka dilanjutkan perhitungan tulangan geser dengan cara yang sama untuk tinjauan balok lainnya dari lantai 1 hingga lantai 8 sehingga didapatkan kebutuhan tulangan geser balok di area tumpuan maupun lapangan yang hasilnya akan direkap seluruhnya pada Tabel 5.25.

e. Perhitungan Tulangan Torsi

Pada Tabel 5.24, didapatkan nilai Torsi maksimum sebesar 39,207 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

$$T_u = 32,108 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{2} T_u = 16,054 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 350 \times 500 \text{ mm} \\ &= 175000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_g &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (350 + 500) \\ &= 1700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{u \text{ min}} &= \phi \times 0,083 \times \sqrt{f'_c} \times \left(\frac{A_g^2}{P_g} \right) \\ &= 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{175000^2}{1700} \right) \\ &= 6142245 \text{ Nmm} \\ &= 6,14 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= T_u > T_{u \text{ min}} \\ &= 14,512 > 6,14 \text{ (Tulangan torsi diperlukan)} \end{aligned}$$

2) Perhitungan torsi transversal

$$\begin{aligned} A_h &= (b - 2 \times s_b) \times (h - 2 \times s_b) \\ &= (350 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) \\ &= 158400,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (b - 2 \times s_b + h - 2 \times s_b) \\ &= 2 \times (350 - 2 \times 40 + 500 - 2 \times 40) \\ &= 1620,000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{1}{2} T_u \times \phi \\ &= 16,054 \times 0,75 \\ &= 12,0405 \text{ kNm} \\ &= 12040500 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$A_t = \frac{T_n \times S}{1,7 \times A_h \times f_{ys} \times \text{COT } \phi}$$

$$= \frac{21405066,667 \times 1000}{1,7 \times 158400 \times 280 \times \cot 45^\circ}$$

$$= 283,893 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \text{Luas sengkang balok}$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \times \frac{1000}{150}$$

$$= 523,599 \text{ mm}^2$$

$$A_{vt} = A_v + A_t$$

$$= 523,599 + 283,893$$

$$= 807,492 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ min} = 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,35 \times 350 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 437,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ min} = 0,062 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 300 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 424,485 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ pakai} = 807,492 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \times \frac{1000}{1115,092}$$

$$= 194,528 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = \frac{P_h}{8}$$

$$= \frac{1336}{8}$$

$$= 202,5 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 300 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 190 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)}$$

$$\text{Rekap} = 2D10-190$$

3) Perhitungan torsi longitudinal

$$A_l = \frac{A_t}{S} \times P_h \times \left(\frac{f_{ys}}{f_y} \right) \times \cot^2 \times \phi$$

$$= \frac{283,893}{1000} \times 1336 \times \left(\frac{280}{420} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$= 432,346 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol A1} &= 0,175 \times \frac{b}{f_{ys}} \\ &= 0,175 \times \frac{350}{280} \\ &= 0,219 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol A1} &= \frac{A_t}{S} \\ &= \frac{283,893}{1000} \\ &= 0,284 \end{aligned}$$

Kontrol A1 pakai = 0,284 (dipilih yang terbesar)

$$\begin{aligned} A1_{\min} &= \left(\frac{0,42 \times \sqrt{f_c} \times A_g}{f_y} - \left(\frac{A_t}{S} \right) \times P_h \times \frac{f_{ys}}{f_y} \right) \\ &= \left(\frac{0,42 \times \sqrt{30} \times 100000}{420} - \left(\frac{283,893}{1000} \right) \times 1336 \times \frac{280}{420} \right) \\ &= 651,910 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A1_{\text{pakai}} = 651,910 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A1}{A_{ds}} \\ &= \frac{651,910}{132,732} \\ &= 4,911 \end{aligned}$$

≈ 5 batang tulangan

Dari hasil perhitungan diatas tulangan torsi yang didapatkan pada balok B1 lantai 1 dibutuhkan tulangan torsi 5D13 yang dipasang di tengah badan balok pada sisi kanan dan kiri. Lalu dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya dengan menyeluruh dimulai dari lantai 1 hingga 8 didapatkan tulangan torsi yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.29 berikut.

Tabel 5. 29 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan					Daerah Lapangan				
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio
Lantai 1	B1	Balok Induk	350x500	6D16	5D13	6D16	2D10-150	1,76%	4D16	5D13	4D16	2D10-150	1,30%
	B2	Balok Induk	350x450	4D16	4D13	4D16	2D10-150	1,36%	4D16	4D13	3D16	2D10-150	1,23%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B4	Balok Induk	350x450	3D16	5D13	2D16	2D10-150	1,06%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	3D13	3D13	2D10-100	1,52%	3D13	3D13	3D13	2D10-100	1,60%
	B6	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%
Lantai 2	B1	Balok Induk	350x500	7D16	5D13	6D16	2D10-150	1,87%	5D16	5D13	5D16	2D10-150	1,53%
	B2	Balok Induk	350x450	6D16	6D13	5D16	2D10-150	1,91%	6D16	5D13	6D16	2D10-150	1,95%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B4	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	2D16	2D10-150	1,19%	4D16	5D13	4D16	2D10-150	1,44%
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	3D13	3D13	2D10-100	1,52%	3D13	3D13	3D13	2D10-100	1,60%
	B6	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%
Lantai 3	B1	Balok Induk	350x500	7D16	5D13	6D16	2D10-150	1,87%	5D16	6D13	5D16	2D10-150	1,60%
	B2	Balok Induk	350x450	6D16	6D13	6D16	2D10-150	1,98%	6D16	5D13	6D16	2D10-150	1,95%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	4D16	2D10-150	1,44%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B4	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	2D16	2D10-150	1,19%	4D16	5D13	4D16	2D10-150	1,44%
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	3D13	3D13	2D10-100	1,52%	3D13	3D13	3D13	2D10-100	1,60%
	B6	Balok Anak	250x350	3D13	3D13	2D13	2D10-100	1,21%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%

Lanjutan Tabel 4.26 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan					Daerah Lapangan				
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio
Lantai 4	B1	Balok Induk	350x500	7D16	5D13	6D16	2D10-150	1,87%	5D16	5D13	5D16	2D10-150	1,53%
	B2	Balok Induk	350x450	6D16	6D13	6D16	2D10-150	1,98%	6D16	5D13	6D16	2D10-150	1,95%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	4D16	2D10-150	1,44%	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%
	B4	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	2D16	2D10-150	1,19%	4D16	5D13	4D16	2D10-150	1,44%
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	3D13	3D13	2D10-100	1,52%	3D13	3D13	4D13	2D10-100	1,83%
	B6	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%
Lantai 5	B1	Balok Induk	350x500	7D16	5D13	6D16	2D10-150	1,87%	5D16	5D13	5D16	2D10-150	1,53%
	B2	Balok Induk	350x450	6D16	5D13	5D16	2D10-150	1,83%	6D16	5D13	6D16	2D10-150	1,95%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B4	Balok Induk	350x450	3D16	5D13	2D16	2D10-150	1,06%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	3D13	3D13	2D10-100	1,52%	3D13	3D13	4D13	2D10-100	1,83%
	B6	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%
Lantai 6	B1	Balok Induk	350x500	7D16	5D13	6D16	2D10-150	1,87%	4D16	5D13	4D16	2D10-150	1,30%
	B2	Balok Induk	350x450	5D16	5D13	4D16	2D10-150	1,57%	6D16	5D13	6D16	2D10-150	1,95%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B4	Balok Induk	350x450	3D16	5D13	2D16	2D10-150	1,06%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	3D13	3D13	2D10-100	1,52%	3D13	3D13	3D13	2D10-100	1,60%
	B6	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%

Lanjutan Tabel 4.26 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan					Daerah Lapangan				
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio
Lantai 7	B1	Balok Induk	350x500	6D16	6D13	4D16	2D10-150	1,60%	4D16	6D13	4D16	2D10-150	1,37%
	B2	Balok Induk	350x450	4D16	4D13	3D16	2D10-150	1,23%	4D16	4D13	6D16	2D10-150	1,61%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B4	Balok Induk	350x450	3D16	5D13	2D16	2D10-150	1,06%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B5	Balok Anak	250x350	4D13	3D13	3D13	2D10-100	1,52%	3D13	3D13	3D13	2D10-100	1,60%
	B6	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%
Lantai 8	B1	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B2	Balok Induk	350x450	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B3	Balok Induk	350x450	4D16	5D13	3D16	2D10-150	1,31%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B4	Balok Induk	350x450	3D16	5D13	2D16	2D10-150	1,06%	3D16	5D13	3D16	2D10-150	1,19%
	B5	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	3D13	2D10-100	1,21%	3D13	3D13	3D13	2D10-100	1,60%
	B6	Balok Anak	250x350	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,22%

Tabel 5. 30 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	179,110	176,989	1,012	185,052	101,871	1,817
	B2	131,193	113,176	1,159	176,557	97,076	1,819
	B3	129,036	89,554	1,441	137,145	56,317	2,435
	B4	111,544	70,711	1,577	137,145	70,528	1,945
	B5	64,500	41,378	1,559	67,732	21,992	3,080
	B6	49,587	21,889	2,265	57,598	8,678	6,637
Lantai 2	B1	161,128	262,091	234,263	221,850	146,272	1,517
	B2	214,547	154,426	153,658	217,033	137,593	1,577
	B3	116,808	129,036	107,279	137,145	83,400	1,644
	B4	131,193	126,039	95,662	154,235	96,854	1,592
	B5	57,947	64,500	44,922	67,732	21,977	3,082
	B6	49,587	49,587	27,812	57,598	12,567	4,583
Lantai 3	B1	161,128	262,091	244,121	1,074	158,421	1,400
	B2	230,565	165,684	163,704	1,012	147,703	1,460
	B3	116,808	131,193	112,978	1,161	64,056	2,141
	B4	131,193	126,039	99,803	1,263	102,385	1,506
	B5	57,947	64,500	46,051	1,401	21,983	3,081
	B6	49,587	55,824	46,051	1,212	13,295	4,332

Lanjutan Tabel 5.30 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	262,091	235,513	1,113	221,850	152,210	1,458
	B2	165,684	157,224	1,054	217,033	141,148	1,538
	B3	131,193	111,565	1,176	149,269	87,661	1,703
	B4	126,039	93,720	1,345	154,235	97,181	1,587
	B5	64,500	45,771	1,409	70,848	21,984	3,223
	B6	49,587	14,533	3,412	57,598	12,565	4,584
Lantai 5	B1	234,519	213,410	1,099	221,850	134,493	1,650
	B2	165,699	140,454	1,180	206,240	124,103	1,662
	B3	129,036	105,632	1,222	137,145	77,123	1,778
	B4	111,544	80,826	1,380	137,145	84,965	1,614
	B5	64,500	44,592	1,446	70,848	21,986	3,222
	B6	49,587	19,957	2,485	57,598	12,564	4,584
Lantai 6	B1	206,875	190,943	1,083	185,052	109,340	1,692
	B2	140,060	116,732	1,200	195,969	101,566	1,929
	B3	129,036	96,871	1,332	137,145	62,302	2,201
	B4	111,544	67,626	1,649	137,145	70,290	1,951
	B5	64,500	42,842	1,506	67,732	21,985	3,081
	B6	49,587	19,162	2,588	57,598	12,566	4,583

Lanjutan Tabel 5.30 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	179,151	168,791	1,061	173,747	121,212	1,433
	B2	129,036	98,300	1,313	183,226	78,936	2,321
	B3	129,036	87,071	1,482	137,145	45,964	2,984
	B4	111,544	55,289	2,017	136,037	58,326	2,332
	B5	63,867	40,997	1,558	67,732	21,992	3,080
	B6	49,010	18,325	2,674	57,226	12,558	4,557
Lantai 8	B1	107,913	86,309	1,250	129,720	54,736	2,370
	B2	116,808	64,326	1,816	160,216	54,973	2,914
	B3	129,036	46,761	2,759	137,145	37,942	3,615
	B4	111,544	39,002	2,860	137,145	42,678	3,214
	B5	53,330	26,833	1,987	67,732	12,412	5,457
	B6	49,587	6,685	7,417	57,598	12,602	4,570

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Rasio 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	198,887	179,422	1,108	198,887	108,947	1,826
	B2	176,385	81,729	2,158	176,385	85,027	2,074
	B3	176,385	72,567	2,431	176,385	64,737	2,725
	B4	176,385	79,997	2,205	176,385	79,383	2,222
	B5	145,044	38,270	3,790	145,044	31,322	4,631
	B6	145,045	34,576	4,195	145,045	15,496	9,360
Lantai 2	B1	198,891	241,492	0,824	198,891	152,265	1,306
	B2	176,385	126,799	1,391	176,385	110,928	1,590
	B3	176,385	83,084	2,123	176,385	82,709	2,133
	B4	176,385	104,431	1,689	176,385	106,150	1,662
	B5	145,044	38,298	3,787	145,044	31,339	4,628
	B6	145,044	34,597	4,192	145,044	19,358	7,493
Lantai 3	B1	198,891	250,071	0,795	198,891	164,482	1,209
	B2	176,385	134,063	1,316	176,385	117,439	1,502
	B3	176,385	88,342	1,997	176,385	81,679	2,159
	B4	176,385	108,671	1,623	176,385	111,591	1,581
	B5	145,044	38,328	3,784	145,044	31,360	4,625
	B6	145,044	38,328	3,784	145,044	23,056	6,291

Lanjutan Tabel 5.31 Rekapitulasi Rasio Gaya Geser Kapasitas (Vn) & Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMM

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 4	B1	198,890	229,479	0,867	198,890	159,095	1,250
	B2	176,385	129,403	1,363	176,385	113,403	1,555
	B3	176,385	86,097	2,049	176,385	85,488	2,063
	B4	176,385	102,594	1,719	176,385	106,372	1,658
	B5	145,044	38,349	3,782	145,044	31,375	4,623
	B6	145,044	34,621	4,189	145,044	19,936	7,275
Lantai 5	B1	198,888	191,895	1,036	198,888	142,563	1,395
	B2	176,385	117,300	1,504	176,385	102,757	1,717
	B3	176,385	79,395	2,222	176,385	78,454	2,248
	B4	176,385	89,724	1,966	176,385	94,130	1,874
	B5	145,044	38,366	3,781	145,044	31,388	4,621
	B6	145,044	34,628	4,189	145,044	19,177	7,563
Lantai 6	B1	198,886	145,265	1,369	198,886	118,857	1,673
	B2	176,385	100,298	1,759	176,385	87,796	2,009
	B3	176,385	75,487	2,337	176,385	68,574	2,572
	B4	176,385	72,702	2,426	176,385	77,500	2,276
	B5	145,044	38,375	3,780	145,044	31,394	4,620
	B6	145,044	34,633	4,188	145,044	18,048	8,037

Lanjutan Tabel 5.31 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	198,884	100,327	1,982	198,884	100,523	1,978
	B2	176,385	83,432	2,114	176,385	72,959	2,418
	B3	176,385	71,181	2,478	176,385	57,704	3,057
	B4	176,384	55,791	3,162	176,384	60,759	2,903
	B5	145,044	38,389	3,778	145,044	31,407	4,618
	B6	145,044	34,634	4,188	145,044	16,793	8,367
Lantai 8	B1	176,385	58,945	2,992	176,385	58,521	3,014
	B2	176,385	46,234	3,815	176,385	44,491	3,964
	B3	176,385	34,879	5,057	176,385	34,197	5,158
	B4	176,384	30,519	5,779	176,384	35,787	4,929
	B5	145,044	21,227	6,833	145,044	15,709	9,233
	B6	145,044	18,599	7,798	145,044	15,060	9,631

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 PL1 dan dijabarkan sebagai berikut.

1. Data perencanaan.

Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa = 0,03 kN/mm ²
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm ² = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm ²
Modulus Elastisitas baja (E_s)	= 200000 MPa = 200 kN/mm ²
Regangan kritis beton (ϵ_c)	= 0,003
Regangan kritis baja (ϵ_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 (ϕ_p)	= 10 mm
Tulangan Susut (ϕ_s)	= 8 mm
Faktor reduksi kekuatan (ϕ)	= 0,65.

2. Pembebanan plat lantai.

Pembebanan pelat lantai mengacu pada pembebanan struktur yang dijelaskan pada sub bab 5.2.

a. Beban mati (Q_D)

$$\text{Beban mati akibat berat sendiri pelat} = 0,125 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}^2 = 2,941 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
&\text{Beban mati tambahan} &&= 2,58 \text{ kN/m}^2 \\
&\text{Total beban mati} &&= 2,941 + 2,58 = 5,521 \text{ kN/m}^2 \\
\text{b. Beban hidup (} Q_L \text{)} &&& \\
&\text{Beban hidup pelat lantai} &&= 3,83 \text{ kN/m}^2 \\
\text{c. Kombinasi beban (} Q_u \text{)} &&& \\
&Q_u \text{ Pelat lantai} &&= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
&&&= (1,2 \times 5,521) + (1,6 \times 3,83) \\
&&&= 12,753 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

3. Perhitungan penulangan plat lantai.

a. Perhitungan momen

$$\begin{aligned}
Q_u \text{ Pelat lantai} &= 12,753 \text{ kN/m}^2 \\
L_y &= 5000 \text{ mm} \\
L_x &= 3000 \text{ mm} \\
L_{nx} &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 2750 \text{ mm} \\
L_{ny} &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 350\right) - \left(\frac{1}{2} \times 350\right) \\
&= 4650 \text{ mm} \\
\beta &= \frac{L_n y}{L_n x} \\
&= \frac{4650}{2750} \\
&= 1,7 \approx \text{Pelat dua arah}
\end{aligned}$$

Karena pelat tertumpu pada balok di keempat sisinya, maka diperoleh faktor momen pelat yang diperoleh berdasarkan pada tabel 13.3.1 PBI-71.

$$M_{lx} = 38$$

$$M_{ly} = 14$$

$$M_{tx} = 81$$

$$M_{ty} = 57$$

$$\begin{aligned}
\text{Momen Lapangan X} &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times \text{Koef } M_{lx} \\
&= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 38 \\
&= 3,665 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan Y} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef Mly} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 14 \\ &= 1,350 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan X} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef Mtx} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 81 \\ &= 7,812 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan Y} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef Mty} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 57 \\ &= 5,497 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan Pokok } (\phi p) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton (sb)} = 20 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= 0,25 \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \\ &= 0,25 \times \frac{\sqrt{30}}{280} \\ &= 0,0049 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{280}{0,85 \times 30} \\ &= 10,980 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= tp - sb - \phi p \\ &= 125 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Tulangan Lapangan X

$$Mu = 3,665 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{3,665}{0,9} \\ &= 4,072 \text{ kN/m}^2 \\ &= 4072167,61 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{4072167,61}{0,9 \times 1000 \times 100^2} \\
 &= 0,4072 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,4072}{420}} \right) \\
 &= 0,0015
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0049 \times 1000 \times 100 \\
 &= 489,038 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,540 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}} \\
 &= \frac{78,540 \times 1000}{489,038} \\
 &= 160,601 \text{ mm} \\
 &\approx 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s \text{ min} &= 3h \\
 &= 3 \times 125 \\
 &= 375 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 s \text{ pakai} &= 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)} \\
 &\approx \text{P10-160 mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000}
 \end{aligned}$$

$$= 5,369 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{5,369}{0,8357}$$

$$= 6,425 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425}$$

$$= 0,0436$$

$$\text{Cek} = \epsilon_t > 0,004$$

$$= 0,0436 > 0,004 \text{ (Ok)}$$

c. Tulangan Lapangan Y

$$M_u = 1,350 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{1,350}{0,9}$$

$$= 1,500 \text{ kN/m}^2$$

$$= 1500272,28 \text{ Nmm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{1500272,28}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,1500 \text{ Nmm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,1500}{420}} \right)$$

$$= 0,0005$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ads} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\text{Ads} \times b}{\text{As Perlu}}$$

$$= \frac{78,540 \times 1000}{489,038}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 3h$$

$$= 3 \times 125$$

$$= 375 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)}$$

$$\approx \text{P10-160 mm}$$

Kontrol terhadap regangan

$$a = \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 5,369 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{5,369}{0,8357}$$

$$= 6,425 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425}$$

$$= 0,0436$$

$$\text{Cek} = \epsilon_t > 0,004$$

$$= 0,0436 > 0,004 \text{ (Ok)}$$

d. Tulangan Tumpuan X

$$M_u = 7,812 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{7,812}{0,9} \\ &= 8,680 \text{ kN/m}^2 \\ &= 8680146,75 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{8680146,75}{0,9 \times 1000 \times 100^2} \\ &= 0,8680 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,8680}{420}} \right) \\ &= 0,0032 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0049 \times 1000 \times 100 \\ &= 489,038 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}} \\ &= \frac{78,540 \times 1000}{489,038} \\ &= 160,601 \text{ mm} \\ &\approx 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s_{\min} &= 2h \\
 &= 2 \times 125 \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s_{\min} = 450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 s_{\text{pakai}} &= 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)} \\
 &\approx \text{P10-160 mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000} \\
 &= 5,369 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{5,369}{0,8357} \\
 &= 6,425 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425} \\
 &= 0,0436
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek} &= \epsilon_t > 0,004 \\
 &= 0,0436 > 0,005 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

e. Tulangan Tumpuan Y

$$M_u = 5,497 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{5,497}{0,9} \\
 &= 6,108 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 6108251,42 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{6108251,42}{0,9 \times 1000 \times 100^2} \\
 &= 0,6108 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,6108}{420}} \right) \\
 &= 0,0022
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0049 \times 1000 \times 100 \\
 &= 489,038 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,540 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}} \\
 &= \frac{78,540 \times 1000}{489,038} \\
 &= 160,601 \text{ mm} \\
 &\approx 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s \text{ min} &= 2h \\
 &= 2 \times 125 \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 s \text{ pakai} &= 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)} \\
 &\approx \text{P10-160 mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 5,369 \text{ mm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{5,369}{0,8357} \\
&= 6,425 \text{ mm} \\
\epsilon_t &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\
&= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425} \\
&= 0,0436 \\
\text{Cek} &= \epsilon_t > 0,004 \\
&= 0,0436 > 0,005 \text{ (Ok)}
\end{aligned}$$

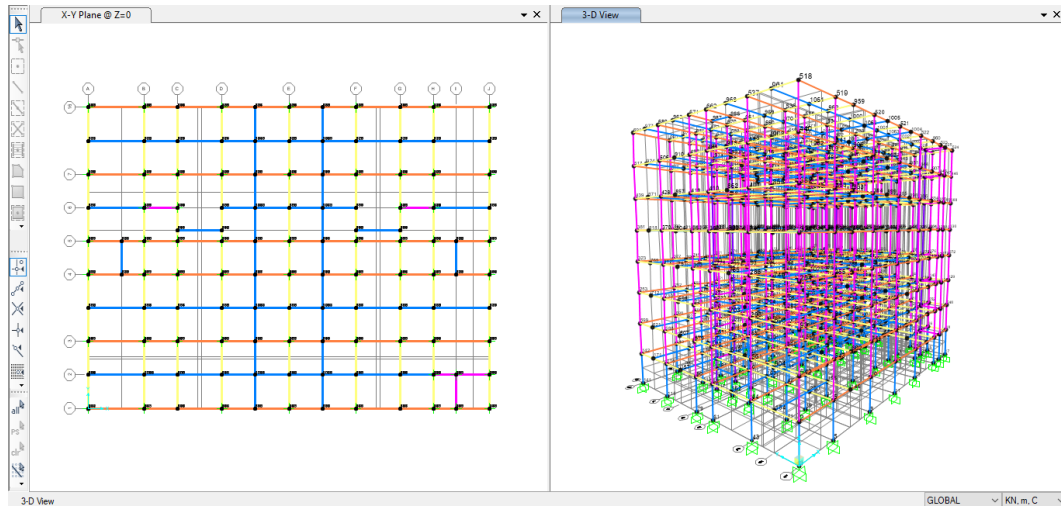
Berdasarkan perhitungan tulangan lentur diatas maka pada pelat tipe PL1 lantai 1 diperlukan tulangan pelat P10-160 untuk daerah tumpuan dan lapangan baik arah X maupun arah Y. Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan pelat tipe lainnya secara keseluruhan dari lantai 2 sampai dengan lantai atap sehingga diperoleh tulangan pelat yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.32 berikut.

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran 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	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

5.5.8 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. 30 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

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u T_a \\ &= 1,5430 \times 1.0544 \\ &= 1,6270 \text{ detik} \end{aligned}$$

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

$$T_c = 1,456 \text{ detik}$$

d. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Maka nilai periode struktur yang digunakan adalah T_{max} sebesar 1,456 detik.

2. Perhitungan Gaya lateral ekivalen

a. Koefisien respons seismik (C_s)

$$\begin{aligned} C_{s \text{ hitung}} &= \frac{S_{DS}}{R} \\ &= \frac{0,3723}{1} \\ &= 0,07445 \text{ g} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} C_{s \text{ max}} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,3947}{1,456 \left(\frac{5}{1} \right)} \\ &= 0,0542 \text{ g.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s \text{ min}} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,3723 \times 1,0 \geq 0,01 \\ &= 0,0164 \geq 0,01 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka nilai C_s yang digunakan adalah $C_{s \text{ max}}$ sebesar 0,0542 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 SRPMM

Keterangan	Berat Sendiri Bangunan, <i>W (kN)</i>
Lantai 8	5537,04
Lantai 7	5844,72
Lantai 6	5722,32
Lantai 5	5722,32
Lantai 4	5722,32
Lantai 3	5722,32
Lantai 2	5722,32
Lantai 1	5690,88
Total	45.684,24

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

Gaya geser dasar seismik (*V*) dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \cdot W \\
 &= 0,04905 \times 45684,24 \\
 &= 2477,062 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{(2-1) \times (1,6097-0,5)}{(2,5-0,5)+1} \\
 &= 1,4780
 \end{aligned}$$

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 SRPMM

Lantai	w_i (kN)	h (m)	h^k	$w_i \times h^k$	C_{vx}	F_x
Atap +32,00	5690,88	32	167,730	954533,3266	0,266	658,974
Lantai 8 +28,00	5722,32	28	137,689	787901,1073	0,220	543,938
Lantai 7 +24,00	5722,32	24	109,636	627370,8787	0,175	433,113
Lantai 6 +20,00	5722,32	20	83,738	479175,3559	0,134	330,805
Lantai 5 +16,00	5722,32	16	60,213	344557,3153	0,096	237,870
Lantai 4 +12,00	5722,32	12	39,358	225217,4423	0,063	155,482
Lantai 3 +8,00	5844,72	8	21,616	126337,044	0,035	87,218
Lantai 2 +4,00	5537,04	4	7,760	42965,74317	0,012	29,662
Lantai 1 +0,00	0	0	0	0	0	0
Total				3588058,21	1,000	2477,062

4. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada gambar 5.31 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 STATIK	LinStatic		-1805,208	3,416E-09	5,821E-14	-7,868E-08	-41057,8089	27280,049
	EY STATIK	LinStatic		3,724E-09	-1731,499	-1,12E-12	39515,4447	8,456E-08	-34811,7147
	EX RS	LinRespSpec	Max	1358,352	118,39	3,178	2503,3386	28606,3846	18962,2362
	EY RS	LinRespSpec	Max	118,39	1372,615	2,745	28896,8213	2479,8405	26612,1558

Gambar 5. 31 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMM

Berdasarkan Gambar 5.32 diperoleh nilai gaya geser dasar statik untuk arah X (V_x) sebesar -1805,208 kN dan arah Y (V_y) sebesar -1731,499 kN sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik diperoleh nilai untuk arah X (V_x) sebesar 1358,352 kN dan arah Y (V_y) sebesar 1372,615 kN.

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

a. Arah X

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1358,352 < 1805,208 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1805,208}{1358,352} \\ &= 1,329 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,329 \\ &= 2,607 \end{aligned}$$

b. Arah Y

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1372,615 < 1731,499 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1731,499}{1372,615} \\ &= 1,261 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,962 \times 1,261 \\ &= 2,475 \end{aligned}$$

5.4.10 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

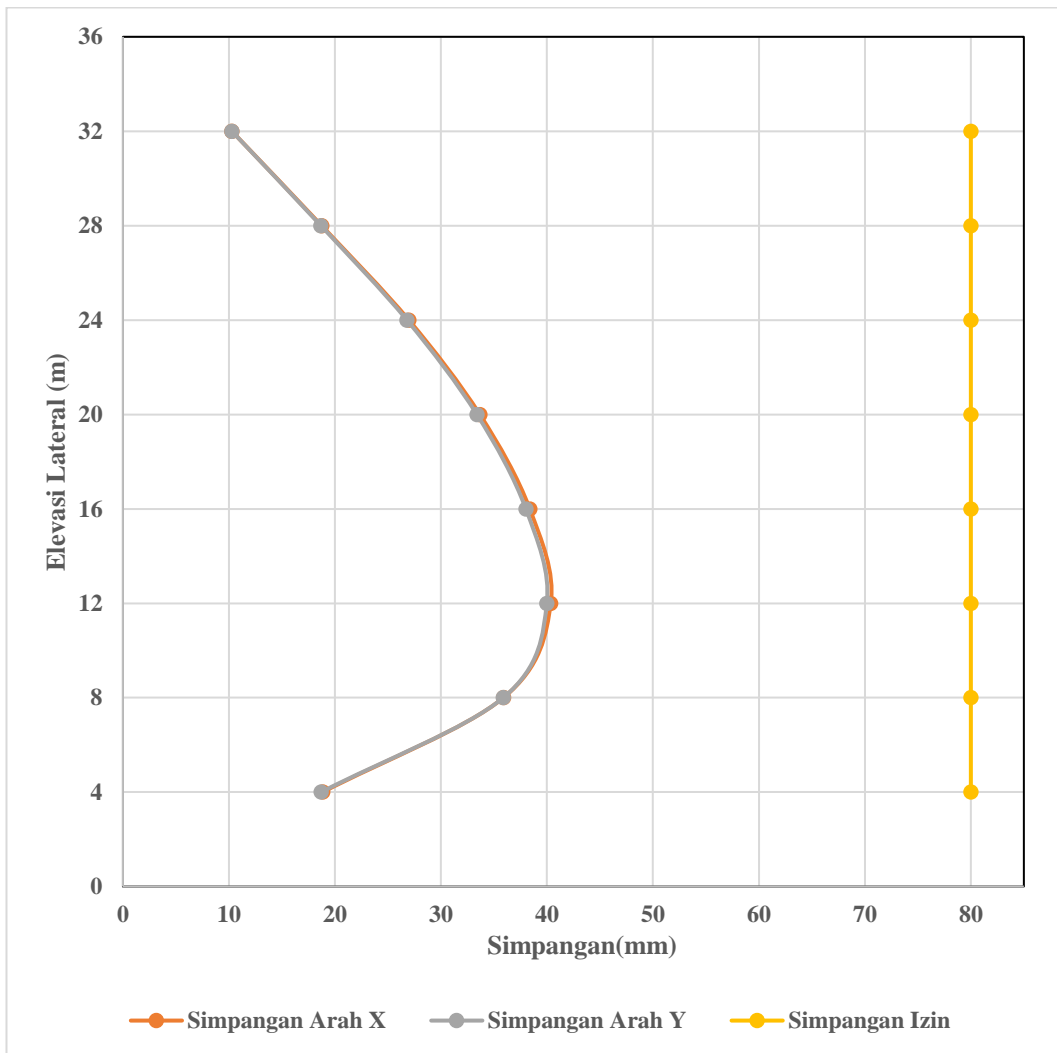
Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Tabel 5.35 berikut.

Tabel 5. 35 Rekapitulasi Perhitungan δ_x Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	Elevasi (mm)	δ_{xe} arah x (mm)	δ_{xe} arah y (mm)	δ_x arah x (mm)	δ_x arah y (mm)
Lantai 8	32000	49,593	49,275	223,169	221,738
Lantai 7	28000	47,308	46,991	212,886	211,460
Lantai 6	24000	43,142	42,841	194,139	192,785
Lantai 5	20000	37,147	36,887	167,162	165,992
Lantai 4	16000	29,664	29,465	133,488	132,593
Lantai 3	12000	21,135	21,017	95,108	94,577
Lantai 2	8000	12,166	12,130	54,747	54,585
Lantai 1	4000	4,188	4,156	18,846	18,702

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a, b}$ Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	Elevasi (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	Δa Izin (mm)
Lantai 8	32000	10,283	10,278	80
Lantai 7	28000	18,747	18,675	80
Lantai 6	24000	26,978	26,793	80
Lantai 5	20000	33,674	33,399	80
Lantai 4	16000	38,381	38,016	80
Lantai 3	12000	40,361	39,992	80
Lantai 2	8000	35,901	35,883	80
Lantai 1	4000	18,846	18,702	80



Gambar 5. 32 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMM

2. Pengaruh P-delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas (θ). Nilai P_x dan V_x diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000*. Rekapitulasi perhitungan nilai θ dapat dilihat pada Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5. 37 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	P_x (kN)	V_x Ex (kN)	V_x Ey (kN)	δ_x Ex (mm)	δ_x Ey (mm)	Δ Ex (mm)	Δ Ey (mm)	hsx (mm)	θ Ex	θ Ey	θ_{maks}	Cek hasil
Lantai 8	2887,140	257,589	249,967	10,283	10,278	80	80	4000	0,006	0,007	0,1111	Stabil
Lantai 7	9504,860	713,36	690,556	18,747	18,675	80	80	4000	0,014	0,014	0,1111	Stabil
Lantai 6	16122,580	1079,182	1042,626	26,978	26,793	80	80	4000	0,022	0,023	0,1111	Stabil
Lantai 5	22740,300	1361,243	1312,663	33,674	33,399	80	80	4000	0,031	0,032	0,1111	Stabil
Lantai 4	29358,020	1566,422	1507,837	38,381	38,016	80	80	4000	0,040	0,041	0,1111	Stabil
Lantai 3	35975,740	1702,549	1636,26	40,361	39,992	80	80	4000	0,047	0,049	0,1111	Stabil
Lantai 2	42593,460	1778,9	1707,453	35,901	35,883	80	80	4000	0,048	0,050	0,1111	Stabil
Lantai 1	48613,580	1805,208	1731,499	18,846	18,702	80	80	4000	0,028	0,029	0,1111	Stabil

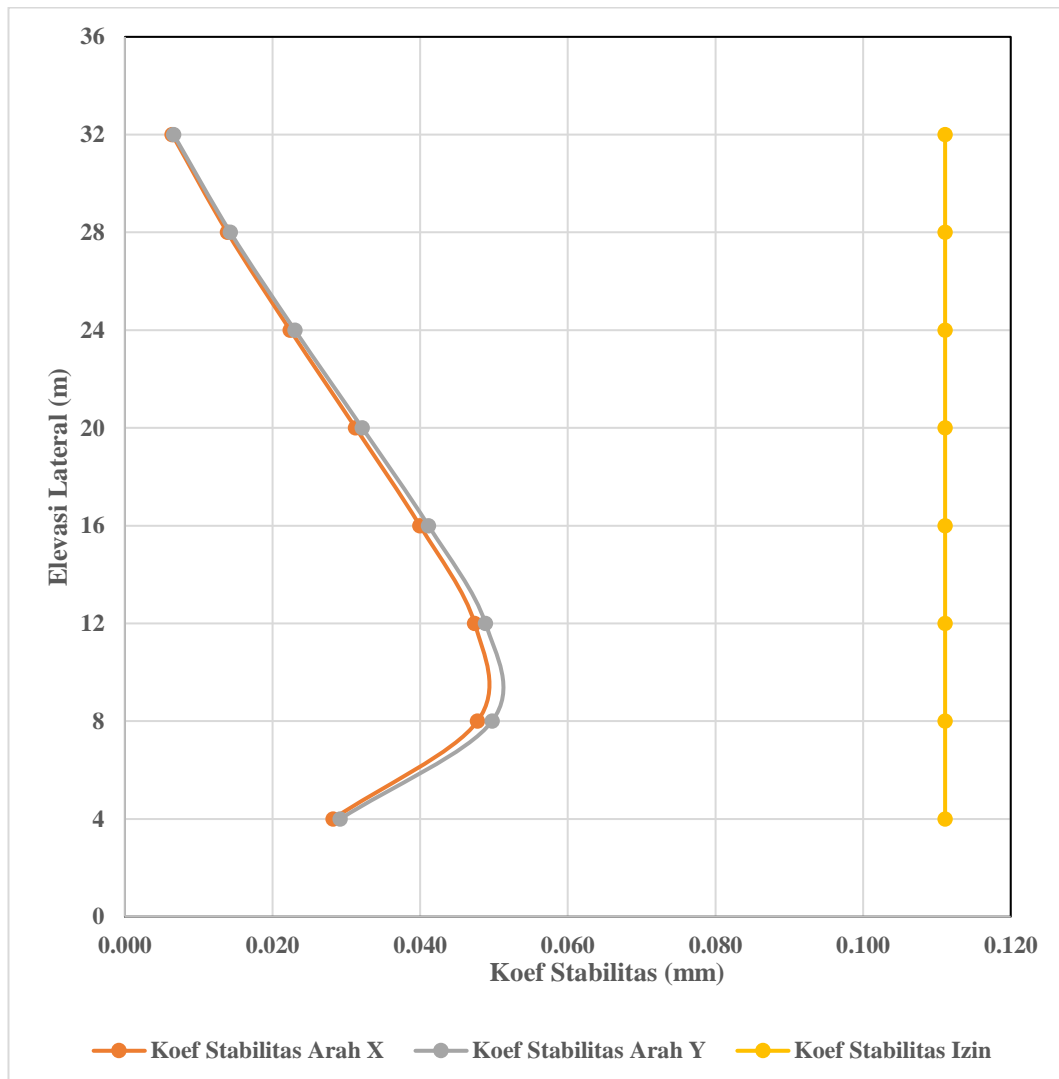
Tabel 5. 38 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMM

Keterangan	Elevasi (mm)	θ Ex	θ Ey	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,006	0,007	Tidak	Tidak	1,006	1,007
Lantai 7	28000	0,014	0,014	Tidak	Tidak	1,014	1,014
Lantai 6	24000	0,022	0,023	Tidak	Tidak	1,023	1,024
Lantai 5	20000	0,031	0,032	Tidak	Tidak	1,032	1,033
Lantai 4	16000	0,040	0,041	Tidak	Tidak	1,042	1,043
Lantai 3	12000	0,047	0,049	Tidak	Tidak	1,050	1,051
Lantai 2	8000	0,048	0,050	Tidak	Tidak	1,050	1,052

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta



Gambar 5. 33 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMM

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 5.36 sebagai berikut.

Tabel 5. 39 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	✓	

(sumber: Pengolahan Data, 2024)

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 5.40 sebagai berikut.

Tabel 5. 40 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

5.5 Analisis Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

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)

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

c. Perhitungan Nilai Periode Maksimum

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u T_a \\ &= 1,5430 \times 1,0544 \\ &= 1,6270 \text{ dt} \end{aligned}$$

d. Perolehan Nilai Periode Berdasarkan *Output SAP 2000* dengan model struktur dalam kondisi penampang retak

$$T_c = 1,0416 \text{ dt}$$

e. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan, Karena diperoleh nilai yang memenuhi salah satu syarat $T_c < T_a$ Maka nilai periode struktur yang digunakan adalah T_a sebesar 1,0544 dt

3. Perhitungan Gaya lateral ekuivalen

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

$$\begin{aligned} C_{s \text{ hitung}} &= \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \\ &= \frac{0,3723}{\frac{8}{1}} \\ &= 0,04653 \text{ g} \end{aligned}$$

Untuk memperoleh $C_{s \text{ max}}$, maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
C_{s \max} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,3947}{1,0544\left(\frac{8}{1}\right)} \\
&= 0,0468 \text{ g}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_{s \min} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\
&= 0,044 \times 0,3723 \times 1 \geq 0,01 \\
&= 0,0164 \leq 0,01
\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas yang mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.1 dapat disimpulkan bahwa nilai $C_{s \min} < C_s < C_{s \max}$, maka nilai C_s yang digunakan adalah $C_{s \max}$ sebesar 0,0468 g.

c. Perhitungan berat bangunan per lantai (W)

Berat sendiri bangunan diperoleh berdasarkan *Output SAP2000* dan dapat dilihat pada tabel 5.41 sebagai berikut.

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Awal Berat Sendiri per Lantai Gedung SRPMK

Keterangan	Berat Sendiri Bangunan, W (kN)
Lantai 1	7617,3
Lantai 2	8095,74
Lantai 3	8095,74
Lantai 4	8095,74
Lantai 5	8095,74
Lantai 6	8095,74
Lantai 7	8095,74
Lantai 8	8400,42
Total	64592,16

d. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik (V)

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

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,04679 \times 64592,00 \\ &= 3022,531 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. 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.

$$F_x = C_{vx} \times V$$

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.

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

Maka nilai k untuk $T = 1,0544$ dt dicari dengan menggunakan interpolasi sebagai berikut.

$$\begin{aligned} k &= \frac{(2-1) \times (1,0544-0,5)}{(2,5-0,5)+1} \\ &= 1,2772 \end{aligned}$$

Tabel 5. 42 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMK

Lantai	w_i (kN)	h (m)	h^k	$w_i \times h^k$	C_{vx}	F_x
Atap +32.00	8400,420	32	83,638	702597,942	0,256	773,126
Lantai 8 +28.00	8095,740	28	70,524	570944,665	0,208	628,258
Lantai 7 +24.00	8095,740	24	57,920	468908,732	0,171	515,979
Lantai 6 +20.00	8095,740	20	45,888	371498,054	0,135	408,790
Lantai 5 +16.00	8095,740	16	34,508	279370,954	0,102	307,415

Lanjutan Tabel 5.42 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal SRPMK

Lantai	w_i (kN)	h (m)	h^k	$w_i \times h^k$	C_{vx}	F_x
Lantai 4 +12.00	8095,740	12	23,897	193467,111	0,070	212,888
Lantai 3 +8.00	8095,740	8	14,238	115265,696	0,042	126,836
Lantai 2 +4.00	7617,300	4	5,874	44746,947	0,016	49,239
Lantai 1 +0.00	0	0	0	0	0	0
Total				2746800,10	1,000	3022,531

6. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada gambar 5.34.

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	EX STATIK	LinStatic		-1438,993	1,609E-09	2,765E-12	-3,756E-08	-32098,2567	21754,9546
	EY STATIK	LinStatic		1,526E-09	-1438,993	-1,659E-12	32008,4173	3,524E-08	-28931,6955
	EX RS	LinRespSpec	Max	1058,219	107,67	0,906	2327,7063	22817,3306	17448,1216
	EY RS	LinRespSpec	Max	107,67	1099,753	2,349	23704,5693	2318,2796	20311,9685

Gambar 5. 34 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik Gedung Perkantoran SRPMK

Menurut gambar 5.34 diketahui nilai dari gaya geser dasar statik yang diakibatkan oleh beban gempa untuk arah x (V_x) sebesar -1438,993 kN dan arah y (V_y) sebesar -1438,993 kN; sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik yang diakibatkan oleh beban gempa untuk arah x (V_x) sebesar 1058,219 kN dan arah y (V_y) sebesar 1099,753 kN.

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

c. Arah x

$$V_{statik} = -1438,993 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} = 1058,219 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1058,219 > 1438,993 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1438,993}{1058,219} \end{aligned}$$

$$= 1,36$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,226 \times 1,36 \\ &= 1,67 \end{aligned}$$

d. Arah y

$$V_{statik} = 1438,993 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} = 1099,753 \text{ kN}$$

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 1099,753 > 1438,993 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1438,993}{1099,753} \\ &= 1,31 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\ &= 1,226 \times 1,31 \\ &= 1,60 \end{aligned}$$

7. Analisis respon spektrum ragam

Berdasarkan 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. Dalam tiap lantai bangunan memiliki 3 derajat kebebasan yaitu searah sumbu x, sumbu y dan arah puntir (torsion) dan juga jumlah lantai yang digunakan dalam perencanaan yaitu 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 5.35.

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	1,041638	0,63499	0,22556	2,227E-09	0,63499	0,22556	2,227E-09	0,00403	0,0692	0,10568	0,00403	0,0692	0,10568
MODAL	Mode	2	0,999294	0,05361	0,69183	1,209E-06	0,6886	0,71739	1,211E-06	0,10663	0,00591	0,02665	0,11066	0,07511	0,13233
MODAL	Mode	3	0,940696	0,07853	0,05362	7,416E-09	0,76713	0,77101	1,219E-06	0,00823	0,00916	0,65016	0,11889	0,08427	0,7825
MODAL	Mode	4	0,299793	0,08095	0,00556	1,754E-08	0,84808	0,77657	1,236E-06	0,01149	0,11368	0,03009	0,13038	0,19796	0,81258
MODAL	Mode	5	0,288123	0,01694	0,09296	2,808E-06	0,86502	0,86952	4,045E-06	0,1967	0,02434	0,00585	0,32708	0,22229	0,81843
MODAL	Mode	6	0,278141	0,02012	0,01735	5,542E-08	0,88515	0,88687	4,1E-06	0,03747	0,02954	0,07463	0,36455	0,25183	0,89306
MODAL	Mode	7	0,145323	0,01795	0,00223	1,33E-09	0,90309	0,89111	4,101E-06	0,00195	0,01133	0,02908	0,3665	0,26317	0,92214
MODAL	Mode	8	0,141046	0,01759	0,02843	3,522E-06	0,92069	0,91754	7,623E-06	0,02446	0,01075	0,00251	0,39096	0,27392	0,92465
MODAL	Mode	9	0,13883	0,01422	0,01816	5,359E-07	0,93491	0,93569	8,157E-06	0,01532	0,00843	0,01449	0,40629	0,28235	0,93914
MODAL	Mode	10	0,089786	0,00448	0,0006	4,359E-09	0,93938	0,93629	8,162E-06	0,00371	0,01321	0,02088	0,41	0,29556	0,96002
MODAL	Mode	11	0,087741	6,537E-05	0,00024	0,0339	0,93945	0,93653	0,0339	0,16271	0,00608	1,02E-06	0,5727	0,30164	0,96002
MODAL	Mode	12	0,08359	0,01163	0,01135	0,00147	0,95108	0,94768	0,03538	0,01334	0,0112	0,00054	0,58604	0,31284	0,96056
MODAL	Mode	13	0,082989	0,00923	0,01147	0,00045	0,96031	0,95935	0,03582	0,01978	0,0097	0,00287	0,60582	0,32254	0,96344
MODAL	Mode	14	0,080449	0,00062	0,00238	0,00822	0,96093	0,96173	0,04405	0,00106	0,00086	1,378E-05	0,60688	0,3234	0,96345
MODAL	Mode	15	0,078728	0,00139	0,00072	0,00073	0,96232	0,96245	0,04478	0,00052	0,00036	1,49E-05	0,6074	0,32376	0,96346
MODAL	Mode	16	0,073761	3,593E-05	0,0002	0,0086	0,96236	0,96265	0,05343	0,00168	4,14E-05	0,00012	0,60908	0,3238	0,96358
MODAL	Mode	17	0,057776	0,00697	0,00099	3,646E-05	0,96933	0,96364	0,05347	0,0016	0,00816	0,00504	0,61068	0,33196	0,96862
MODAL	Mode	18	0,05517	0,00279	0,01357	4,897E-05	0,97212	0,97722	0,05352	0,01635	0,00255	2,008E-07	0,62703	0,3345	0,96862
MODAL	Mode	19	0,052855	0,00784	0,00206	8,772E-05	0,97996	0,97927	0,05361	0,00275	0,00561	0,00274	0,62978	0,34012	0,97136
MODAL	Mode	20	0,042137	0,00123	0,00456	0,00097	0,98119	0,98384	0,05457	0,01844	0,00095	7,032E-05	0,64822	0,34107	0,97143
MODAL	Mode	21	0,038756	0,00978	0,00244	3,22E-05	0,99097	0,98628	0,05461	0,00413	0,01275	0,0002	0,65235	0,35382	0,97163
MODAL	Mode	22	0,036659	0,00159	0,00697	0,00092	0,99256	0,99325	0,05553	0,00364	0,00263	7,786E-05	0,65598	0,35645	0,9717
MODAL	Mode	23	0,029212	0,00818	0,00142	1,277E-05	0,99874	0,99467	0,05554	0,00216	0,00561	0,00056	0,65814	0,36226	0,97227
MODAL	Mode	24	0,02889	0,00126	0,00533	0,00011	1	1	0,05566	0,01157	0,00104	8,673E-05	0,66971	0,3633	0,97235

Gambar 5. 35 Modal Participating Mass Ratio Output SAP 2000

Dilihat berdasarkan *Output SAP 2000* pada Gambar 5.35 diperoleh nilai partisipasi massa pada ragam ke 8 sudah mencapai lebih dari 90 % yaitu sebesar 92,07% untuk arah x dan 91,75% untuk arah y. Sehingga diizinkan untuk menggunakan 8 ragam pada analisis.

5.5.2 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

2. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Berdasarkan pasal 7.8.6 SNI 1726:2019, penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) 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 5,5 dan I_e adalah 1, Sedangkan untuk Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan dengan analisis elastik (δ_{xe}) dapat diperoleh berdasarkan *output SAP 2000* menggunakan fitur *section cut* pada kolom disetiap lantai bangunan dan dapat dilihat pada gambar 5.36 dan 5.37 berikut.

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Joint Displacements

Filter: OutputCase = 'EX STATIK'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	71	EX STATIK	LinStatic	0	0	0	0	0	0
	72	EX STATIK	LinStatic	0,001461	1,2E-05	-3,406E-07	-5,336E-06	0,000625	-1,4E-05
	217	EX STATIK	LinStatic	0,008508	7,9E-05	-9,049E-07	-9,518E-06	0,000963	-8,3E-05
	299	EX STATIK	LinStatic	0,012391	0,000119	-1,105E-06	-9,52E-06	0,000918	-0,00012
	357	EX STATIK	LinStatic	0,015925	0,000157	-1,249E-06	-8,716E-06	0,000798	-0,000152
	415	EX STATIK	LinStatic	0,018871	0,000191	-1,344E-06	-7,448E-06	0,000636	-0,000179
	493	EX STATIK	LinStatic	0,021116	0,000219	-1,4E-06	-6,219E-06	0,000462	-0,000198
	575	EX STATIK	LinStatic	0,00466	4,1E-05	-6,481E-07	-8,297E-06	0,000891	-4,6E-05
	667	EX STATIK	LinStatic	0,022736	0,000243	-1,424E-06	-5,224E-06	0,000355	-0,00021

Gambar 5. 36 Nilai Defleksi Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Joint Displacements

Filter: OutputCase = 'EY STATIK'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	71	EY STATIK	LinStatic	0	0	0	0	0	0
	72	EY STATIK	LinStatic	-1,7E-05	0,001375	-2,9E-05	-0,000574	-7,045E-06	9,227E-06
	217	EY STATIK	LinStatic	-9E-05	0,007879	-7,4E-05	-0,000865	-9,169E-06	4,7E-05
	299	EY STATIK	LinStatic	-0,000126	0,011413	-8,9E-05	-0,000819	-7,938E-06	6,7E-05
	357	EY STATIK	LinStatic	-0,000155	0,014608	-9,9E-05	-0,000708	-6,057E-06	8,3E-05
	415	EY STATIK	LinStatic	-0,000175	0,017249	-0,000105	-0,000559	-3,814E-06	9,7E-05
	493	EY STATIK	LinStatic	-0,000186	0,019235	-0,000108	-0,0004	-1,409E-06	0,000106
	575	EY STATIK	LinStatic	-5,2E-05	0,004346	-5,4E-05	-0,000809	-9,223E-06	2,7E-05
	667	EY STATIK	LinStatic	-0,000189	0,020634	-0,000109	-0,000296	-1,344E-07	0,000111

Gambar 5. 37 Nilai Defleksi Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal

Setelah nilai C_d , I_e dan δ_{xe} telah diketahui, maka nilai δ_x dapat dihitung. Adapun rekapitulasi perhitungan nilai δ_x dapat dilihat pada tabel 5.42 berikut.

Tabel 5. 43 Rekapitulasi Perhitungan δ_x

Keterangan	δ_{xe} arah x (mm)	δ_{xe} arah y (mm)	δ_x arah x (mm)	δ_x arah y (mm)
Lantai 8	22,7360	20,6340	125,048	113,487
Lantai 7	21,1160	19,2350	116,138	105,793
Lantai 6	18,8710	17,2490	103,791	94,870

Lanjutan Tabel 5.43 Rekapitulasi Perhitungan δ_x

Keterangan	δ_{xe} arah x (mm)	δ_{xe} arah y (mm)	δ_x arah x (mm)	δ_x arah y (mm)
Lantai 5	15,9250	14,6080	87,588	80,344
Lantai 4	12,3910	11,4130	68,151	62,772
Lantai 3	8,5080	7,8790	46,794	43,335
Lantai 2	4,6600	4,3460	25,630	23,903
Lantai 1	1,4610	1,3750	8,036	7,563

3. Pengaruh P-delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas (θ) 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 dapat diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000* dengan menggunakan fitur *section cut* pada kolom disetiap lantai bangunan. Adapun nilai P_x dan V_x berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada gambar 5.38, 5.39 dan 5.40 berikut.

S Section Cut Forces - Analysis

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter: OutputCase = 'D + L'

	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	K LT 1	D + L	Combination		1,861E-10	1,329E-11	48613,58	30907,9597	47083,4955	-9,489E-10
	K LT 2	D + L	Combination		1,863E-10	1,498E-11	42593,46	-22972,5295	7764,6082	-7,415E-10
	K LT 3	D + L	Combination		1,872E-10	2,156E-11	35975,74	5627,6697	5951,735	-8,564E-10
	K LT 4	D + L	Combination		1,686E-10	1,467E-11	29358,02	4569,5023	4798,495	-7,994E-10
	K LT 5	D + L	Combination		1,379E-10	6,132E-12	22740,3	3511,335	3645,255	-7,091E-10
	K LT 6	D + L	Combination		9,457E-11	-8,766E-12	16122,58	2453,1677	2492,015	-5,833E-10
	K LT 7	D + L	Combination		3,53E-11	-2,424E-11	9504,86	1395,0003	1338,775	-4,203E-10
	K LT 8	D + L	Combination		-3,646E-11	-4,404E-11	2887,14	336,833	185,535	-2,395E-10

Gambar 5. 38 Nilai Px Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

S Section Cut Forces - Analysis

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter: OutputCase = 'EX STATIK'

	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	K LT 1	EX STATIK	LinStatic		-1438,993	1,609E-09	2,765E-12	-3,76E-08	-32098,2567	2998,4269
	K LT 2	EX STATIK	LinStatic		-1411,855	1,59E-09	2,634E-12	-3,117E-08	-26342,2852	1442,2388
	K LT 3	EX STATIK	LinStatic		-1341,137	1,527E-09	1,543E-12	-2,479E-08	-20694,8656	2301,048
	K LT 4	EX STATIK	LinStatic		-1222,748	1,401E-09	4,948E-13	-1,868E-08	-15330,3177	2092,9858
	K LT 5	EX STATIK	LinStatic		-1052,107	1,216E-09	1,091E-12	-1,308E-08	-10439,3242	1793,0919
	K LT 6	EX STATIK	LinStatic		-825,518	9,773E-10	1,79E-12	-8,228E-09	-6230,8961	1394,8723
	K LT 7	EX STATIK	LinStatic		-539,848	6,961E-10	1,091E-12	-4,297E-09	-2928,8252	892,8215
	K LT 8	EX STATIK	LinStatic		-192,358	3,771E-10	1,291E-13	-1,522E-09	-769,4337	282,1257

Gambar 5. 39 Nilai Vx Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

S Section Cut Forces - Analysis

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter: OutputCase = 'EY STATIK'

	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	K LT 1	EY STATIK	LinStatic		1,526E-09	-1438,993	-1,659E-12	32008,4173	3,521E-08	-1516,4004
	K LT 2	EY STATIK	LinStatic		1,508E-09	-1410,894	-1,222E-12	26252,4458	2,911E-08	-2595,2734
	K LT 3	EY STATIK	LinStatic		1,444E-09	-1338,738	-2,474E-13	20608,8709	2,307E-08	-2482,9336
	K LT 4	EY STATIK	LinStatic		1,318E-09	-1218,974	-9,895E-13	15253,9196	1,73E-08	-2260,2072
	K LT 5	EY STATIK	LinStatic		1,136E-09	-1047,4	-8,731E-14	10378,0217	1,203E-08	-1941,1262
	K LT 6	EY STATIK	LinStatic		9,049E-10	-820,645	6,403E-13	6188,4226	7,482E-09	-1519,4255
	K LT 7	EY STATIK	LinStatic		6,325E-10	-535,868	8,295E-13	2905,8428	3,872E-09	-989,8194
	K LT 8	EY STATIK	LinStatic		3,318E-10	-190,593	7,276E-13	762,3716	1,332E-09	-347,7045

Gambar 5. 40 Nilai Vx Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Setelah nilai parameter untuk perhitungan koefisien stabilitas (θ) telah diketahui, langkah berikutnya adalah menghitung nilai θ . Rekap perhitungan nilai θ dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut.

Tabel 5. 44 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	P_x (kN)	$V_x Ex$ (kN)	$V_x Ey$ (kN)	$\delta_x Ex$ (mm)	$\delta_x Ey$ (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	hsx (mm)	θEx	θEy	θ_{maks}	Cek hasil
Lantai 8	2887,140	192,358	190,593	8,910	7,695	80	80	4000	0,006	0,005	0,0909	Stabil
Lantai 7	9504,860	539,848	535,868	12,348	10,923	80	80	4000	0,010	0,009	0,0909	Stabil
Lantai 6	16122,580	825,518	820,645	16,203	14,526	80	80	4000	0,014	0,013	0,0909	Stabil
Lantai 5	22740,300	1052,107	1047,4	19,437	17,573	80	80	4000	0,019	0,017	0,0909	Stabil
Lantai 4	29358,020	1222,748	1218,974	21,357	19,437	80	80	4000	0,023	0,021	0,0909	Stabil
Lantai 3	35975,740	1341,137	1338,738	21,164	19,432	80	80	4000	0,026	0,024	0,0909	Stabil
Lantai 2	42593,460	1411,855	1410,894	17,595	16,341	80	80	4000	0,024	0,022	0,0909	Stabil
Lantai 1	48613,580	1438,993	1438,993	8,036	7,563	80	80	4000	0,012	0,012	0,0909	Stabil

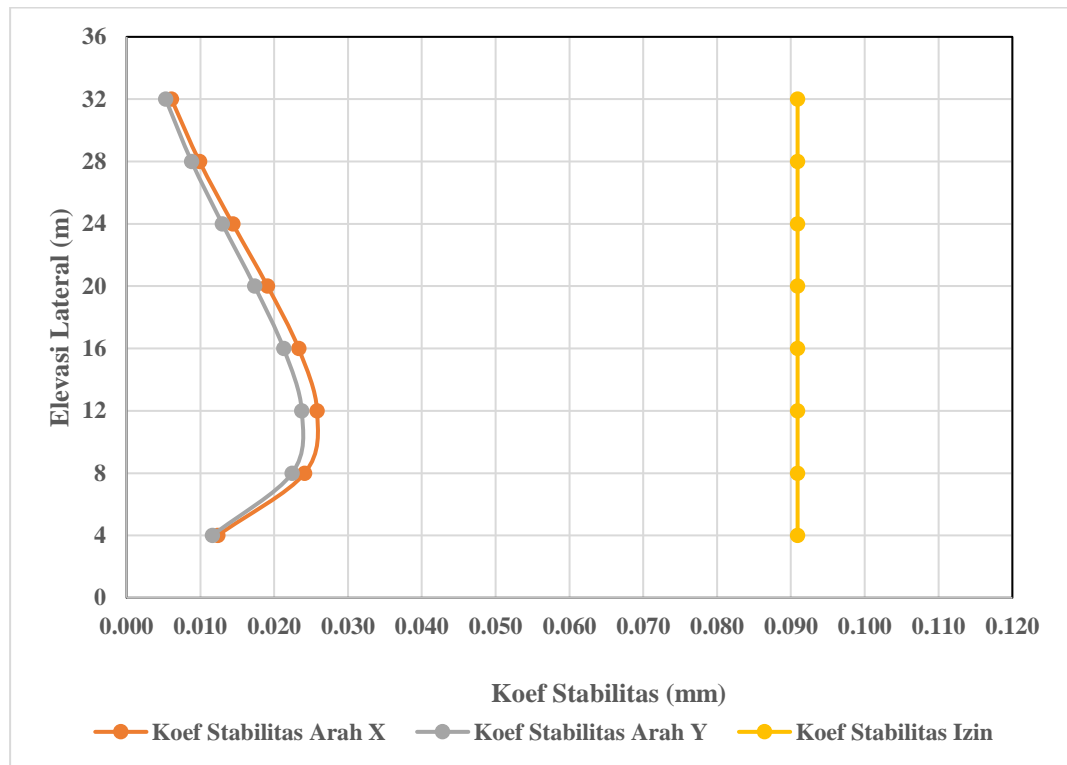
Tabel 5. 45 Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal

Keterangan	Elevasi (mm)	θ_{Ex}	θ_{Ey}	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,006	0,005	Tidak	Tidak	1,0061	1,0053
Lantai 7	28000	0,010	0,009	Tidak	Tidak	1,0099	1,0088
Lantai 6	24000	0,014	0,013	Tidak	Tidak	1,0145	1,0131
Lantai 5	20000	0,019	0,017	Tidak	Tidak	1,0194	1,0176
Lantai 4	16000	0,023	0,021	Tidak	Tidak	1,0238	1,0217
Lantai 3	12000	0,026	0,024	Tidak	Tidak	1,0264	1,0243
Lantai 2	8000	0,024	0,022	Tidak	Tidak	1,0247	1,0229

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta



Gambar 5. 41 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y, dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMK Tahap Awal

4. Batasan Simpangan Antar Tingkat

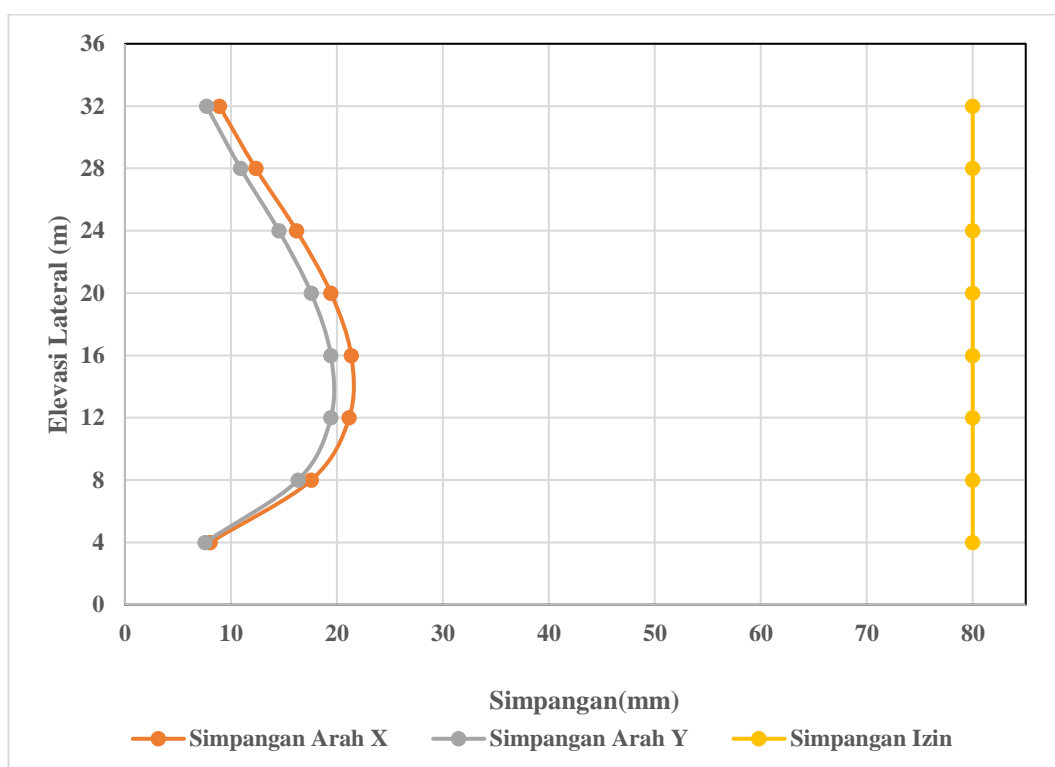
Model struktur Gedung Perkantoran dinyatakan telah memenuhi ketentuan sesuai dengan pasal 7.12.1 SNI 1726:2019. Perhitungan simpangan antar tingkat dapat dilihat sebagaimana pada Tabel 5.43. Sedangkan untuk nilai simpangan antar tingkat terdapat batasan yang telah dihitung dan direkapitulasi Pada Tabel 5.43 dan disajikan dalam bentuk grafik yang dapat dilihat sebagaimana Gambar 5.42.

Tabel 5. 46 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta a^{a, b}$

Keterangan	Elevasi (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	Δa Izin (mm)
Lantai 8	32000	8,910	7,695	80,000
Lantai 7	28000	12,348	10,923	80,000
Lantai 6	24000	16,203	14,526	80,000
Lantai 5	20000	19,437	17,573	80,000

Lanjutan Tabel 5.45 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta a^{a, b}$

Keterangan	Elevasi (mm)	ΔE_x (mm)	ΔE_y (mm)	Δa Izin (mm)
Lantai 4	16000	21,357	19,437	80,000
Lantai 3	12000	21,164	19,432	80,000
Lantai 2	8000	17,595	16,341	80,000
Lantai 1	4000	8,036	7,563	80,000



Gambar 5. 42 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin

5.5.3 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan

1. Pemeriksaan letak titik berat bangunan

Titik berat bangunan digunakan sebagai acuan ketika meninjau struktur kolom untuk memperoleh nilai *displacement* pada setiap lantai. Letak titik berat bangunan dapat diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000* dengan menggunakan fitur *display -> show table -> joint output -> joint masses*. Nilai titik berat bangunan berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat

pada Gambar 5.43 sedangkan untuk gambaran posisi letak titik berat bangunan dapat dilihat pada Gambar 5.44 berikut.

S Assembled Joint Masses

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

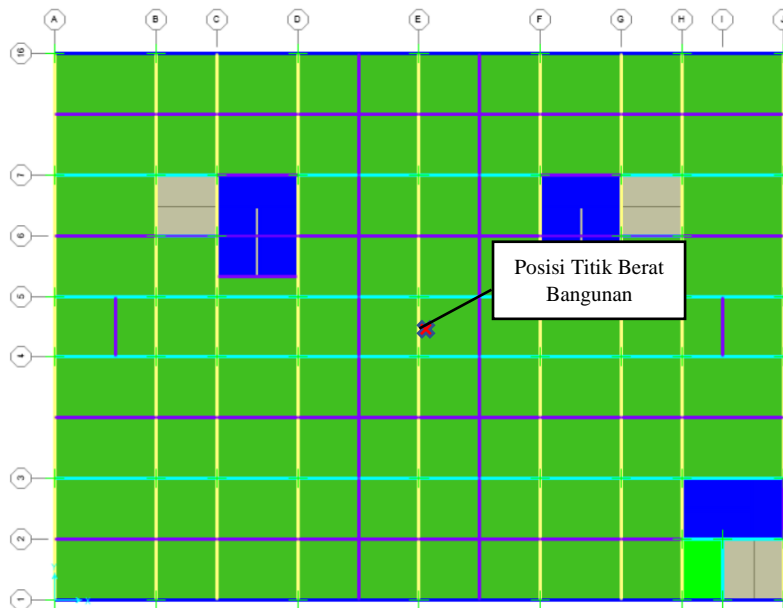
Units: As Noted

Filter:

	Joint Text	Mass Source	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
	1040	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	18	24
	1041	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	9	24
	1042	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	9	24
	1043	Massa bang...	3,16	3,16	3,16	0	0	0	5	3	24
	1044	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	3	24
	1045	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	3	24
	1046	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	24	28
	1047	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	24	28
	1048	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	18	28
	1049	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	18	28
	1050	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	15	9	28
	1051	Massa bang...	2,37	2,37	2,37	0	0	0	21	9	28
	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...	3168,75	0	0	0	0	0	18,3398	13,87729	17,04765
	SumAccelUY	Massa bang...	0	3168,75	0	0	0	0	18,3398	13,87729	17,04765
	SumAccelUZ	Massa bang...	0	0	3168,75	0	0	0	18,3398	13,87729	17,04765

Record: << < 1 > >> of 1010

Gambar 5. 43 Nilai Titik Berat Bangunan Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK



Gambar 5. 44 Gambaran Posisi Titik Berat Bangunan Berdasarkan Arah X-Y

2. Kontrol ketidakberaturan vertikal gedung perkantoran

Dalam proses ini, perlu dilakukan pemeriksaan terhadap permodelan struktur untuk dilakukan cek apakah pada permodelan tersebut terdapat 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)

Dalam mengevaluasi kekakuan setiap lantai dengan mempertimbangkan elemen kolom yang terletak paling dekat dengan pusat massa bangunan, maka fokus peninjauan akan jatuh pada kolom yang terletak dalam grid E-4. Nilai kekakuan setiap lantai (*story stiffness*) dihitung dengan asumsi gaya seismik lateral (F_x) pada setiap tingkat adalah gaya satu satuan atau bernilai 1.

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

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

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 5.46 berikut.

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter:

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	71	EX STATIK	LinStatic	0	0	0	0	0	0
	71	EY STATIK	LinStatic	0	0	0	0	0	0
	72	EX STATIK	LinStatic	0,001461	1,2E-05	-3,406E-07	-5,336E-06	0,000625	-1,4E-05
	72	EY STATIK	LinStatic	-1,7E-05	0,001375	-2,9E-05	-0,000574	-7,045E-06	9,227E-06
	217	EX STATIK	LinStatic	0,008508	7,9E-05	-9,049E-07	-9,518E-06	0,000963	-8,3E-05
	217	EY STATIK	LinStatic	-9E-05	0,007879	-7,4E-05	-0,000865	-9,169E-06	4,7E-05
	299	EX STATIK	LinStatic	0,012391	0,000119	-1,105E-06	-9,52E-06	0,000918	-0,00012
	299	EY STATIK	LinStatic	-0,000126	0,011413	-8,9E-05	-0,000819	-7,938E-06	6,7E-05
	357	EX STATIK	LinStatic	0,015925	0,000157	-1,249E-06	-8,716E-06	0,000798	-0,000152
	357	EY STATIK	LinStatic	-0,000155	0,014608	-9,9E-05	-0,000708	-6,057E-06	8,3E-05
	415	EX STATIK	LinStatic	0,018871	0,000191	-1,344E-06	-7,448E-06	0,000636	-0,000179
	415	EY STATIK	LinStatic	-0,000175	0,017249	-0,000105	-0,000559	-3,814E-06	9,7E-05
	493	EX STATIK	LinStatic	0,021116	0,000219	-1,4E-06	-6,219E-06	0,000462	-0,000198
	493	EY STATIK	LinStatic	-0,000186	0,019235	-0,000108	-0,0004	-1,409E-06	0,000106
	575	EX STATIK	LinStatic	0,00466	4,1E-05	-6,481E-07	-8,297E-06	0,000891	-4,6E-05
	575	EY STATIK	LinStatic	-5,2E-05	0,004346	-5,4E-05	-0,000809	-9,223E-06	2,7E-05
	667	EX STATIK	LinStatic	0,022736	0,000243	-1,424E-06	-5,224E-06	0,000355	-0,00021
	667	EY STATIK	LinStatic	-0,000189	0,020634	-0,000109	-0,000296	-1,344E-07	0,000111

Gambar 5. 45 Nilai Joint Displacement Kolom E-4 Arah X dan Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Setelah parameter nilai untuk kekakuan setiap lantai telah diketahui, maka perhitungan nilai kekakuan dapat dilakukan dan direkapitulasi seperti yang dapat dilihat pada Tabel 5.7. Selanjutnya dilakukan Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal tipe 1a kekakuan tingkat lunak dan tipe 1b tingkat lunak berlebihan seperti pada Tabel 5.8 dan Tabel 5.9.

Tabel 5. 47 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kekakuan Lantai (K) Arah X dan Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Elevasi (mm)	F_x Ex Ey (kN)	V_x Ex (kN)	V_x Ey (kN)	δ_x Ex (mm)	δ_x Ey (mm)	Δ Ex (mm)	Δ Ey (mm)	K Ex (kN/mm)	K Ey (kN/mm)
Lantai 8	32000	1	1	1	12,631	12,631	0,862	0,862	1,160	1,160
Lantai 7	28000	1	2	2	11,769	11,769	1,203	1,203	1,663	1,663
Lantai 6	24000	1	3	3	10,566	10,566	1,596	1,596	1,880	1,880
Lantai 5	20000	1	4	4	8,970	8,970	1,944	1,944	2,058	2,058
Lantai 4	16000	1	5	5	7,026	7,026	2,168	2,168	2,306	2,306
Lantai 3	12000	1	6	6	4,858	4,858	2,181	2,181	2,751	2,751
Lantai 2	8000	1	7	7	2,677	2,677	1,834	1,834	3,817	3,817
Lantai 1	4000	1	8	8	0,843	0,843	0,843	0,843	9,490	9,490

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Tabel 5. 48 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

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	1,160	0,000	0,000	Regular	0,000	0,000	Regular
Lantai 7	1,663	0,812	0,928	Regular	0,696	0,812	Regular
Lantai 6	1,880	1,164	1,129	Regular	0,998	0,988	Regular
Lantai 5	2,058	1,316	1,254	Regular	1,128	1,097	Regular
Lantai 4	2,306	1,440	1,493	Regular	1,235	1,307	Regular
Lantai 3	2,751	1,614	1,665	Regular	1,384	1,457	Regular
Lantai 2	3,817	1,926	1,897	Regular	1,651	1,660	Regular
Lantai 1	9,490	2,672	2,366	Regular	2,290	2,071	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

**Tabel 5. 49 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung
Perkantoran SRPMK**

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	1,248	0,000	0,000	Regular	0,000	0,000	Regular
Lantai 7	1,747	0,874	0,999	Regular	0,749	0,874	Regular
Lantai 6	1,944	1,223	1,198	Regular	1,048	1,048	Regular
Lantai 5	2,111	1,361	1,317	Regular	1,167	1,153	Regular
Lantai 4	2,349	1,478	1,547	Regular	1,266	1,354	Regular
Lantai 3	2,780	1,644	1,708	Regular	1,409	1,494	Regular
Lantai 2	3,815	1,946	1,931	Regular	1,668	1,689	Regular
Lantai 1	9,368	2,670	2,385	Regular	2,289	2,087	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.45 dan Tabel 5.46, struktur gedung perkantoran yang direncanakan 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 diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dan dapat dilihat pada Tabel 5.3. Setelah berat bangunan diketahui maka pemeriksaan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 5.50 berikut.

Tabel 5. 50 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Berat Bangunan, W (kN)	150 % Berat 1 Tingkat diatas (kN)	150 % Berat 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	8400,420	0,000	18900,945	
Lantai 7	8095,740	12600,630	18215,415	Regular
Lantai 6	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 5	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 4	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 3	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 2	8095,740	12143,610	18215,415	Regular
Lantai 1	7617,300	12143,610	0,000	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.47, struktur gedung perkantoran yang direncanakan tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 2 (massa bangunan).

c. Ketidakberaturan Tipe 3 (Geometri Vertikal)

Pengecekan pada ketidakberaturan geometri vertikal dilakukan dengan mengalikan dimensi portal dalam arah sumbu X dan Y dengan peningkatan sebesar 130% pada tingkat di atas atau di bawahnya. Adapun pemeriksaan geometri vertikal dapat dilihat pada Tabel 5.48 dan Tabel 5.51 berikut.

**Tabel 5. 51 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal
Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK**

Keterangan	d_i	130 % d_i 1 Tingkat diatas (kN)	130 % d_i 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	36	0	0	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	46.8	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

**Tabel 5. 52 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Portal
Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK**

Keterangan	d_i	130 % d_i 1 Tingkat diatas (kN)	130 % d_i 1 Tingkat dibawah (kN)	Status
Lantai 8	27	0	0	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	35.1	Regular

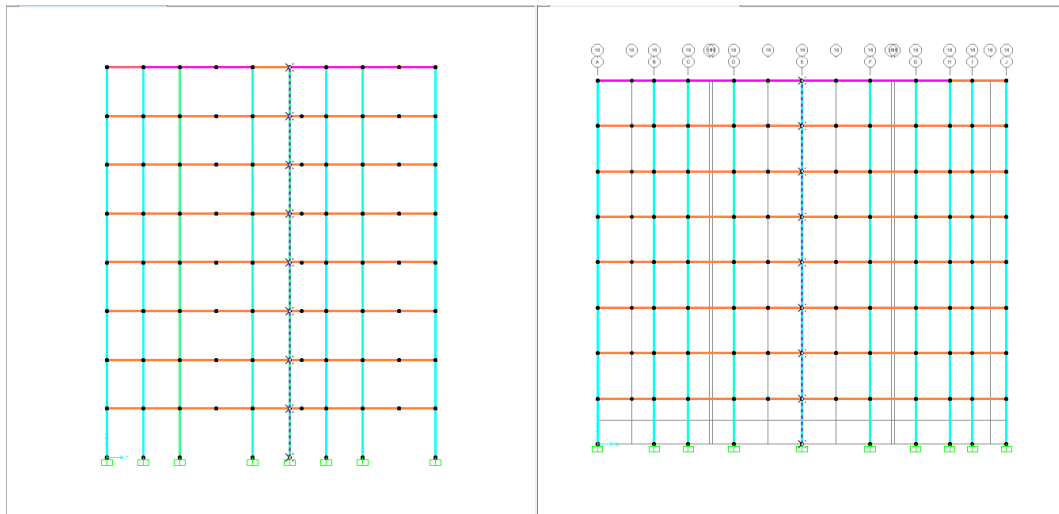
Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.51 dan 5.52 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 5.46 berikut.



Gambar 5. 46 Susunan Portal Gedung Perkantoran Arah X dan Arah Y

Apabila diperhatikan melalui gambar dan mengingat bahwa rancangan gedung perkantoran memiliki struktur yang umum dari lantai 1 hingga lantai 8, maka kita dapat menyimpulkan bahwa tidak ada kolom portal yang terputus, sehingga gedung perkantoran ini dapat dikatakan tidak mengalami ketidakberaturan tipe 4 (ketidakberaturan dalam bidang penahan gaya lateral), baik dalam arah X maupun 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 5.50 Kemudian dapat dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan dan dapat dilihat pada Tabel 5.53 berikut.

Tabel 5. 53 Perhitungan Rasio Nilai Kekuatan Tingkat Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	w_i (kN)	h (m)	h^k	$w_i \times h^k$	C_{vx}	V_x	V_n
Lantai 8	8400,420	32,000	83,638	702597,942	0,256	773,126	0,256
Lantai 7	8095,740	28,000	70,524	570944,665	0,208	628,258	0,464
Lantai 6	8095,740	24,000	57,920	468908,732	0,171	515,979	0,634
Lantai 5	8095,740	20,000	45,888	371498,054	0,135	408,790	0,770
Lantai 4	8095,740	16,000	34,508	279370,954	0,102	307,415	0,871
Lantai 3	8095,740	12,000	23,897	193467,111	0,070	212,888	0,942
Lantai 2	8095,740	8,000	14,238	115265,696	0,042	126,836	0,984
Lantai 1	7617,300	4,000	5,874	44746,947	0,016	49,239	1,000

Tabel 5. 54 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

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	Regular	0,000	Regular
Lantai 7	1,813	1,450	Regular	1,088	Regular
Lantai 6	1,368	1,095	Regular	0,821	Regular
Lantai 5	1,213	0,971	Regular	0,728	Regular
Lantai 4	1,132	0,906	Regular	0,679	Regular
Lantai 3	1,081	0,865	Regular	0,649	Regular
Lantai 2	1,045	0,836	Regular	0,627	Regular
Lantai 1	1,017	0,813	Regular	0,610	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 ketidakberaturan 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. Untuk arah X kolom yang ditinjau adalah portal memanjang arah Y yaitu kolom pada grid E-8 untuk titik A dan kolom pada grid E-1 untuk titik B. Adapun nilai *joint displacement* arah X dapat dilihat pada gambar 5.47 berikut.

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter: OutputCase = 'EX+'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
	667	EX+	LinStatic	0,051133	0,014538	-8E-05	-0,000254	0,000951	-0,000388
	676	EX+	LinStatic	0,053461	0,014538	1,252E-06	-0,000258	0,000983	-0,000388
	688	EX+	LinStatic	0,055788	0,014538	-7,7E-05	-0,000241	0,00079	-0,000388
	700	EX+	LinStatic	0,018566	0,005227	-2,5E-05	0,000286	0,000682	-0,000143
	707	EX+	LinStatic	0,017275	0,005227	2,4E-05	0,000286	0,000666	-0,000143
	716	EX+	LinStatic	0,019426	0,005227	2,1E-05	0,000262	0,000702	-0,000143
	736	EX+	LinStatic	0,016414	0,005227	-2,3E-05	0,000264	0,000594	-0,000143
	753	EX+	LinStatic	0,027224	0,007636	-3,1E-05	0,000281	0,000661	-0,00021
	760	EX+	LinStatic	0,025335	0,007636	3,1E-05	0,00028	0,000646	-0,00021
	769	EX+	LinStatic	0,028483	0,007636	1,4E-05	0,000251	0,000682	-0,00021
	789	EX+	LinStatic	0,024076	0,007636	-1,5E-05	0,000252	0,000579	-0,00021
	806	EX+	LinStatic	0,0353	0,009875	-3,5E-05	0,000255	0,000591	-0,00027
	813	EX+	LinStatic	0,032866	0,009875	3,5E-05	0,000254	0,000579	-0,00027
	822	EX+	LinStatic	0,036923	0,009875	5,988E-06	0,000221	0,000612	-0,00027
	842	EX+	LinStatic	0,031244	0,009875	-6,758E-06	0,000222	0,000521	-0,00027
	859	EX+	LinStatic	0,042295	0,011807	-3,8E-05	0,000216	0,000492	-0,000321
	866	EX+	LinStatic	0,039406	0,011807	3,8E-05	0,000216	0,000483	-0,000321
	875	EX+	LinStatic	0,044221	0,011807	-3,555E-06	0,00018	0,000509	-0,000321
	895	EX+	LinStatic	0,037479	0,011807	2,777E-06	0,00018	0,000437	-0,000321
	912	EX+	LinStatic	0,047943	0,013357	-4,1E-05	0,000172	0,000379	-0,00036
	919	EX+	LinStatic	0,044704	0,013357	4,1E-05	0,000172	0,000373	-0,00036
	928	EX+	LinStatic	0,050102	0,013357	-1E-05	0,000134	0,000399	-0,00036
	948	EX+	LinStatic	0,042545	0,013357	9,373E-06	0,000135	0,000346	-0,00036
	965	EX+	LinStatic	0,052297	0,014538	-4E-05	0,000137	0,000317	-0,000388
	972	EX+	LinStatic	0,048806	0,014538	4E-05	0,000137	0,000291	-0,000388
	981	EX+	LinStatic	0,054624	0,014538	-2,5E-05	9,7E-05	0,000293	-0,000388
	1001	EX+	LinStatic	0,046478	0,014538	2,3E-05	9,8E-05	0,000254	-0,000388

Gambar 5. 47 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 5.19 berikut.

S Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter: OutputCase = 'EY+'

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
	669	EY+	LinStatic	0,01496	0,045705	-0,000101	-0,000778	0,00028	0,00011
	670	EY+	LinStatic	0,01496	0,045374	5,7E-05	-0,000773	0,000276	0,00011
	671	EY+	LinStatic	0,01496	0,044822	-0,000232	-0,000681	0,000264	0,00011
	722	EY+	LinStatic	0,005268	0,016189	-0,000249	-0,000656	-0,000393	4,8E-05
	723	EY+	LinStatic	0,005268	0,01764	-0,000674	-0,000713	-0,000102	4,8E-05
	727	EY+	LinStatic	0,005268	0,016769	-0,000432	-0,000197	-0,000303	4,8E-05
	732	EY+	LinStatic	0,005268	0,017059	-0,000406	-0,000193	-0,00029	4,8E-05
	775	EY+	LinStatic	0,007736	0,023687	-0,000242	-0,000651	-0,000394	6,6E-05
	776	EY+	LinStatic	0,007736	0,025675	-0,000678	-0,000705	-8,6E-05	6,6E-05
	780	EY+	LinStatic	0,007736	0,024482	-0,00045	-0,000204	-0,000297	6,6E-05
	785	EY+	LinStatic	0,007736	0,02488	-0,000419	-0,0002	-0,000283	6,6E-05
	828	EY+	LinStatic	0,010046	0,030654	-0,000217	-0,000599	-0,000367	8,2E-05
	829	EY+	LinStatic	0,010046	0,033118	-0,000636	-0,000648	-6,3E-05	8,2E-05
	833	EY+	LinStatic	0,010046	0,03164	-0,000438	-0,000197	-0,00027	8,2E-05
	838	EY+	LinStatic	0,010046	0,032133	-0,000405	-0,000194	-0,000255	8,2E-05
	881	EY+	LinStatic	0,012056	0,03666	-0,000181	-0,000518	-0,000322	9,5E-05
	882	EY+	LinStatic	0,012056	0,03952	-0,000564	-0,000559	-3,5E-05	9,5E-05
	886	EY+	LinStatic	0,012056	0,037804	-0,000406	-0,000181	-0,00023	9,5E-05
	891	EY+	LinStatic	0,012056	0,038376	-0,000372	-0,000179	-0,000214	9,5E-05
	934	EY+	LinStatic	0,013689	0,041476	-0,000144	-0,000427	-0,00027	0,000105
	935	EY+	LinStatic	0,013689	0,044628	-0,000477	-0,000457	-7,676E-06	0,000105
	939	EY+	LinStatic	0,013689	0,042737	-0,000364	-0,000161	-0,000183	0,000105
	944	EY+	LinStatic	0,013689	0,043367	-0,000328	-0,00016	-0,000169	0,000105
	987	EY+	LinStatic	0,01496	0,045153	-0,000102	-0,000345	-0,000224	0,00011
	988	EY+	LinStatic	0,01496	0,048465	-0,000408	-0,000369	1,2E-05	0,00011
	992	EY+	LinStatic	0,01496	0,046478	-0,000316	-0,000134	-0,000148	0,00011
	997	EY+	LinStatic	0,01496	0,04714	-0,000297	-0,000135	-0,000135	0,00011

Gambar 5. 48 Joint Displacement Arah Y Pada Titik A dan B

Nilai *Joint Displacement* arah X dan arah Y tersebut dijadikan sebagai dasar melakukan perhitungan simpangan antar tingkat yang kemudian dapat dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan torsi dan dapat dilihat pada table 5.52 untuk arah X dan Y.

Tabel 5. 55 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah X Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	δ_x Titik A (m)	δ_x Titik B (m)	Δ Titik A	Δ Titik B	Δ Rata-Rata	Δ Max	Δ Max / Δ Rata-Rata	Status
Lantai 8	0,01351	0,01731	0,00118	0,00146	0,00132	0,00146	1,10470	Regular
Lantai 7	0,01233	0,01585	0,00151	0,00190	0,00170	0,00190	1,11340	Regular
Lantai 6	0,01082	0,01396	0,00184	0,00234	0,00209	0,00234	1,11935	Regular
Lantai 5	0,00898	0,01162	0,00209	0,00269	0,00239	0,00269	1,12403	Regular
Lantai 4	0,00689	0,00893	0,00222	0,00286	0,00254	0,00286	1,12709	Regular
Lantai 3	0,00467	0,00607	0,00214	0,00277	0,00246	0,00277	1,12948	Regular
Lantai 2	0,00253	0,00330	0,00175	0,00227	0,00201	0,00227	1,13026	Regular
Lantai 1	0,00079	0,00103	0,00079	0,00103	0,00091	0,00103	1,13168	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Tabel 5. 56 Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Tahap Awal Tipe 1a dan 1b Berdasarkan Nilai Simpangan Antar Tingkat Rata-Rata Untuk Arah Y Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	δ_x Titik A (m)	δ_x Titik B (m)	Δ Titik A	Δ Titik B	Δ Rata- Rata	Δ Max	Δ Max / Δ Rata-Rata	Status
Lantai 8	-0,00237	0,00270	0,00017	0,00020	0,00018	0,00020	1,10082	Regular
Lantai 7	-0,00220	0,00250	0,00024	0,00028	0,00026	0,00028	1,08171	Regular
Lantai 6	-0,00196	0,00222	0,00031	0,00036	0,00033	0,00036	1,07046	Regular
Lantai 5	-0,00165	0,00186	0,00037	0,00042	0,00040	0,00042	1,06582	Regular
Lantai 4	-0,00129	0,00144	0,00040	0,00046	0,00043	0,00046	1,06170	Regular
Lantai 3	-0,00088	0,00098	0,00040	0,00045	0,00042	0,00045	1,05660	Regular
Lantai 2	-0,00048	0,00054	0,00033	0,00037	0,00035	0,00037	1,05444	Regular
Lantai 1	-0,00015	0,00017	0,00015	0,00017	0,00016	0,00017	1,04702	Regular

Catatan:

Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

Berdasarkan Tabel 5.52 dan 5.53 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 (tors) dan tipe 1b (tors berlebihan) 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 5.46, 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 5.54 berikut.

Tabel 5. 57 Pemeriksaan Tahap Awal Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Luas Total (m²)	Luas Void (m²)
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
Total	7776	750
Persentase	9,65% < 50%	
Status	Regular	

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*.

5.5.4 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. $U = 1,2D + 1,0E + 1,0 L$
 $= 1,2D + 1,0E_v + 1,0E_h + 1,0 L$
 $= 1,2D + 1,0 (0,2 S_{DS}D) + 1,0 \rho Q_E + 1,0 L$
 $= 1,2 + 1,0 (0,2 S_{DS})D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$
 $= 1,2 + 1,0 (0,2 \times 0,2565)D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$
 $= 1,2722D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$
5. $U = 1,2722D + 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey + 1,0L$
6. $U = 1,2722D - 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey + 1,0L$
7. $U = 1,2722D - 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey + 1,0L$
8. $U = 1,2722D + 0,3 \rho Ex + \rho Ey + 1,0L$
9. $U = 1,2722D + 0,3 \rho Ex - \rho Ey + 1,0L$
10. $U = 1,2722D - 0,3 \rho Ex + \rho Ey + 1,0L$
11. $U = 1,2722D - 0,3 \rho Ex - \rho Ey + 1,0L$
12. $U = 0,9D + 1,0W$
 $= 0,9D$
13. $U = 0,9D - 1,0E$
 $= 0,9D - 1,0E_v + 1,0E_h$
 $= 0,9D - 1,0 (0,2 S_{DS}D) + 1,0 \rho Q_E$
 $= 0,9 - 1,0 (0,2 S_{DS})D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
 $= 0,9 - 1,0 (0,2 \times 0,2565)D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
 $= 0,8278D + 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
14. $U = 0,8278D + 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey$
15. $U = 0,8278D - 1,0 \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
16. $U = 0,8278D - 1,0 \rho Ex - 0,3 \rho Ey$

$$17. U = 0,8278D + 0,3 \rho Ex + 1,0 \rho Ey$$

$$18. U = 0,8278D + 0,3 \rho Ex - 1,0 \rho Ey$$

Hasil perhitungan tersebut kemudian direkapitulasi dan disajikan pada Tabel 5.58.

Tabel 5. 58 Kombinasi Pembebanan Untuk Metode SRPMK

Kombinasi Pembebanan	Jenis Beban				
	DL	ADL	LL	EX	EY
Kombinasi 1	1,400	1,400			
Kombinasi 2	1,200	1,200	1,600		
Kombinasi 3	1,274	1,274	1,000	1,000	0,300
Kombinasi 4	1,274	1,274	1,000	0,300	1,000
Kombinasi 5	1,274	1,274	1,000	-1,000	0,300
Kombinasi 6	1,274	1,274	1,000	-0,300	1,000
Kombinasi 7	1,274	1,274	1,000	1,000	-0,300
Kombinasi 8	1,274	1,274	1,000	0,300	-1,000
Kombinasi 9	1,274	1,274	1,000	-1,000	-0,300
Kombinasi 10	1,274	1,274	1,000	-0,300	-1,000
Kombinasi 11	0,826	0,826		1,000	0,300
Kombinasi 12	0,826	0,826		0,300	1,000
Kombinasi 13	0,826	0,826		-1,000	0,300
Kombinasi 14	0,826	0,826		-0,300	1,000
Kombinasi 15	0,826	0,826		1,000	-0,300
Kombinasi 16	0,826	0,826		0,300	-1,000
Kombinasi 17	0,826	0,826		-1,000	-0,300
Kombinasi 18	0,826	0,826		-0,300	-1,000

5.5.5 Desain Kolom

1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam pada kolom merupakan hasil dari analisis struktur yang diperoleh berdasarkan kombinasi pembebanan yang diinputkan ke dalam 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 5.59.

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	V2 (kN)	V3 (kN)
Lantai 1	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1492,845	163,995	-183,257	-49,743	40,924
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1279,178	175,610	-150,010	-44,753	46,650
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-1446,381	530,996	-520,159	-89,062	99,096
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1927,988	502,766	-522,619	-88,955	-96,268
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-921,352	166,300	-152,011	33,925	-43,776
Lantai 2	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1298,622	141,546	-190,341	79,944	51,878
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1107,504	166,005	-177,037	-73,982	63,927
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-1408,902	335,262	-318,386	-87,415	97,879
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1672,367	-325,681	-312,109	-79,117	-96,519
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-801,196	-161,652	-124,123	42,311	-63,972
Lantai 3	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-1090,363	-119,674	183,448	86,949	-52,665
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-920,880	137,755	171,073	80,974	64,111
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-1426,885	58,942	-60,480	20,238	20,856
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1417,173	180,453	-184,391	-69,137	-87,449
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-658,847	139,344	-95,595	42,228	-68,706

Lanjutan Tabel 5.59 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	V2 (kN)	V3 (kN)
Lantai 4	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-876,744	-99,491	162,677	-79,303	47,642
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-731,909	-129,973	-159,212	78,827	62,626
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-865,879	-189,280	159,449	-72,903	85,624
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-1161,861	180,453	-142,111	-62,930	-81,679
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-514,872	139,344	-85,286	40,792	-67,450
Lantai 5	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-668,834	-101,789	160,842	-73,384	44,246
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-547,167	-129,245	-148,529	70,034	57,545
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-665,399	-204,563	182,244	-65,798	75,666
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-906,575	197,818	-167,474	-56,097	-73,432
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-377,393	135,323	88,442	-37,376	-61,246
Lantai 6	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-465,022	-99,343	149,496	-64,462	40,122
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-372,801	-120,409	-127,813	57,386	50,247
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-470,836	-199,584	185,177	-56,294	-62,344
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-651,297	-325,681	175,216	-47,973	-62,800
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-377,393	135,323	88,442	-37,376	-61,246

Lanjutan Tabel 5.59 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Dimensi Kolom Awal (mm)	Posisi Kolom	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	V2 (kN)	V3 (kN)
Lantai 7	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-266,731	-88,361	123,403	-51,213	33,977
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-208,925	-105,227	-93,787	40,381	41,382
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-284,994	-177,558	177,698	-47,149	-47,368
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-396,030	182,793	162,823	-38,756	-50,980
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-151,224	94,790	74,641	-26,521	-38,341
Lantai 8	K1	K2 (650 x 650)	Eksterior	-74,336	-81,771	117,182	-46,315	30,915
	K2	K2 (650 x 650)	Eksterior	-67,037	98,138	-85,535	33,772	-37,158
	K3	K1 (900 x 900)	Interior	-108,276	121,840	104,531	-21,850	-28,016
	K4	K1 (900 x 900)	Interior	-140,848	-118,447	115,032	-23,385	-29,342
	K5	K2 (650 x 650)	Interior	-53,303	100,109	61,524	22,026	-36,843

2. Kontrol kecukupan dimensi kolom

Kontrol kecukupan dimensi kolom dilakukan dengan menghitung jumlah tulangan longitudinal berdasarkan kombinasi pembebanan yang bekerja pada kolom lalu melakukan pemeriksaan terhadap dimensi kolom untuk mendapatkan kebutuhan tulangan. Menghitung tulangan kolom caranya dengan membuat diagram Mn-Pn dengan rasio tulangan 1% - 4%. Berikut contoh perhitungan menggunakan kolom K1 lantai 1.

a. Data Kolom

Lebar arah x (b)	= 400 mm
Lebar arah y (h)	= 400 mm
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa = 0,03 kN/mm ²
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm ² = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm ²
Modulus Elastisitas baja (E_s)	= 200000 MPa = 200 kN/mm ²
Regangan kritis beton (ϵ_c)	= 0,003
Regangan kritis baja (ϵ_y)	= $\frac{f_y}{E_s}$ = $\frac{420}{200000}$ = $2,10 \times 10^{-3}$
Tebal selimut beton (sb)	= 40 mm
Tulangan Pokok (ϕ_p)	= 16 mm
Tulangan Sengkang (ϕ_s)	= 12 mm
Faktor reduksi kekuatan (ϕ)	= 0,65

b. Perhitungan awal kolom

$$\begin{aligned} ds &= sb + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 12 + \frac{16}{2} \\ &= 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 400 - 60 \\
 &= 340 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \\
 &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\
 &= 0,8357
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 200,960 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Diagram perencanaan kolom Mn – Pn (Rasio Tulangan = 1%)

$$\begin{aligned}
 A_g &= 400 \times 400 \text{ mm} \\
 &= 160000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \rho \times A_g \\
 &= 1\% \times 160000 \\
 &= 1600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s = A_{s'} &= \frac{A_{st}}{2} \\
 &= \frac{1600}{2} \\
 &= 800 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

1) Kolom dengan beban sentris

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi P_{n \max} \\
 &= \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\
 &= 0,65 \times (0,85 \times 30 \times (160000 - 1600) + 1600 \times 420) \\
 &= 3062280,000 \text{ N} \\
 &= 3062,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0$$

2) Kolom dengan kondisi seimbang *balance*

$$cb = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \times d$$

$$= \frac{0,003}{0,003 + 0,00210} \times 340$$

$$= 200 \text{ mm}$$

$$ab = \beta_1 \times cb$$

$$= 0,8357 \times 200$$

$$= 167,143 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_c' \times \frac{(cb-ds)}{cb}$$

$$= 0,003 \times \frac{(200 - 61.5)}{200}$$

$$= 0,00210$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_c \times \frac{(d-cb)}{cb}$$

$$= 0,003 \times \frac{(340-200)}{200}$$

$$= 0,00210$$

Koefisien reduksi kekuatan $\phi = 0,65$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times ab \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 167,143 \times 400$$

$$= 1704857,143 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_y - 0,85 \times f_c)$$

$$= 800 \times (420 - 0,85 \times 30)$$

$$= 315600,000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$= 800 \times 420$$

$$= 336000,000 \text{ N}$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s$$

$$= 1704857,143 + 315600,000 - 336000,000$$

$$= 1684,457 \text{ kN}$$

$$P_u = \phi \times P_{nb}$$

$$= 0,65 \times 1684,457 \text{ kN}$$

$$= 1094,897 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= P_b \times e_b \\
P_b \cdot e_b &= C_c \times \left(\frac{h_k}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h_k}{2} - d \right) + T_s \times \left(\frac{h_k}{2} - d \right) \\
&= 1704857,143 \times \left(\frac{400}{2} - \frac{166,405}{2} \right) + 1697335,714 \left(\frac{400}{2} - 340 \right) \\
&\quad + 336000,000 \times \left(\frac{400}{2} - 340 \right) \\
&= 289718081,633 \text{ Nmm} \\
&= 289,718 \text{ kNm.} \\
M_{ub} &= \phi \times M_{nb} \\
&= 0,65 \times 289,718 \\
&= 188,317 \text{ kN} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \\
&= \frac{289,718}{1684,457} \\
&= 17,199 \text{ mm}
\end{aligned}$$

3) Kondisi Patah Desak ($c > c_b$)

Pada kondisi ini, perhitungan patah desak digunakan dalam menentukan nilai Mn-Pn dengan menggunakan koefisien nilai c yang lebih besar dari koefisien nilai c pada kondisi seimbang (*balance*). Koefisien nilai c ditentukan mulai dari 1,1 - 1,5 kali c pada kondisi seimbang (*balance*). Contoh perhitungan nilai Mn-Pn pada kondisi patah desak digunakan percobaan nilai koefisien 1,1 sebagaimana berikut ini.

Koefisien $c_1 = 1,1$ (baja tarik belum leleh)

$$\begin{aligned}
\text{Nilai } c &= c_1 \times c_b \\
&= 1,1 \times 200 \\
&= 220 \text{ mm} \\
a &= 0,85 \times c \\
&= 0,85 \times 220 \text{ mm} \\
&= 187,000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sd} &= \varepsilon_c \times \frac{(c-d_s)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(220-61,5)}{220} \\ &= 0,00218\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Status baja desak} &= \varepsilon_{sd} > \varepsilon_y \\ &= 0,00218 > 0,00210 \text{ (Sudah Leleh)}\end{aligned}$$

$$\phi = 0,65$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{st} &= \varepsilon_c \times \frac{(d-c)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(340-220)}{220} \\ &= 0,00164\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0,85 \times f_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 187 \times 400 \\ &= 1907400,000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'c) \\ &= 315600,0 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_s &= A_s \times \varepsilon_{st} \times E_s \\ &= 800 \times 0,00164 \times 200000 \\ &= 261818,182 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 1907400,0 + 315600,0 - 261818,182 \\ &= 1961,182 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{P_n}{P_{nb}} &= \frac{1961,182}{1684,457} \\ &= 1,164\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= \phi \times P_n \\ &= 0,65 \times 1961,182 \text{ kN} \\ &= 1274,768 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$M_n = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) + T_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)$$

$$\begin{aligned}
&= 1907400,000 \times \left(\frac{400}{2} - \frac{187}{2} \right) + 315600,000 \\
&\quad \left(\frac{400}{2} - 58 \right) + 261818,182 \times \left(\frac{400}{2} - 340 \right) \\
&= 283,977 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mu} &= \phi I \times M_n \\
&= 0,65 \times 283,977 \\
&= 184,585 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
e &= \frac{M_n}{P_n} \times 100 \\
&= \frac{283,977}{1961,182} \times 100 \\
&= 14,480
\end{aligned}$$

Pada kondisi patah desak untuk nilai koefisien c 1,2 hingga 1,5 dilakukan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas. Kemudian hasil perhitungan akan direkapitulasi pada Tabel 5.57.

4) Kondisi Patah Tarik ($c < c_b$)

Pada kondisi ini, Kondisi patah desak dihitung untuk memperoleh nilai M_n - P_n dengan menggunakan koefisien nilai c yang lebih kecil dari koefisien nilai c pada kondisi seimbang (*balance*). Koefisien nilai c ditentukan mulai dari 0,9 sampai dengan 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.

$$\text{Koefisien } c_2 = 0,9$$

$$\begin{aligned}
\text{Nilai } c &= c_2 \times c_b \\
&= 0,9 \times 200 \\
&= 180 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a &= 0,85 \times c \\
&= 0,85 \times 180 \\
&= 153,000
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sd} &= \varepsilon_c \times \frac{(c-d_s)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(179,206 - 61,5)}{179,206} \\ &= 0,002\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Status baja desak} &= \varepsilon_{sd} < \varepsilon_y \\ &= 0,002 < 0,00210 \text{ (Belum Leleh)}\end{aligned}$$

$$\phi = 0,65$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{st} &= \varepsilon_c \times \frac{(d-c)}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{(340-180)}{180} \\ &= 0,00267\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0,85 \times f_c \times a \times b \\ &= 1560600,000 \text{ N.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s \times (f_y - 0,85 f_c) \\ &= 315600,000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_s &= A_s \times f_y \\ &= 336000,000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 1560600,000 + 315600,000 - 336000 \\ &= 1540,200 \text{ kN.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{P_n}{P_{nb}} &= \frac{1540,2}{1684,457} \\ &= 0,914\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= \phi \times P_n \\ &= 0,65 \times 1540,2 \\ &= 1001,130 \text{ kN.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) + T_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right) \\ &= 1560600,000 \times \left(\frac{400}{2} - \frac{180}{2}\right) + 315600,000 \\ &\quad \left(\frac{400}{2} - 340\right) + 261818,182 \times \left(\frac{400}{2} - 340\right) \\ &= 283,958 \text{ Tm.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \phi \times M_n \\ &= 0,65 \times 283,958 \\ &= 184,573 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_n}{P_n} \times 100 \\ &= 18,436 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada kondisi patah tarik untuk nilai koefisien c 0,8 hingga 0,5 perhitungan dikalkulasikan dengan cara 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

$$\begin{aligned} \text{Koefisien pembagi C} &= (0,85 \times f'_c \times b) a + C \times a^2 \\ &= (0,85 \times 30 \times 400) a + C \times a^2 \\ &= 10200 \text{ N/mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien C} &= -A_s \times f_y + A_s \times \epsilon_c \times E_s \\ &= -800 \times 420 + 800 \times 0,003 \times 200000 \\ &= 144000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Konstanta} &= -A_s' \times \beta_1 \times d \times \epsilon_c \times E_s \\ &= -800 \times 0,85 + 61,5 \times 0,003 \times 200000 \\ &= -24670285,714 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien C}^2 = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien C2} &= \frac{8925}{110250,000} \\ &= 14,118 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Konstanta} &= \frac{1020}{-24670285,714} \\ &= -2359,664 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{-C2 + \sqrt{C2^2 - 4 \times C1 \times C3}}{2} \\ &= \frac{-14,118 + \sqrt{14,118^2 - 4 \times 1 \times -2030,294}}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 42,028 \text{ mm} \\
a \text{ pakai} &= 42,028 \text{ mm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{42,028}{0,8357} \\
&= 51,209 \text{ mm} \\
\varepsilon_{sd} &= \varepsilon_c \times \frac{(c-ds)}{c} \\
&= 0,003 \times \frac{(51,290 - 61,5)}{51,290} \\
&= -0,00058 \\
f_s &= \varepsilon_{sd} \times E_s \\
&= -0,00058 \times 200000 \\
&= -115,854 \text{ Nmm}^2 \\
C_c &= 0,85 \times f_c \times a \times b \\
&= 0,85 \times 30 \times 42,028 \times 400 \\
&= 428682,962 \text{ Nmm}^2 \\
M_n &= C_c \times \left(d - \frac{a}{2} - ds \right) + A_s \times f_s \times (d - ds) \\
&= 428682,962 \times \left(340 - \frac{42,028}{2} - 61,5 \right) + 800 \times (-115,854) \times (338,5 - 61,5) \\
&= 85,072 \text{ kNm} \\
M_u &= \phi \times M_n \\
&= 0,8 \times 85,072 \\
&= 68,057 \text{ kNm} \\
P_n &= 0 \text{ Kn}
\end{aligned}$$

6) Kondisi Tarik Murni

$$\begin{aligned}
P_n &= \frac{A_{st} \times f_y}{1000} \\
&= \frac{1225 \times 420}{1000} \\
&= 672 \text{ kN} \\
M_n &= 0 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

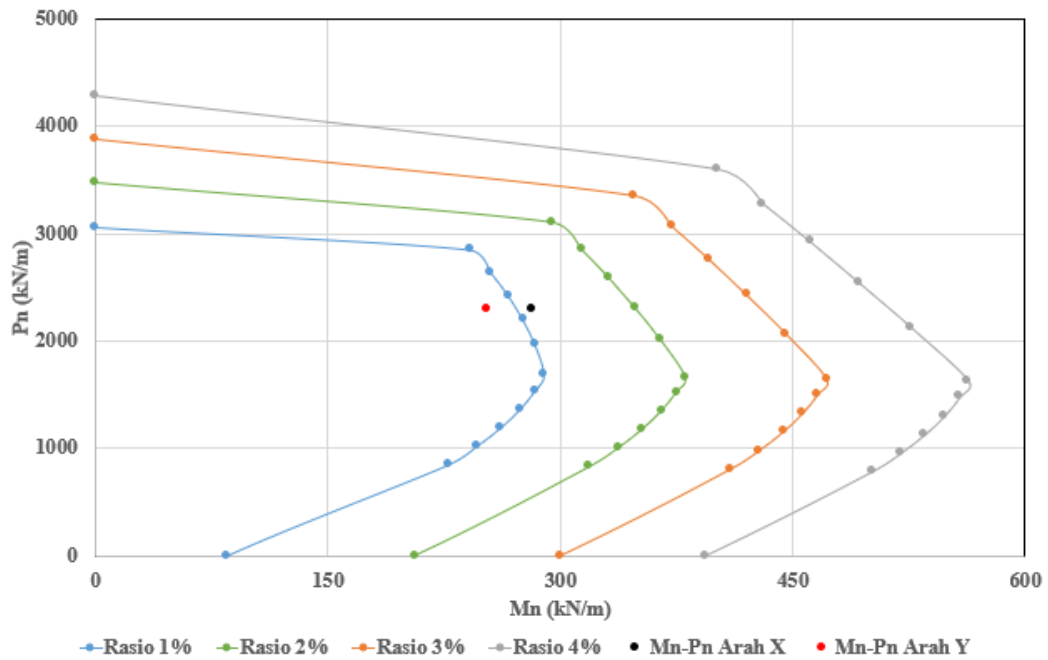
7) Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn

Setelah menghitung 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 5.60 berikut.

Tabel 5. 60 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom K1 Arah X dan Y Dengan Rasio Tulangan 1% Gedung Perkantoran SRPMK

Kondisi	Koef c	Mn (kN/m)	Pn (kN)
Kondisi Aksial Murni atau Beban Sentris		241,72	2852,60
Kondisi Patah Desak	1,5	255,22	2640,34
	1,4	266,61	2422,11
	1,3	276,10	2196,40
	1,2	283,98	1961,18
	1,1	289,72	1684,46
Kondisi Balance	1,0	283,96	1540,20
Kondisi Patah Tarik	0,9	274,33	1366,80
	0,8	261,76	1193,40
	0,7	246,24	1020,00
	0,6	227,78	846,60
	0,5	85,07	0,00
Kondisi Momen Murni		241,72	2852,60
Kondisi Tarik Murni		0,00	-672,00

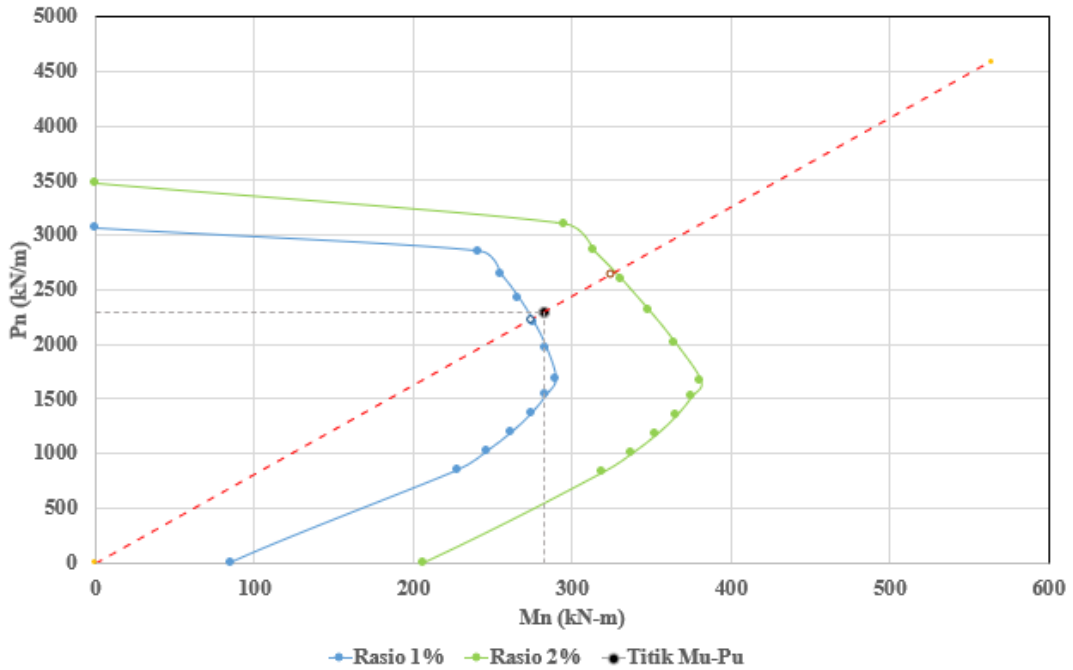
Hitungan yang sama juga diberlakukan untuk memperoleh nilai Mn-Pn pada contoh kolom K1 lantai 1 untuk setiap kondisi dengan rasio tulangan 2%, 3% dan 4% sehingga diperoleh nilai Mn-Pn pada sampel kolom K1 lantai 1 untuk setiap kondisi dengan rasio tulangan 1%, 2%, 3% dan 4% lalu diilustrasikan dalam bentuk diagram yang dapat dilihat sebagaimana Gambar 5.49.



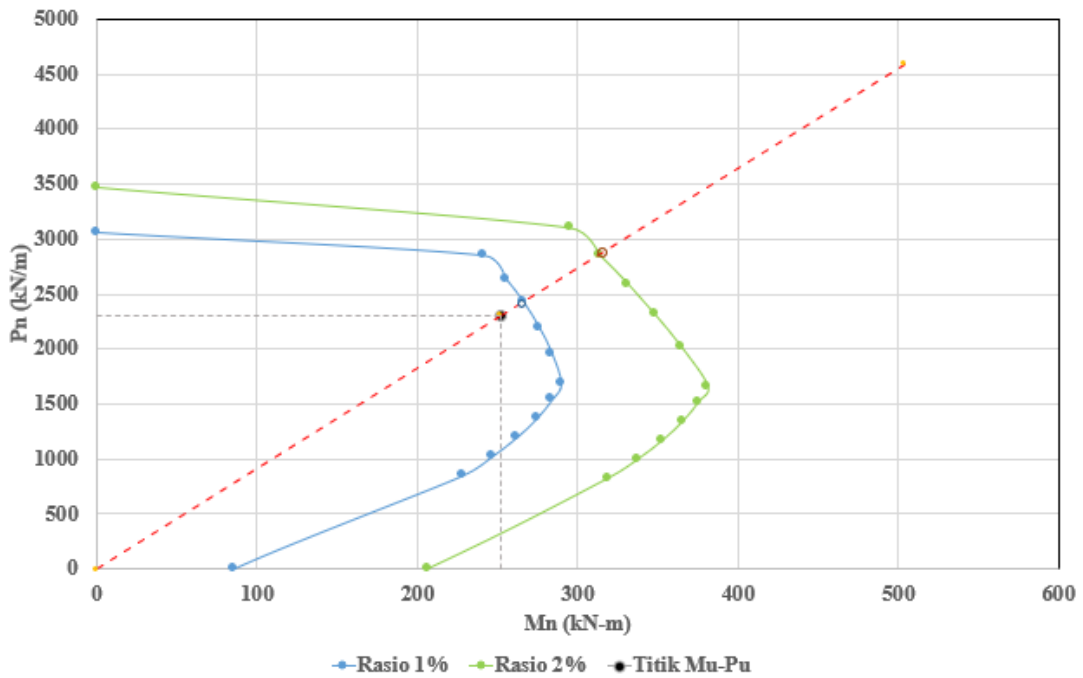
Gambar 5. 49 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 SRPMK

Jika dilihat pada Gambar 5.26 di atas, berdasarkan data rekap gaya dalam dari *SAP2000* pada kolom K1 Lantai 1 untuk arah X yaitu $P_u = 1492,845$ kN dan $M_u = 183,2565$ kNm, atau $P_n = 2296,685$ kN dan $M_n = 281,933$ kNm serta untuk arah Y yaitu $P_u = 1492,845$ kN dan $M_u = 163,995$ kNm, atau $P_n = 2296,685$ kN dan $M_n = 252,2995$ kNm letak koordinat nilai Mn-Pn *SAP2000* tersebut berada di dalam area diagram interaksi Mn - Pn yang mendekati rasio tulangan 1%.

Berdasarkan dari Gambar 5.50, kemudian dibuat garis perpotongan tegak 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, $P_n = 2296,685$ kN dan $M_n = 281,933$ kNm.



Gambar 5. 50 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMK



Gambar 5. 51 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1% Pada Model SRPMK

Berdasarkan Gambar 5.51, 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, Pn = 2296,685 kN dan Mn = 252,3 kNm. Dengan demikian, dapat dikatakan bahwa kolom K1 lantai 1, dimensi 400 x 400 mm dengan luas tulangan minimal sebesar 1% dikatakan cukup dan aman digunakan.

3. Perencanaan Tulangan Pokok Kolom

a. Arah X

$$P_u = 1492,845 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$P_n = 2296,685 \text{ kN}$$

$$M_u = 183,256 \text{ kNm (Output SAP2000)}$$

$$M_n = 281,933 \text{ kNm}$$

Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned} A_g &= 400 \times 400 \text{ mm} \\ &= 160000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \rho \times A_g \\ &= 2\% \times 160000 \\ &= 3200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s = A_{s'} &= \frac{A_{st}}{2} \\ &= \frac{3200}{2} \\ &= 1600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

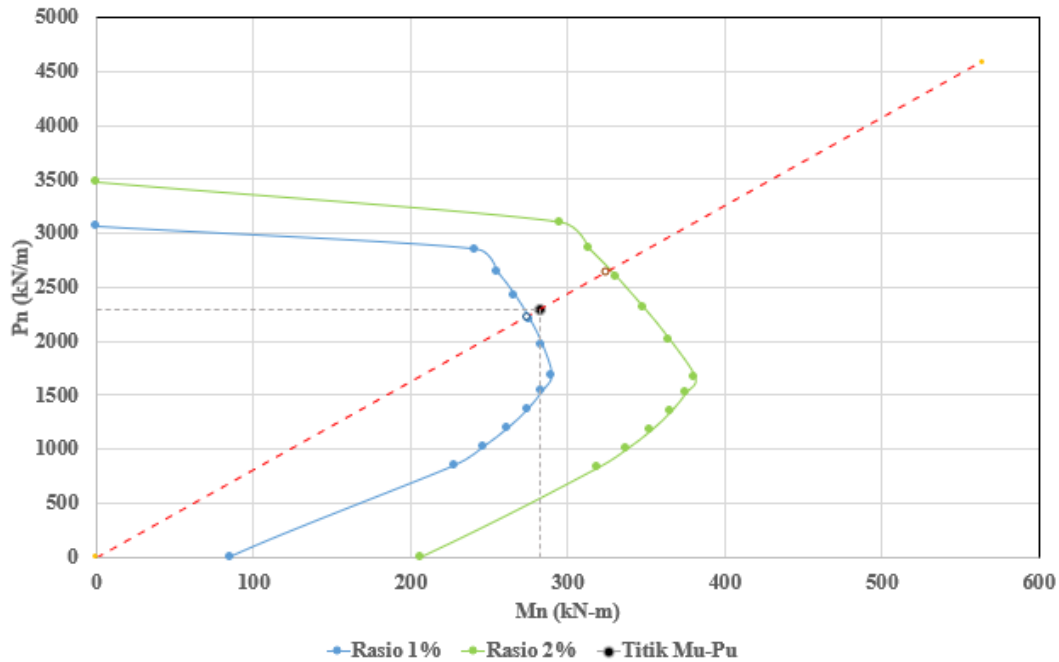
$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st} \times 4}{A_{ds}} \\ &= \frac{3200}{201,062} \\ &= 7,958 \\ &\approx 12 \text{ batang tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tul. 1 sisi} &= \frac{n}{4} + 1 \\ &= \frac{12}{4} + 1 \end{aligned}$$

= 4 batang tulangan

$$\begin{aligned} \text{Cek rasio Tul.} &= \frac{n \times A_{ds}}{A_g} \\ &= \frac{12 \times 201,062}{160000} \\ &= 1,508 \% > 1,00 \% \text{ (cukup)}. \end{aligned}$$



Gambar 5. 52 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah X Rasio Tulangan 1,508% Pada Model SRPMK

Dilihat pada Gambar 5.52 tersebut, untuk arah X dengan rasio tulangan 1,508% diperoleh nilai hasil pembacaan kapasitas sebesar, $P_n = 2296,685 \text{ kN}$ dan $M_n = 281,933 \text{ kNm}$.

b. Arah Y

$$P_u = 1492,845 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$P_n = 2296,685 \text{ kN}$$

$$M_u = 183,256 \text{ kNm (Output SAP2000)}$$

$$M_n = 281,933 \text{ kNm}$$

arah Y yaitu $P_u = 1492,845 \text{ kN}$ dan $M_u = 183,256 \text{ kNm}$, atau $P_n = 2296,685 \text{ kN}$ dan $M_n = 281,933 \text{ kNm}$. Letak koordinat nilai Mn-Pn

SAP2000 tersebut berada didalam area diagram interaksi Mn - Pn yang mendekati rasio tulangan 1%.

Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned}A_g &= 400 \times 400 \text{ mm} \\ &= 160000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{st} &= \rho \times A_g \\ &= 2\% \times 160000 \\ &= 3200 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

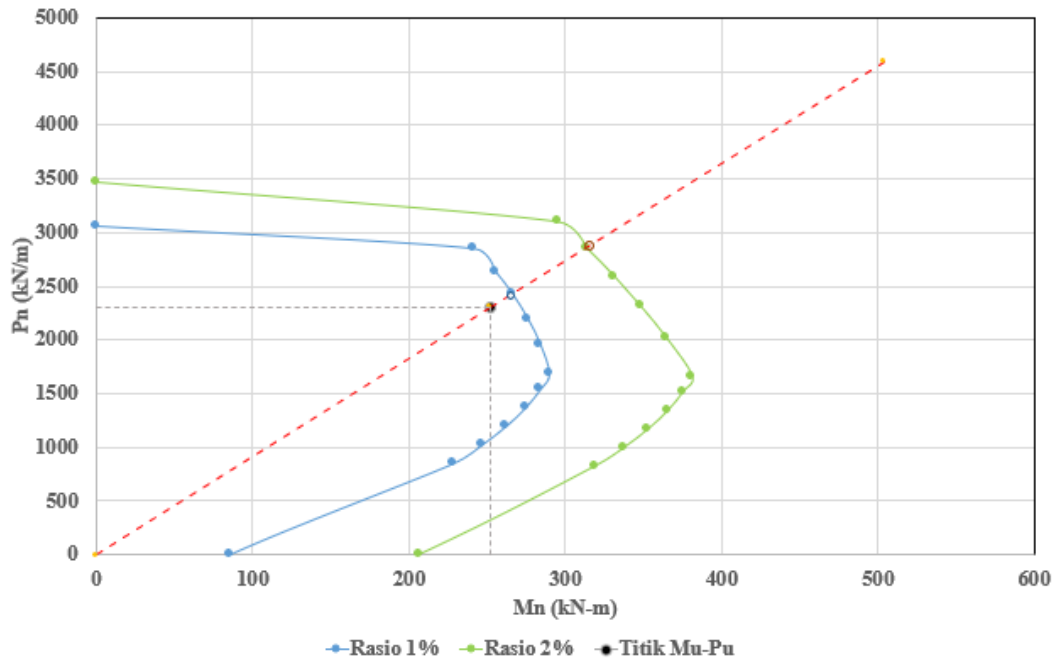
$$\begin{aligned}A_s = A_{s'} &= \frac{A_{st}}{2} \\ &= \frac{3200}{2} \\ &= 1600 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{st} \times X}{A_{ds}} \\ &= \frac{3200}{201,062} \\ &= 7,958 \\ &\approx 12 \text{ batang tulangan}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tul. 1 sisi} &= \frac{n}{4} + 1 \\ &= \frac{12}{4} + 1 \\ &= 4 \text{ batang tulangan}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek rasio Tul.} &= \frac{n \times A_{ds}}{A_g} \\ &= \frac{12 \times 201,062}{160000} \\ &= 1,508 \% > 1,00 \% \text{ (cukup)}.\end{aligned}$$



Gambar 5. 53 Diagram Mn-Pn Kolom K1 Lantai 1 Arah Y Rasio Tulangan 1,508 % Pada Model SRPMK

Dilihat pada Gambar 5.53 tersebut, untuk arah Y dengan rasio tulangan 1,418% diperoleh nilai hasil pembacaan kapasitas sebesar, $P_n = 2296,685 \text{ kN}$ dan $M_n = 252,3 \text{ kNm}$.

c. Kebutuhan tulangan total.

$$\begin{aligned} n_{\text{total}} &= (n_{\text{arah x}} + n_{\text{arah y}}) - 4 \\ &= 8 + 8 - 4 \\ &= 12 \text{ batang} \end{aligned}$$

$$\text{Tul.pakai} = 12\text{D}16$$

d. Kontrol jumlah tulangan

m = Jumlah tulangan maksimal per baris

$$\begin{aligned} m &= \frac{b - (2 \times d_s)}{(\phi_p + s_b) + 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 60)}{(16 + 40) + 1} \\ &= 4 \end{aligned}$$

≈ 4 batang tulangan

Menurut hasil perhitungan kebutuhan tulangan berdasarkan diagram Mn-Pn pada kolom K1 lantai 1 arah X dan Y, didapatkan jumlah tulangan pokok pakai untuk kolom K1 lantai 1 yaitu 12D16. Setelah dilakukan kontrol terhadap jumlah tulangan pokok pada kolom K1 lantai 1, jumlah tulangan pokok pada tiap sisi adalah berjumlah 4 batang.

Lalu dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan kolom-kolom selanjutnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 8 sehingga diperoleh dimensi pakai dan jumlah tulangan pokok yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.58.

Tabel 5. 61 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi Kolom Pakai (mm)	Tulangan Pokok Pakai	Rasio Tulangan Pakai
Lantai 1	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 2	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K4	Interior	550x550	20D19	1,875%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 3	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K4	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%

Lanjutan Tabel 5.61 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi Kolom Pakai (mm)	Tulangan Pokok Pakai	Rasio Tulangan Pakai
Lantai 4	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K4	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 5	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K4	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 6	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K4	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%

Lanjutan Tabel 5.61 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Pakai, Tulangan Pokok dan Tulangan Geser Kolom Gedung SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi Kolom Pakai (mm)	Tulangan Pokok Pakai	Rasio Tulangan Pakai
Lantai 7	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K4	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%
Lantai 8	K1	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K2	Eksterior	400x400	12D16	1,508%
	K3	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K4	Interior	500x500	16D19	1,815%
	K5	Interior	400x400	12D16	1,508%

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 1	K1	2229,979	2227,784	1,00	2413,958	2411,519	1,00
	K2	2324,290	2322,200	1,00	2029,304	2027,005	1,00
	K3	1287,612	1179,357	1,09	1223,631	1112,601	1,10
	K4	2038,989	1927,988	1,06	2179,895	2076,295	1,05
	K5	1093,329	1091,448	1,00	994,107	992,225	1,00
Lantai 2	K1	1960,044	1957,922	1,00	2399,896	2397,456	1,00
	K2	1160,338	1158,620	1,00	1245,350	1243,812	1,00
	K3	1853,091	1777,384	1,04	1706,771	1625,656	1,05
	K4	2305,797	2238,399	1,03	2206,092	2135,484	1,03
	K5	1234,115	1232,609	1,00	803,356	801,196	1,00
Lantai 3	K1	1628,760	1627,157	1,00	1763,137	1761,356	1,00
	K2	1673,256	1671,751	1,00	1460,896	1459,241	1,00
	K3	1278,280	1163,460	1,10	1215,368	1097,604	1,11
	K4	1504,895	1417,173	1,06	1608,060	1526,186	1,05
	K5	781,826	780,480	1,00	710,873	709,528	1,00

Lanjutan Tabel 5.62 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 4	K1	1323,293	1321,860	1,00	1620,252	1618,604	1,00
	K2	766,825	765,689	1,00	823,006	821,990	1,00
	K3	1142,364	1092,340	1,05	1052,688	999,091	1,05
	K4	1605,449	1555,106	1,03	1536,347	1483,607	1,04
	K5	793,078	792,111	1,00	516,260	514,872	1,00
Lantai 5	K1	1031,871	1028,975	1,00	1885,156	1883,025	1,00
	K2	844,477	841,795	1,00	1055,239	1052,244	1,00
	K3	2061,711	1945,012	1,06	1728,012	1607,195	1,08
	K4	3161,935	3068,408	1,03	2743,516	2649,988	1,04
	K5	1077,047	1074,119	1,00	466,950	464,484	1,01
Lantai 6	K1	539,413	536,564	1,01	1233,293	1230,520	1,00
	K2	501,507	498,980	1,01	576,129	573,540	1,00
	K3	1058,249	941,672	1,12	976,098	869,236	1,12
	K4	2118,216	2003,991	1,06	695,265	601,197	1,16
	K5	1048,171	1045,088	1,00	438,074	435,453	1,01

Lanjutan Tabel 5.62 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Gaya Aksial Arah X			Gaya Aksial Arah Y		
		Pn	Pu	Rasio	Pn	Pu	Rasio
Lantai 7	K1	289,079	287,249	1,01	536,077	533,462	1,00
	K2	291,329	289,281	1,01	258,760	257,138	1,01
	K3	509,016	438,452	1,16	509,016	438,452	1,16
	K4	967,386	852,988	1,13	802,810	700,668	1,15
	K5	246,076	244,285	1,01	187,407	186,122	1,01
Lantai 8	K1	57,637	57,182	1,01	92,158	91,490	1,01
	K2	72,769	72,194	1,01	62,373	61,880	1,01
	K3	273,423	233,210	1,17	233,405	199,894	1,17
	K4	349,863	303,365	1,15	150,356	130,014	1,16
	K5	82,658	82,005	1,01	49,573	49,203	1,01

Tabel 5. 63 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 1	K1	273,745	273,475	1,00	265,182	264,915	1,00
	K2	272,570	272,325	1,00	278,589	278,274	1,00
	K3	463,061	424,130	1,09	449,220	408,458	1,10
	K4	552,708	522,619	1,06	568,456	541,440	1,05
	K5	180,385	180,075	1,00	179,432	179,092	1,00
Lantai 2	K1	287,286	286,975	1,00	261,582	261,316	1,00
	K2	185,482	185,208	1,00	186,667	186,437	1,00
	K3	418,764	401,656	1,04	406,143	386,841	1,05
	K4	430,324	417,745	1,03	429,620	415,869	1,03
	K5	191,192	190,958	1,00	162,088	161,652	1,00
Lantai 3	K1	274,031	273,761	1,00	193,515	193,319	1,00
	K2	310,844	310,564	1,00	218,536	218,288	1,00
	K3	54,182	49,315	1,10	50,205	45,340	1,11
	K4	195,805	184,391	1,06	204,759	194,333	1,05
	K5	113,438	113,243	1,00	150,347	150,063	1,00

Lanjutan Tabel 5.63 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 4	K1	245,533	245,267	1,00	183,863	183,676	1,00
	K2	166,807	166,560	1,00	146,151	145,970	1,00
	K3	210,363	201,151	1,05	230,116	218,399	1,05
	K4	196,368	190,211	1,03	238,615	230,424	1,04
	K5	131,370	131,210	1,00	139,720	139,344	1,00
Lantai 5	K1	248,146	247,450	1,00	286,901	286,576	1,00
	K2	229,234	228,506	1,00	249,256	248,549	1,00
	K3	564,676	532,714	1,06	531,241	494,098	1,08
	K4	584,111	566,834	1,03	598,644	578,236	1,04
	K5	252,406	251,719	1,00	167,436	166,552	1,01
Lantai 6	K1	173,411	172,495	1,01	263,470	262,877	1,00
	K2	171,940	171,073	1,01	186,081	185,245	1,00
	K3	416,204	370,354	1,12	413,761	368,463	1,12
	K4	569,856	539,126	1,06	347,667	300,628	1,16
	K5	245,638	244,916	1,00	157,082	156,142	1,01

Lanjutan Tabel 5.63 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Aksial Kapasitas (Pn) dan Gaya Aksial Perlu (Pu) Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Momen Arah X (kNm)			Momen Arah Y (kNm)		
		Mn	Mu	Rasio	Mn	Mu	Rasio
Lantai 7	K1	133,742	132,895	1,01	177,587	176,721	1,00
	K2	130,778	129,859	1,01	130,327	129,510	1,01
	K3	317,379	273,382	1,16	317,129	273,166	1,16
	K4	397,729	350,696	1,13	370,547	323,402	1,15
	K5	121,458	120,574	1,01	117,469	116,664	1,01
Lantai 8	K1	90,858	90,140	1,01	101,376	100,641	1,01
	K2	92,848	92,115	1,01	91,311	90,589	1,01
	K3	263,967	225,145	1,17	262,645	224,936	1,17
	K4	285,737	247,761	1,15	126,444	109,336	1,16
	K5	95,406	94,652	1,01	93,104	92,409	1,01

4. Perencanaan Tulangan geser kolom

Menurut (Asroni, dkk), Tulangan geser (sengkang) dihitung berdasarkan nilai maksimum dari gaya geser yang diperlukan (V_u) yang bekerja pada kolom, yang didapatkan dari hasil output *SAP2000*. Sebagian dari nilai V_u itu akan ditahan beton ($\phi.V_c$) sedangkan sebagian lagi akan ditahan oleh tulangan geser (V_s). Tulangan geser pada kolom dihitung dalam dua dimensi, baik dalam arah horizontal (X) maupun vertikal (Y), lalu diambil tulangan geser dengan jarak tulangannya yang paling rapat.

a. Arah X

$$\text{Tulangan Sengkang } (\phi s) = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} F_{ys} &= 420 \text{ Mpa} \\ &= 0,042 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom, } b \times h = 400 \times 400$$

$$A_g = 160000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 40,924 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

$$\text{Gaya desak ultimit, } N_u = 1492,845 \text{ kN (Output SAP2000)}$$

1) Perhitungan tulangan geser.

$$\begin{aligned} \phi.V_c &= \phi \times 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14.A_g}\right) \times \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times \left(1 + \frac{68,606}{14.160000}\right) \times 1 \sqrt{30} \times 400 \times 340 \\ &= 158271,114 \text{ N} \\ &= 158,271 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\ &= \frac{40,924 - 158,271}{0,75} \\ &= -156,463 \end{aligned}$$

Karena V_s bernilai negatif atau < 0 , maka digunakan tulangan geser dengan luas $A_{v,u}$ sebagai berikut.

$$A_{v1} = 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,35 \times 400 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 500 \text{ mm}$$

$$A_{v,2} = 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 400 \times \frac{1000}{280}$$

$$= 485,126 \text{ mm}$$

$$A_{v,u} = 500 \text{ mm (dipilih yang terbesar)}$$

Digunakan tulangan geser dengan 2 kaki, diameter 12 mm dan dengan jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

2) Tulangan geser di daerah sendi plastis

$$S_{\min 1} = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\min 2} = 0,25 \times h$$

$$= 0,25 \times 400$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$S_{\min 3} = 6 \times D_p$$

$$= 6 \times 16$$

$$= 96 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 96 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)}$$

$$\approx 100 \text{ mm (pertimbangan praktis lapangan)}$$

Koreksi Sengkang untuk Desain SRPMK

$$H_c = b - 2 \times (pb + \frac{1}{2} \phi_2)$$

$$= 400 - 2 \times (40 + \frac{1}{2} \times 10)$$

$$\approx 308 \text{ mm.}$$

$$A_{ch} = b - 2 pb^2$$

$$= b - 2 \times 40^2$$

$$= 102400 \text{ mm}^2$$

$$(A_{sh}/s)_1 = 0,3 \times \left(\frac{h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right)$$

$$= 0,3 \times \left(\frac{308 \times 30}{420} \right)$$

$$= 3,713 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} (\text{Ash/s})_2 &= \left(\frac{0,09 \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \\ &= \left(\frac{0,09 \times 308 \times 30}{420} \right) \\ &= 1,98 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ perhitungan sebelumnya} = 100 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash}_1 &= (\text{Ash/s})_1 \times S_{\text{before}} \\ &= 3,791 \times 100 \\ &= 371,25 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash}_2 &= (\text{Ash/s})_2 \times S_{\text{before}} \\ &= 1,98 \times 100 \\ &= 198 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{Ash}_{\text{pakai}} = 371,25 \text{ (nilai maksimal)}$$

$$\begin{aligned} \text{AS}_{\text{minimum}} &= \frac{1}{3} \times \frac{(b \times s)}{f_{yh}} \\ &= \frac{1}{3} \times \frac{(400 \times 80)}{420} \\ &= 31,746 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash}_{\text{pakai}} \text{ syarat confinement} &= \text{nilai maksimal Ash}_{\text{pakai}} \& \text{ AS}_{\text{minimum}} \\ &= 371,250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{AS}_{\text{pakai}} \text{ dari Analisa str} = 226,195 \text{ mm}^2.$$

$$\text{AS}_{\text{pakai}} \text{ dari kedua syarat} = 371,250 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah kaki perlu} = 3,283 \approx 4 \text{ kaki}$$

$$\text{Jarak pasang} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan geser pakai} = 4\text{D}12\text{-}100$$

3) Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

$$\begin{aligned} S_{\text{min } 1} &= 0,25 \times h \\ &= 0,25 \times 400 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{min } 2} &= 6 \times D_p \\ &= 6 \times 16 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 96 \text{ mm} \\
s \text{ pakai} &= 100 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)} \\
&\approx 100 \text{ mm.} \\
\text{Jumlah kaki perlu} &= 2 \text{ kaki} \\
\text{Jarak pasang} &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tulangan geser pakai} &= 2D12-100
\end{aligned}$$

b. Arah Y

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Sengkang } (\phi s) &= 12 \text{ mm} \\
F_{ys} &= 420 \text{ Mpa} \\
&= 0,042 \text{ kN/mm}^2 \\
\text{Dimensi kolom, } b \times h &= 400 \times 400 \\
A_g &= 160000 \text{ mm}^2 \\
\text{Gaya geser ultimit, } V_u &= 49,743 \text{ kN (Output SAP2000)} \\
\text{Gaya desak ultimit, } N_u &= 1492,845 \text{ kN (Output SAP2000)}
\end{aligned}$$

1) Perhitungan tulangan geser.

$$\begin{aligned}
\phi \cdot V_c &= \phi \times 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \times \lambda \sqrt{f' c \cdot b \cdot d} \\
&= 0,75 \times 0,17 \times \left(1 + \frac{1492,845}{14 \cdot 160000}\right) \times 1 \sqrt{30 \times 400 \times 340} \\
&= 158271,114 \text{ N} \\
&= 158,271 \text{ kN} \\
V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\
&= \frac{49,743 - 158,271}{0,75} \\
&= -144,704
\end{aligned}$$

Karena V_s bernilai negatif atau < 0 , maka digunakan tulangan geser dengan luas $A_{v,u}$ sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
A_{v,1} &= 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\
&= 0,35 \times 400 \times \frac{1000}{280}
\end{aligned}$$

$$= 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{v,2} &= 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 400 \times \frac{1000}{280} \\ &= 485,126 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{v,u} = 500 \text{ mm (dipilih yang terbesar)}$$

Digunakan tulangan geser dengan 2 kaki, diameter 12 mm dan dengan jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

2) Tulangan geser di daerah sendi plastis

$$S_{\min 1} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 2} &= 0,25 \times h \\ &= 0,25 \times 400 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\min 3} &= 6 \times D_p \\ &= 6 \times 16 \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s \text{ pakai} = 96 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)}$$

$$\approx 100 \text{ mm (pertimbangan praktis di lapangan)}$$

Koreksi Sengkang untuk Desain SRPMK

$$\begin{aligned} H_c &= b - 2 \times (pb + \frac{1}{2} \phi_2) \\ &= 400 - 2 \times (40 + \frac{1}{2} \times 10) \\ &\approx 308 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= b - 2 pb^2 \\ &= b - 2 \times 40^2 \\ &= 102400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (A_{sh/s})_1 &= 0,3 \times \left(\frac{h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \\ &= 0,3 \times \left(\frac{308 \times 30}{420} \right) \\ &= 3,713 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (Ash/s)2 &= \left(\frac{0,09 \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \\
 &= \left(\frac{0,09 \times 308 \times 30}{420} \right) \\
 &= 1,98 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

S perhitungan sebelumnya = 100 mm.

$$\begin{aligned}
 Ash1 &= (Ash/s)1 \times S_{\text{before}} \\
 &= 3,791 \times 100 \\
 &= 371,25 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ash2 &= (Ash/s)2 \times S_{\text{before}} \\
 &= 1,98 \times 100 \\
 &= 198 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}$$

$$Ash_{\text{pakai}} = 371,25 \text{ (nilai maksimal)}$$

$$\begin{aligned}
 AS_{\text{minimum}} &= \frac{1}{3} \times \frac{(b \times s)}{f_{yh}} \\
 &= \frac{1}{3} \times \frac{(400 \times 80)}{420} \\
 &= 31,746 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ash_{\text{pakai}} \text{ syarat confinement} &= \text{nilai maksimal } Ash_{\text{pakai}} \text{ \& } AS_{\text{minimum}} \\
 &= 371,250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$AS_{\text{pakai}} \text{ dari Analisa str} = 226,195 \text{ mm}^2.$$

$$AS_{\text{pakai}} \text{ dari kedua syarat} = 371,250 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah kaki perlu} = 3,283 \approx 4 \text{ kaki}$$

$$\text{Jarak pasang} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan geser pakai} = 4D12-100$$

3) Tulangan geser di luar daerah sendi plastis

$$\begin{aligned}
 S_{\text{min } 1} &= 0,25 \times h \\
 &= 0,25 \times 400 \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{min } 6} &= 6 \times D_p \\
 &= 6 \times 16 \\
 &= 96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

s pakai = 100 mm (dipilih yang paling rapat)
 ≈ 100 mm.

Jumlah kaki perlu = 2 kaki

Jarak pasang = 100 mm

Tulangan geser pakai = 2D12-100

Berdasarkan perhitungan diatas diperoleh hasil untuk kolom K1 lantai 1 digunakan tulangan geser yaitu 2D12 – 100 mm pada daerah sendi plastis dan 2D12 – 100 mm pada daerah luar sendi plastis. Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan kolom lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 sampai dengan lantai 1 sehingga diperoleh tulangan geser yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.60 berikut.

Tabel 5. 64 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

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 1	K1	40,924	158271,114	< 0 (Negatif)	49,743	158271,114	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K2	46,650	149211,720	< 0 (Negatif)	44,753	149211,720	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	99,096	251708,899	< 0 (Negatif)	-89,062	251708,899	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	-96,268	273046,100	< 0 (Negatif)	-88,955	273046,100	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	-43,776	134040,043	< 0 (Negatif)	33,925	134040,043	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
Lantai 2	K1	51,878	150036,138	< 0 (Negatif)	79,944	150036,138	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K2	63,927	141932,812	< 0 (Negatif)	73,982	141932,812	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	97,879	250048,423	< 0 (Negatif)	87,415	250048,423	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	96,268	261721,022	< 0 (Negatif)	88,955	261721,022	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	63,972	128945,477	< 0 (Negatif)	42,311	128945,477	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
Lantai 3	K1	52,665	141206,040	< 0 (Negatif)	86,949	141206,040	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K2	64,111	134020,030	< 0 (Negatif)	80,974	134020,030	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	20,856	215533,507	< 0 (Negatif)	20,238	215533,507	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	-87,449	215108,642	< 0 (Negatif)	-69,137	215108,642	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	-68,706	122909,937	< 0 (Negatif)	42,228	122909,937	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100

Lanjutan Tabel 5.64 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

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	47,642	132148,681	< 0 (Negatif)	-79,303	132148,681	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K2	62,626	126007,736	< 0 (Negatif)	78,827	126007,736	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	85,624	190991,511	< 0 (Negatif)	72,903	190991,511	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	87,449	203939,660	< 0 (Negatif)	69,137	203939,660	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	67,450	116805,455	< 0 (Negatif)	40,792	116805,455	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
Lantai 5	K1	44,246	123333,382	< 0 (Negatif)	73,384	123333,382	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K2	57,545	118174,750	< 0 (Negatif)	70,034	118174,750	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	75,666	182221,232	< 0 (Negatif)	-65,798	182221,232	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	-73,432	192771,815	< 0 (Negatif)	-56,097	192771,815	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	-61,246	110976,402	< 0 (Negatif)	-37,376	110976,402	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
Lantai 6	K1	40,122	114691,836	< 0 (Negatif)	-64,462	114691,836	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K2	50,247	110781,703	< 0 (Negatif)	57,386	110781,703	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	62,344	173709,800	< 0 (Negatif)	56,294	173709,800	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	73,432	181604,320	< 0 (Negatif)	56,097	181604,320	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	61,246	110976,402	< 0 (Negatif)	37,376	110976,402	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100

Lanjutan Tabel 5.64 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom Gedung Perkantoran SRPMK

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	33,977	106284,378	< 0 (Negatif)	51,213	106284,378	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K2	41,382	103833,427	< 0 (Negatif)	40,381	103833,427	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	-47,368	165579,881	< 0 (Negatif)	-47,149	165579,881	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	-50,980	170437,306	< 0 (Negatif)	-38,756	170437,306	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	-38,341	101386,928	< 0 (Negatif)	-26,521	101386,928	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
Lantai 8	K1	30,915	98126,908	< 0 (Negatif)	-46,315	98126,908	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K2	37,158	97817,433	< 0 (Negatif)	33,772	97817,433	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100
	K3	28,016	157849,103	< 0 (Negatif)	21,850	157849,103	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K4	50,980	159274,011	< 0 (Negatif)	38,756	159274,011	< 0 (Negatif)	4D12-100	2D12-100
	K5	36,843	97235,117	< 0 (Negatif)	22,026	97235,117	< 0 (Negatif)	3D12-100	2D12-100

5.5.6 Desain Balok

1. Rekapitulasi gaya dalam

Pada elemen balok gaya dalam adalah nilai terbesar dari analisis struktur yang didapatkan dari kombinasi pembebanan yang dimasukkan kedalam prosedur desain menggunakan *Software SAP2000*. Dalam perencanaan gedung perkantoran ini gaya dalam pada balok yang dipakai ialah gaya aksial, gaya geser dan momen. Gaya dalam tersebut diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* yang dapat dilihat pada Tabel 5.61 berikut.

Tabel 5. 65 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Dimensi Awal	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T _u (kNm)
				M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u (kN)	M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u (kN)	
Lantai 1	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-140,512	99,293	-117,860	-117,725	97,796	116,226	-26,228
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-86,463	59,695	-70,994	-71,444	59,683	61,750	23,114
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-74,753	33,382	-66,046	-53,897	33,387	48,951	15,235
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-46,324	37,814	-55,529	-45,979	37,957	54,915	-1,806
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-40,639	19,645	-38,270	-40,603	21,992	38,258	2,095
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-19,054	8,648	-34,572	-3,216	12,549	25,350	2,450
Lantai 2	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-167,497	138,896	150,719	-163,891	134,347	155,719	32,264
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-101,387	85,156	73,770	-95,718	85,132	77,495	32,479
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-86,023	49,600	70,574	-68,442	49,588	60,202	18,965
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-61,495	53,941	65,750	-62,885	53,798	72,081	2,262
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-40,748	19,630	19,807	-40,681	21,977	38,275	3,382
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-23,457	8,676	34,597	-12,394	12,567	27,213	3,382
Lantai 3	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-175,508	143,584	157,240	-171,721	136,513	163,572	33,322
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-107,513	91,873	77,681	-102,754	91,521	81,496	35,148
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-89,769	54,452	72,167	-73,252	54,436	63,404	19,844
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-63,856	56,966	69,376	-66,565	56,826	75,708	2,407
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-41,430	19,644	19,799	-41,355	21,983	38,296	3,212
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-24,216	8,716	34,610	-12,995	12,563	27,226	3,663

Lanjutan Tabel 5.65 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T _u (kNm)
				M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	
Lantai 4	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-172,694	136,768	145,159	-169,312	129,936	151,491	32,128
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-103,341	88,283	74,738	-99,662	87,488	78,927	34,798
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-89,026	52,284	71,810	-71,060	52,265	61,943	19,218
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-59,896	53,453	58,163	-63,476	53,273	72,607	2,289
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-41,278	19,649	19,793	-41,185	21,984	38,311	3,467
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-18,743	8,685	34,621	-4,629	12,565	27,237	2,400
Lantai 5	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-163,432	120,430	128,544	-160,364	83,807	93,413	-30,257
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-96,901	78,181	-82,879	-90,034	76,943	72,469	32,480
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-85,426	45,703	-70,576	-64,475	45,684	57,552	17,631
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-52,203	45,611	-60,667	-55,959	45,419	65,073	-2,127
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-40,938	12,685	-38,366	-23,914	21,986	31,388	-5,132
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-18,402	8,688	-34,618	-2,055	12,564	-6,510	2,269
Lantai 6	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-149,798	97,199	99,734	-147,154	68,059	85,338	-26,172
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-89,630	63,890	-72,192	-75,862	63,200	64,540	28,915
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-80,016	37,012	-68,160	-55,220	37,120	51,381	15,477
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-44,620	35,474	-49,955	-47,664	34,898	54,754	1,678
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-40,964	12,687	-38,375	-23,901	21,985	31,394	-4,472
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-17,924	8,692	34,633	-1,654	12,566	-5,810	-2,037

Lanjutan Tabel 5.65 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Balok Pakai	Keterangan	Area Tumpuan			Area Lapangan			T _u (kNm)
				M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	M _u ⁻ (kNm)	M _u ⁺ (kNm)	V _u , (kN)	
Lantai 7	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-135,941	73,820	-83,680	-133,798	71,614	81,152	-21,704
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-81,332	48,576	-61,574	-61,579	49,069	56,443	24,956
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-73,949	27,478	-65,502	-45,046	28,755	44,597	13,011
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-36,904	26,886	-39,354	-40,195	24,441	44,322	-1,138
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-40,997	12,702	-38,389	-23,893	21,992	31,407	-3,804
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-17,888	4,653	-34,626	-3,182	12,558	15,346	1,907
Lantai 8	B1	BI1 (400 x 550)	Balok Induk	-63,236	50,247	38,504	-61,774	49,321	-37,272	-15,713
	B2	BI2 (350 x 450)	Balok Induk	-50,944	33,865	-32,253	-42,126	33,924	31,363	18,103
	B3	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-37,900	22,899	25,184	-33,419	22,876	24,234	7,232
	B4	BI3 (300 x 400)	Balok Induk	-25,646	21,174	21,666	-29,476	18,064	-26,935	2,004
	B5	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-24,337	7,325	-21,277	-17,179	12,412	17,399	-3,539
	B6	BA1 (200 x 300)	Balok Anak	-6,536	2,424	8,628	3,383	0,855	-0,797	0,383

3. Kontrol kecukupan dimensi balok

Menurut (Asroni, dkk), kontrol kecukupan dimensi balok dapat didefinisikan berupa kontrol terhadap beban momen lentur (M_u) dan beban momen puntir atau torsi (T_u) yang terdapat pada elemen balok. Kontrol terhadap momen perlu balok harus mempertimbangkan berbagai kombinasi beban yaitu beban mati, beban hidup, dan beban gempa yang dinyatakan dalam kuat perlu (U). Dalam perencanaan ini 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)	= 400 mm
Tinggi balok (h)	= 550 mm
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa = 0,03 kN/mm ²
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm ² = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm ²
Modulus Elastisitas baja (E_s)	= 200000 MPa = 200 kN/mm ²
Regangan kritis beton (ϵ_c)	= 0,003
Regangan kritis baja (ϵ_y)	= $\frac{f_y}{E_s}$ = $\frac{420}{200000}$ = $2,10 \times 10^{-3}$
Tebal selimut beton (sb)	= 40 mm
Tulangan Pokok (ϕ_p)	= 16 mm
Tulangan Sengkang (ϕ_s)	= 10 mm
β_1	= $0,85 - \frac{0,05(f'_c-28)}{7}$ = $0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$

$$= 0,836$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan } (\phi) = 0,90$$

b. Kecukupan dimensi balok

Pada sampel balok B1 pada lantai 1 area tumpuan, diperoleh $M_{u \max}$ bertanda negatif atau $M_{u \max}^{(-)}$ yaitu sebesar 98,383 kNm yang terjadi pada area tumpuan.

1) Kontrol terhadap tulangan momen.

a) Perhitungan tulangan

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 140,512 \text{ kNm} \\ &= 140512400 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2} \\ &= 58 + \frac{41}{2} \\ &= 78,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 550 - 78,5 \\ &= 471,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{140512400}{0,9 \times 400 \times 471,5^2} \\ &= 1,756 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$K_{\text{maks}} = \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \times 0,836 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,836)}{(600 + 420)^2}$$

$$= 7,1 \text{ MPa.}$$

Karena nilai $K < K_{\text{maks}}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f_c}} \right) \times d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,756}{0,85 \times 30}} \right) \times 471,5$$

$$= 33,665 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times f_c \times a \times b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 33,665 \times 400}{420}$$

$$= 654,062 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 400 \times 471,5}{420}$$

$$= 502,933 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 400 \times 471,5}{420}$$

$$= 491,907 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} = 654,062 \text{ mm}^2$ (diambil yang terbesar).

b) Kebutuhan tulangan

Rencana tulangan = 1 baris

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$= 201,06 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}}$$

$$= \frac{654,062}{201,06}$$

$$= 3,253$$

≈ 4 batang tulangan

c) Kontrol jumlah tulangan

$$m = \frac{b - (2 \times ds_1)}{(\phi_p + S_{nv}) + 1}$$

$$= \frac{400 - (2 \times 58)}{(16 + 40) + 1}$$

$$= 6,071$$

≈ 6 batang tulangan

Cek syarat = $n \leq m$

$$= 4 \leq 6$$

= Memenuhi Syarat

Menurut hasil perhitungan kebutuhan tulangan, jumlah 4 batang tulangan memenuhi untuk dipasang 1 baris oleh sebab itu ukuran balok 400 x 550 mm sudah cukup. Tetapi karena tulangan yang direncanakan 2 baris, maka dimensi balok perlu diperkecil agar tidak terjadi pemborosan.

2) Kontrol ulang terhadap tulangan momen

Lebar balok (b) = 300 mm

Tinggi balok (h) = 400 mm

a) Perhitungan tulangan.

$$M_u^{(-)} = 140,512 \text{ kNm}$$

$$= 140512400 \text{ Nmm}$$

$$ds_1 = sb + \phi_s + \frac{\phi_p}{2}$$

$$= 40 + 10 + \frac{16}{2}$$

$$= 58 \text{ mm}$$

$$ds_2 = \phi_p + S_{nv}$$

$$= 16 + 25$$

$$= 41 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 ds &= ds_1 + \frac{ds_2}{2} \\
 &= 58 + \frac{41}{2} \\
 &= 78,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - ds \\
 &= 400 - 78,5 \\
 &= 371,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{140512400}{0,9 \times 400 \times 371,5^2} \\
 &= 3,771 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{maks} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
 &= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
 &= 7,1 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $K < K_{maks}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d \\
 &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,771}{0,85 \times 30}} \right) \times 371,5 \\
 &= 59,738 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 59,738 \times 400}{420} \\
 &= 870,474 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 400 \times 371,5}{420} \\
 &= 297,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 400 \times 371,5}{420}$$

$$= 290,684 \text{ mm}^2$$

b) Kebutuhan tulangan

Rencana tulangan = 2 baris

A_s pakai = 870,474 mm² (diambil yang terbesar)

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$= 201,06 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}}$$

$$= \frac{870,474}{201,06}$$

$$= 4,329$$

≈ 5 batang tulangan

c) Kontrol jumlah tulangan

$$m = \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi_p + S_{nv}) + 1}$$

$$= \frac{400 - (2 \times 58)}{(16 + 40) + 1}$$

$$= 4,286$$

≈ 4 batang tulangan.

Cek syarat = $n \leq m$

= $4 \leq 4$ Tulangan atas memenuhi syarat

= $1 \leq 4$ Tulangan bawah memenuhi syarat

Jika diperhatikan dari perhitungan kontrol terhadap tulangan momen diatas, jumlah tulangan 5 batang cukup untuk dipasang 2 baris sehingga ukuran balok 300 x 400 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 = 14,152 kNm, sehingga besar torsi yang ditahan oleh 1 tumpuan balok adalah setengah dari nilai T_u atau sebesar 7,076 kNm.

$$T_{u \text{ maks}} = 26,228 \text{ kNm}$$

$$= 26228200 \text{ Nmm}$$

$$T_u = \frac{T_{u \text{ maks}}}{2}$$

$$= \frac{26228200}{2}$$

$$= 13114100 \text{ Nmm}$$

$$= 13,114 \text{ kNm}$$

$$V_u = 117,860 \text{ kN}$$

$$= 117860 \text{ N}$$

$$A_h = \text{Luas batas begel terluar}$$

$$= (b - 2 \times sb) \times (h - 2 \times sb)$$

$$= (300 - 2 \times 40) \times (400 - 2 \times 40)$$

$$= 81400 \text{ mm}^2$$

$$P_h = \text{Keliling batas begel terluar}$$

$$= 2 \times ((b - 2 \times sb) + (h - 2 \times sb))$$

$$= 2 \times ((300 - 2 \times 40) + (400 - 2 \times 40))$$

$$= 1180 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 371,5$$

$$= 103774,254 \text{ N}$$

c) Gaya yang bekerja pada balok akibat geser dan torsi:

$$I = \sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_h^2}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{117,860}{300 \times 326,5}\right)^2 + \left(\frac{13114100 \times 1080}{1,7 \times 71400^2}\right)^2}$$

$$= 1,734 \text{ Nmm}^2$$

d) Gaya yang mampu ditahan balok

$$II = \phi \times \left(\frac{V_c}{b \times d} + 0,66 \times \sqrt{f'_c}\right)$$

$$= 0,75 \times \left(\frac{117860}{300 \times 371,5} + 0,66 \times \sqrt{30}\right)$$

$$= 3,410 \text{ Nmm}^2$$

Dilihat dari perhitungan terhadap torsi diatas, maka dimensi balok B1 pada lantai 1 yaitu 300 x 400 mm sudah cukup.

4) Penetapan dimensi pakai balok

Didapatkan dari hasil perhitungan kontrol terhadap tulangan momen dan kontrol terhadap torsi, maka dari itu untuk balok B1 lantai 1 diperoleh dimensi pakai yaitu 300 x 400 mm.

Berikutnya dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara menyeluruh dari lantai 1 hingga lantai 8 sehingga didapatkan dimensi balok pakai yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.25.

c. Perhitungan Tulangan Longitudinal.

1) Area Tumpuan

a) Momen Negatif $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 140,512 \text{ kNm} \\ &= 140512400 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2} \\ &= 58 + \frac{41}{2} \\ &= 78,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 400 - 78,5 \\ &= 321,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{140512400}{0,9 \times 300 \times 271,5^2} \\
&= 3,771 \text{ MPa} \\
K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
&= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
&= 7,1 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Karena nilai $K < K_{\text{maks}}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d \\
&= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,771}{0,85 \times 30}} \right) \times 371,5 \\
&= 59,738 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 30 \times 59,738 \times 300}{420} \\
&= 870,474 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
&= \frac{1,4 \times 300 \times 371,5}{420} \\
&= 297,200 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} \\
&= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 300 \times 371,5}{420} \\
&= 290,684 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan atas

A_s pakai = 870,474 mm² (diambil yang terbesar)

$$\begin{aligned}
A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
&= 201,5 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{870,474}{201,5} \\
 &= 4,329 \\
 &\approx 5 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 5D16
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 297,200 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{297,200}{201,5} \\
 &= 1,478 \\
 &\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 2D13
 \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi_p + S_{nv}) + 1} \\
 &= \frac{300 - (2 \times 58)}{(16 + 25) + 1} \\
 &= 4,286 \\
 &\approx 4 \text{ batang tulangan}
 \end{aligned}$$

Cek syarat = $n \leq m$

$$= 2 \leq 4 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat}$$

b) Momen Positif $M_u^{(+)}$

$$\begin{aligned}
 M_u^{(+)} &= 99,293 \text{ kNm} \\
 &= 99292500 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ds1 &= sb + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 10 + \frac{16}{2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 58 \text{ mm} \\
ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\
&= 16 + 25 \\
&= 41 \text{ mm} \\
d &= h - ds \\
&= 450 - 58 \\
&= 392,0 \text{ mm} \\
K &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
&= \frac{99292500}{0,9 \times 300 \times 271,5^2} \\
&= 2,393 \text{ MPa} \\
K_{maks} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
&= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2} \\
&= 7,1 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Karena nilai $K < K_{maks}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d \\
&= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,393}{0,85 \times 30}} \right) \times 371,5 \\
&= 38,700 \text{ mm} \\
A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 30 \times 38,700 \times 300}{420} \\
&= 583,915 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
&= \frac{1,4 \times 300 \times 371,5}{420} \\
&= 313,600 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 300 \times 371,5}{420} \\
 &= 306,725 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan atas

$$A_s \text{ pakai} = 563,915 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{563,915}{201,5} \\
 &= 2,805 \\
 &\approx 3 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 3D16
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 313,600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{313,600}{201,5} \\
 &= 1,56 \\
 &\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
 &\approx 2D16
 \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{b - (2 \times ds)}{(\phi + S_{nv}) + 1} \\
 &= \frac{300 - (2 \times 58)}{(16 + 25) + 1}
 \end{aligned}$$

$$= 4,286$$

≈ 4 batang tulangan

Cek syarat = $n \leq m$

$$= 2 \leq 4 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat}$$

$$= 2 \leq 4 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}$$

c) Penetapan Tulangan Longitudinal Pakai

Berdasarkan hasil perhitungan pada 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 $M_u^{(-)}$

$$M_u^{(-)} = 117,725 \text{ kNm}$$

$$= 117724700 \text{ Nmm}$$

$$ds = ds1 + \frac{ds2}{2}$$

$$= 58 + \frac{41}{2}$$

$$= 78,5 \text{ mm}$$

$$d = h - ds$$

$$= 450 - 78$$

$$= 392 \text{ mm}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{117724700}{0,9 \times 300 \times 392^2}$$

$$= 2,837 \text{ MPa}$$

$$K_{maks} = \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'_c \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \times 0,8357 \times 30 \times (600 + 420 - 225 \times 0,8357)}{(600 + 420)^2}$$

$$= 7,100 \text{ MPa}$$

Karena nilai $K < K_{maks}$ maka balok dihitung dengan menggunakan tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K}{0,85 \times f'_c}}\right) \times d \\
 &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,837}{0,85 \times 30}}\right) \times 371,5 \\
 &= 46,361 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 46,361 \times 300}{420} \\
 &= 675,541 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 300 \times 371,5}{420} \\
 &= 313,600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 300 \times 371,5}{420} \\
 &= 306,725 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan atas

$$A_s \text{ pakai} = 675,541 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ Pakai}}{A_{ds}} \\
 &= \frac{675,541}{201,5}
 \end{aligned}$$

$$= 3,360$$

≈ 4 batang tulangan

$$\approx 4D16$$

Kebutuhan tulangan bawah

$$A_s \text{ pakai} = 313,600 \text{ mm}^2$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
&= 201,5 \text{ mm}^2 \\
n &= \frac{As \text{ Pakai}}{Ads} \\
&= \frac{313,6}{201,5} \\
&= 1,560 \\
&\approx 2 \text{ batang tulangan} \\
&\approx 2D16
\end{aligned}$$

Kontrol jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
m &= \frac{b - (2 \times ds \ 1)}{(\phi p + S_{nv}) + 1} \\
&= \frac{300 - (2 \times 58)}{(16 + 25) + 1} \\
&= 4,286 \\
&\approx 4 \text{ batang tulangan}
\end{aligned}$$

Cek syarat = $n \leq m$

$$= 4 \leq 4 \text{ Tulangan atas memenuhi syarat}$$

$$= 2 \leq 4 \text{ Tulangan bawah memenuhi syarat}$$

b) Penetapan Tulangan Longitudinal Pakai

Hasil yang diperoleh dari perhitungan yang meninjau momen positif atau $M_u^{(+)}$ dan momen negatif atau $M_u^{(-)}$ pada balok B1 lantai 1 area lapangan maka didapatkan jumlah tulangan yang terbesar yaitu untuk tulangan atas 4D16 dan untuk tulangan bawah 2D16.

Setelah itu juga dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya secara keseluruhan dari lantai 1 hingga lantai 8 maka diperoleh kebutuhan tulangan longitudinal baik area tumpuan maupun lapangan yang hasilnya akan direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.25.

5) Kontrol momen kapasitas desain area tumpuan

$$\text{Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

a) Momen Negatif, $M_u^{(-)}$

$$M_u^{(-)} = 140,512 \text{ kNm}$$

$$= 140512400 \text{ Nmm}$$

$$ds \ 1 = sb + \emptyset s + \frac{\emptyset p}{2}$$

$$= 40 + 10 + \frac{16}{2}$$

$$= 58 \text{ mm}$$

$$ds \ 2 = \emptyset p + S_{nv}$$

$$= 16 + 25$$

$$= 41 \text{ mm}$$

$$ds = ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2}$$

$$= 58 + \frac{41}{2}$$

$$= 78,5 \text{ mm}$$

$$d's = 58 \text{ mm}$$

$$d = h - ds$$

$$= 450 - 78,5$$

$$= 371,5 \text{ mm}$$

$$d_d = h - ds_1 - ds_2$$

$$= 450 - 58,5 - 41$$

$$= 351 \text{ mm}$$

$$A_s = 5D16$$

$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset p^2$$

$$= 1005,310 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 3D16$$

$$= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset p^2$$

$$= 603,186 \text{ mm}^2$$

$$a_1 = \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f_c \times b}$$

$$= \frac{(1005,186 - 603,186) \times 420}{0,85 \times 30 \times 300}$$

$$= 27,597 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a'_{\min \text{ leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 58}{600 - 420} \\
 &= 387,771 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p &= \frac{600 \times As' - As \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{600 \times 1005,186 - 603,186 \times 420}{1,7 \times 30 \times 300} \\
 &= -10,842 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times As'}{0,85 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 55 \times 603,186}{0,85 \times 30 \times 300} \\
 &= 2293,120
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
 &= (\sqrt{-10,842^2 + 2293,120}) - (-10,842) \\
 &= 59,940 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a'_{\max \text{ leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times dd}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 0,8357 \times 351}{600 - 420} \\
 &= 156,446 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 a_1 < a'_{\min \text{ leleh}} &= 27,597 < 387,771 \\
 &= \text{tulangan tekan belum leleh (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_2 < a'_{\max \text{ leleh}} &= 59,940 < 156,446 \\
 &= \text{Sudah leleh seluruhnya (OK)}
 \end{aligned}$$

$$a \text{ pakai} = 59,940$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\
 &= \frac{600 \times (59,940 - 0,8357 \times 58)}{59,940} \\
 &= 114,801 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 59,940 \times 300 \times \left(371,5 - \frac{59,940}{2}\right) \\
 &= 156605607,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ns} &= A_s' \times f'_s \times (d - d's) \\
 &= 603,186 \times 114,801 \times (371,5 - 58) \\
 &= 21708697,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n^- &= M_{nc} + M_{ns} \\
 &= 156605607,9 \text{ Nmm} + 21708697,6 \\
 &= 178314305,5 \text{ Nmm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mn Kapasitas} &= \phi M_n \\
 &= 0,9 \times 178314305,5 \\
 &= 160482874,9 \text{ Nmm} \\
 &= 160,482 \text{ Nm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek Syarat} &= \phi M_n \geq M_u \\
 &= 160,482 \text{ kNm} \geq 140,512 \text{ kNm (Aman)}
 \end{aligned}$$

b) Momen Positif, M_u^+

$$\begin{aligned}
 M_u^{(+)} &= 99,293 \text{ kNm} \\
 &= 99292500 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds \ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\
 &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\
 &= 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds \ 2 &= \phi p + S_{nv} \\
 &= 16 + 25 \\
 &= 41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d's &= ds \ 1 + \frac{ds \ 2}{2} \\
 &= 58 + \frac{41}{2} \\
 &= 78,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$ds = 58 \text{ mm}$$

$$d = d_d = h - ds$$

$$= 450 - 58$$

$$= 392 \text{ mm}$$

$$A_s = 5D16$$

$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= 1005,310 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 3D13$$

$$= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= 603,186 \text{ mm}^2$$

$$a = -27,597$$

$$a_{\text{min leleh}} = 524,829$$

$a < a_{\text{min leleh}}$, maka tulangan tekan belum leleh

$$p = \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b}$$
$$= \frac{600 \times 603,4310 - 1005,310 \times 420}{1,7 \times 30 \times 300}$$

$$= 18,726 \text{ mm}$$

$$q = \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b}$$
$$= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5 \times 603,186}{0,85 \times 30 \times 300}$$

$$= 5172,698$$

$$a_1 = \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f_c \times b}$$
$$= \frac{(1005,310 - 603,186) \times 420}{0,85 \times 30 \times 300}$$

$$= -27,597 \text{ mm}$$

$$a_2 = (\sqrt{p^2 + q}) - p$$
$$= (\sqrt{18,726^2 + 5172,698}) - 18,726$$
$$= 55,593 \text{ mm}$$

$$a'_{\text{min leleh}} = \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5}{600 - 420} \\
&= 524,829 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d}{600 + f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 392}{600 - 420} \\
&= 174,720 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
a_1 < a'_{\text{min leleh}} &= -27,327 < 524,829 \\
&= \text{tulangan tekan belum leleh (OK)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a_2 < a'_{\text{max leleh}} &= 55,593 > 174,720 \\
&= \text{tulangan tarik sudah leleh (OK)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f'_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\
&= \frac{600 \times (55,593 - 0,8357 \times 78,5)}{55,593} \\
&= -108,041 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nc} &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2}) \\
&= 0,85 \times 30 \times 55,593 \times 300 \times (371,5 - \frac{55,593}{2}) \\
&= 154890952,3 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{ns} &= A_s' \times f'_s \times (d - d's) \\
&= 1005,310 \times 0 \times (392 - 78,5) \\
&= 0 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n^+ &= M_{nc} + M_{ns} \\
&= 154890952,3 + 0 \\
&= 154890952,3 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n \text{ Kapasitas} &= \phi M_n \\
&= 0,9 \times 154890952,3 \text{ Nmm} \\
&= 139401857,1 \text{ Nmm} \\
&= 139,401 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Cek Syarat} &= \phi M_n \geq M_u \\
&= 139,401 \text{ kNm} \geq 99,293 \text{ kNm (Aman)}
\end{aligned}$$

6) Kontrol momen kapasitas desain area lapangan

$$\text{Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

a) Momen Negatif, $M_u^{(-)}$

$$\begin{aligned} M_u^{(-)} &= 117,725 \text{ kNm} \\ &= 117724700 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds\ 1 &= sb + \phi s + \frac{\phi p}{2} \\ &= 40 + 10 + \frac{16}{2} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds\ 2 &= \phi p + S_{nv} \\ &= 16 + 25 \\ &= 41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$ds = 78,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 450 - 78,5 \\ &= 371,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_d &= h - ds1 - ds2 \\ &= 450 - 58 - 41 \\ &= 351 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4D16 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 804,248 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s' &= 3D16 \\ &= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 603,186 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{(A_s' - A_s) \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\ &= \frac{(804,248 - 603,186) \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\ &= 13,798 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a'_{\text{min leleh}} = \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5}{600 - 420} \\
&= 387,771 \text{ mm} \\
p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 603,186 - 804,248 \times 420}{1,7 \times 30 \times 300} \\
&= -3,942 \text{ mm} \\
q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5 \times 603,186}{0,85 \times 30 \times 300} \\
&= 2293,120 \\
a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
&= (\sqrt{-3,942^2 + 2293,120}) - (-3,942) \\
&= 51,991 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d}{600 + f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 351}{600 - 420} \\
&= 156,446 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
a_1 < a'_{\text{min leleh}} &= 13,798 < 387,771 \\
&= \text{tulangan tekan belum leleh (OK)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a_2 < a'_{\text{max leleh}} &= 51,991 < 156,446 \\
&= \text{tulangan tarik sudah leleh seluruhnya (OK)}
\end{aligned}$$

$$a \text{ pakai} = 51,991$$

$$\begin{aligned}
f_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\
&= \frac{600 \times (51,991 - 0,8357 \times 78,5)}{51,991} \\
&= 40,617 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$M_{nc} = 0,85 \times f_c \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 51,991 \times 300 \times \left(371,5 - \frac{51,991}{2}\right)$$

$$= 137417733,1 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \times f_s' \times (d - d's)$$

$$= 402,124 \times 40,617 \times (371,5 - 58)$$

$$= 7680571,819 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 137417733,1 \text{ Nmm} + 7680571,819$$

$$= 145098304,9 \text{ Nmm.}$$

$$M_n \text{ Kapasitas} = \phi M_n$$

$$= 0,9 \times 145098304,9 \text{ Nmm}$$

$$= 130588474,4 \text{ Nmm}$$

$$= 130,588 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek Syarat} = \phi M_n \geq M_u$$

$$= 130,588 \text{ kNm} \geq 117,725 \text{ kNm (OK AMAN)}$$

b) Momen Positif, M_u^+

$$M_u^{(-)} = 97,795 \text{ kNm}$$

$$= 97795600 \text{ Nmm}$$

$$ds \ 1 = sb + \phi s + \frac{\phi p}{2}$$

$$= 40 + 10 + \frac{16}{2}$$

$$= 58 \text{ mm}$$

$$ds \ 2 = \phi p + S_{nv}$$

$$= 16 + 25$$

$$= 41 \text{ mm}$$

$$ds = 58 \text{ mm}$$

$$d = h - ds$$

$$= 450 - 58$$

$$= 392 \text{ mm}$$

$$d_d = h - ds1$$

$$= 450 - 58$$

$$= 392 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
A_s &= 4D16 \\
&= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 804,248 \text{ mm}^2 \\
A_s' &= 3D16 \\
&= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 603,186 \text{ mm}^2 \\
a_1 &= \frac{(A_s' - A_s) \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{(603,248 - 804,248) \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\
&= -13,798 \text{ mm} \\
a'_{\text{min leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's}{600 - f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5}{600 - 420} \\
&= 524,829 \text{ mm} \\
p &= \frac{600 \times A_s' - A_s \times f_y}{1,7 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 603,186 - 804,248 \times 420}{1,7 \times 30 \times 300} \\
&= 10,842 \text{ mm} \\
q &= \frac{600 \times \beta_1 \times d's \times A_s'}{0,85 \times f_c \times b} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 78,5 \times 603,186}{0,85 \times 30 \times 300} \\
&= 4138,159 \\
a_2 &= (\sqrt{p^2 + q}) - p \\
&= (\sqrt{10,842^2 + 4138,159}) - (10,842) \\
&= 54,394 \text{ mm} \\
a'_{\text{max leleh}} &= \frac{600 \times \beta_1 \times d}{600 + f_y} \\
&= \frac{600 \times 0,8357 \times 392}{600 + 420} \\
&= 174,720 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned} a_1 < a'_{\min \text{ leleh}} &= -13,798 < 524,829 \\ &= \text{tulangan tekan belum leleh (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_2 < a'_{\max \text{ leleh}} &= 54,394 < 174,720 \\ &= \text{tulangan tarik sudah leleh (OK)} \end{aligned}$$

$$a \text{ pakai} = 54,394$$

$$\begin{aligned} f'_s &= \frac{600 \times (a - \beta_1 \times d's)}{a} \\ &= \frac{600 \times (54,394 - 0,8357 \times 78,5)}{54,394} \\ &= 65,331 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \times 30 \times 54,394 \times 300 \times \left(371,5 - \frac{54,394}{2}\right) \\ &= 151800032 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ns} &= A_s' \times f'_s \times (d - d's) \\ &= 603,186 \times 65,331 \times (392 - 78,5) \\ &= 13161859,06 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= M_{nc} + M_{ns} \\ &= 151800032 + 13161859,06 \\ &= 164961891 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ Kapasitas} &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,9 \times 164961891 \\ &= 148465701,9 \text{ Nmm} \\ &= 148,465 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Syarat} &= \phi M_n \geq M_u \\ &= 148,465 \text{ kNm} \geq 97,796 \text{ kNm (AMAN)} \end{aligned}$$

f. Perhitungan Tulangan Geser

Menurut (Asroni, dkk), tulangan geser dapat direncanakan berdasarkan gaya geser perlu (V_u) maksimumnya yang bekerja pada elemen balok yang mana didapat dari *output SAP2000*. Nilai V_u bisa diambil pada jarak

dari muka kolom (V_{ud}). Nilai V_{ud} tersebut akan ditahan oleh beton ($\phi \cdot V_c$) sedangkan yang 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

$$V_u \text{ Tumpuan} = 117,860 \text{ kN}$$

$$= 117860 \text{ N}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 116,226 \text{ kN}$$

$$= 116226 \text{ N}$$

$$\text{Lebar balok (b)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok (h)} = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$= 0,03 \text{ kN/mm}^2$$

$$\text{Mutu Baja Tulangan (f_y)} = 420 \text{ MPa untuk } > \text{ D13}$$

$$= 0,042 \text{ kN/mm}^2$$

$$= 280 \text{ MPa untuk } < \text{ D13}$$

$$= 0,028 \text{ kN/mm}^2$$

$$\text{Tebal selimut beton (sb)} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok (\phi_p)} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Sengkang (\phi_s)} = 10 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$$

$$= 0,85 - \frac{0,05 \cdot (30 - 28)}{7}$$

$$= 0,8357$$

$$d = 392 \text{ mm}$$

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

$$= 7 \text{ m}$$

$$\frac{1}{2} \text{ Bentang, } L_L = 3500 \text{ mm}$$

$$= 3,5 \text{ m}$$

$$\frac{1}{4} \text{ Bentang, } L_T = 1750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
&= 1,75 \text{ m} \\
\text{Dimensi Kolom, bh} &= 550 \text{ mm} \\
&= 0,55 \text{ m} \\
\text{Faktor reduksi, } \phi &= 0,75 \\
\text{Faktor modifikasi, } \lambda &= 1
\end{aligned}$$

2) Perhitungan kekuatan geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}
V_{c1} &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\
&= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 392 \\
&= 103774,254 \text{ N} \\
&= 103,774 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\rho_w &= \frac{A_s}{b \times d} \\
&= \frac{3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^3}{300 \times 392} \\
&= 0,0090
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{c2} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + 17 \times \rho_w \times \frac{V_u \times d}{M_u}) \times b \times d \\
&= (0,16 \times 1 \times \sqrt{30} + 17 \times 0,009 \times \frac{116,226 \times 392}{140512400}) \times 300 \times 392 \\
&= 97675,212 \text{ N} \\
&= 97,675 \text{ kN (Area Tumpuan)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{c2} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + 17 \times \rho_w \times \frac{V_u \times d}{M_u}) \times b \times d \\
&= (0,16 \times 1 \times \sqrt{30} + 17 \times 0,009 \times \frac{116,226 \times 392}{140512400}) \times 300 \times 392 \\
&= 97675,212 \text{ N} \\
&= 97,675 \text{ kN (Area Lapangan)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{c3} &= (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + 17 \times \rho_w) \times b \times d \\
&= (0,16 \times 1 \times \sqrt{30} + 17 \times 0,009) \times 300 \times 392 \\
&= 114760,150 \text{ N} \\
&= 114,760 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$V_{c4} = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + 17 \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
&= 0,29 \times 1 \times \sqrt{30} + 17 \times 300 \times 392 \\
&= 177026,669 \text{ N} \\
&= 177,026 \text{ kN.}
\end{aligned}$$

V_c pakai = 97,675 kN (diambil nilai terkecil)

$$\begin{aligned}
V_c \text{ maks} &= V_c + 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
&= 97,675 + 0,66 \times \sqrt{30} \times 300 \times 392 \\
&= 500563,494 \text{ N} \\
&= 500,563 \text{ kN.}
\end{aligned}$$

Syarat penampang mampu menahan gaya geser

$$\begin{aligned}
\text{Cek} &= V_u \text{ Tumpuan} \leq \phi \cdot V_c \text{ maks} \\
&= 117,860 \leq 375,423 \text{ (OK dimensi balok cukup)}
\end{aligned}$$

3) Klasifikasi nilai V_u tumpuan dan V_u lapangan

$$V_u \text{ Tumpuan} = 117,860 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 116,226 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
V_{ud1} &= \frac{1}{2} \phi \cdot V_c \\
&= 36,628 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{ud2} &= \phi \cdot V_c \\
&= 73,256 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{ud3} &= \phi \cdot (V_c + 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \\
&= 0,75 \times (500,563 + 0,33 \times \sqrt{30} \cdot 300 \times 392) \\
&= 224,340 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{ud4} &= \phi \cdot V_c \text{ maks} \\
&= 0,75 \times 500,563 \\
&= 375,423 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Diperoleh hasil:

$$\text{Area Tumpuan} = V_u < \phi (V_c + 0,33 \times \text{sqrt } f'_c \times b \times d)$$

$$\text{Area Tumpuan} = 117,860 < 224,340 \text{ (ZONA III)}$$

$$\text{Area Lapangan} = V_u < V_u < \phi (V_c + 0,33 \times \text{sqrt } f'_c \times b \times d)$$

$$\text{Area Lapangan} = 117,860 < 224,340 \text{ (ZONA III)}$$

4) Kebutuhan Tulangan Geser

a) Area Tumpuan

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\&= \frac{117,860}{0,75} - 97,675 \\&= 59,471 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s \text{ maks}} &= 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\&= 0,66 \times \sqrt{30} \times 300 \times 392 \\&= 402888,282 \text{ N} \\&= 402,888 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} V_{s \text{ maks}} &= 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\&= 0,33 \times \sqrt{30} \times 300 \times 323,5 \\&= 201444,141 \text{ N} \\&= 201,444 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek} &= V_s < V_{s \text{ maks}} \\&= 59,471 < 402,888 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Karena nilai $V_s < \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}}$, maka

$$\begin{aligned}s_1 &= \frac{d}{2} \\&= \frac{371,5}{2} \\&= 185,750 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s_2 &= \frac{1}{4} \times d \\&= 92,875 \text{ mm.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s_3 &= 6 \times D_p \\&= 96 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$s_4 = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}s \text{ pakai} &= 90 \text{ mm (diambil nilai terkecil dan lebih aman)} \\&= 100 \text{ mm (pertimbangan prkatis lapangan)}\end{aligned}$$

Luas begel per meter panjang balok ($A_{v,u}$)

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_s \times S}{f_{ys} \times d} \\ &= \frac{59,471 \times 100}{280 \times 392} \\ &= 42,8798 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser dengan diameter 10 mm dengan

Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki, } n &= \frac{A_v}{A_s} \\ &= \frac{42,879}{78,540} \\ &= 0,358 \\ &\approx 2 \text{ kaki} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ aktual}} &= n \times A_s \\ &= 2 \times 78,540 \\ &= 157,080 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ aktual}} &= \frac{A_{v \text{ aktual}} \times f_{ys} \times d}{S} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 392}{100} \\ &= 217,859 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol syarat} &= V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_{s \text{ aktual}}) \\ &= 117,860 \leq 0,75 \cdot (97,675 + 217,859) \\ &= 70,219 \leq 236,651 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\text{Rekap} = 2D10-100 \text{ mm}$$

b) Area Lapangan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{116,226}{0,75} - 97,675$$

$$= 59,471 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ maks}} = 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{30} \times 300 \times 392$$

$$= 402888,282 \text{ N}$$

$$= 402,888 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_{s \text{ maks}} = 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,33 \times \sqrt{30} \times 300 \times 323,5$$

$$= 201444,141 \text{ N}$$

$$= 201,444 \text{ kN}$$

$$\text{Cek} = V_s < V_{s \text{ maks}}$$

$$= 59,471 < 402,888 \text{ (OK)}$$

Karena nilai $V_s < \frac{1}{2} V_{s \text{ maks}}$, maka

$$s1 = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{371,5}{2}$$

$$= 185,750 \text{ mm}$$

$$s2 = 600 \text{ mm}$$

$$s3 = 150$$

s pakai = 150 mm (diambil nilai terkecil dan lebih aman)

Luas begel per meter panjang balok ($A_{v,u}$)

$$A_v = \frac{V_s \times s}{f_{ys} \times d}$$

$$= \frac{59,471 \times 100}{280 \times 392}$$

$$= 82,618 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan geser dengan diameter 10 mm dengan

Jarak tulangan geser (s) sebagai berikut.

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki, } n &= \frac{A_v}{A_s} \\ &= \frac{42,879}{78,540} \\ &= 0,358 \\ &\approx 2 \text{ kaki} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ aktual} &= n \times A_s \\ &= 2 \times 78,540 \\ &= 157,080 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ aktual} &= \frac{A_v \text{ aktual} \times f_{ys} \times d}{S} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 392}{100} \\ &= 108,929 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol syarat} &= V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s \text{ aktual}) \\ &= 116,226 \leq 0,75 \cdot (97,675 + 108,929) \\ &= 116,226 \leq 154,954 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\text{Rekap} = 2D10-150 \text{ mm}$$

Maka dilanjutkan perhitungan tulangan geser dengan cara yang sama untuk tinjauan balok lainnya dari lantai 1 hingga lantai 8 sehingga didapatkan kebutuhan tulangan geser balok di area tumpuan maupun lapangan yang hasilnya akan direkap seluruhnya pada Tabel 5.25.

g. Perhitungan Tulangan Torsi

Pada Tabel 5.24, didapatkan nilai Torsi maksimum sebesar 14,152 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.

$$T_u = 26,228 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{2} T_u = 13,114 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 300 \times 450 \text{ mm} \\
 &= 135000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_g &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (300 + 450) \\
 &= 1500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{u \text{ min}} &= \phi \times 0,083 \times \sqrt{f_c} \times \left(\frac{A_g^2}{P_g}\right) \\
 &= 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{135000^2}{1500}\right) \\
 &= 4142631 \text{ Nmm} \\
 &= 4,142 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek} &= T_u > T_{u \text{ min}} \\
 &= 13,114 > 4,142 \text{ (Tulangan torsi diperlukan)}.
 \end{aligned}$$

2) Perhitungan torsi transversal

$$\begin{aligned}
 A_h &= (b - 2 \times s_b) \times (h - 2 \times s_b) \\
 &= (300 - 2 \times 40) \times (450 - 2 \times 40) \\
 &= 120400,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (b - 2 \times s_b + h - 2 \times s_b) \\
 &= 2 \times (300 - 2 \times 40 + 450 - 2 \times 40) \\
 &= 1420,000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{1}{2} T_u / \phi \\
 &= 13,114 / 0,75 \\
 &= 17,485 \text{ kNm} \\
 &= 17485466,667 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{T_n \times S}{1,7 \times A_h \times f_{ys} \times \text{COT } \theta} \\
 &= \frac{17,485 \text{ kN} \times 1000}{1,7 \times 120400 \times 280 \times \text{COT } 45^\circ} \\
 &= 305,101 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v &= \text{Luas sengkang balok} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \times \frac{1000}{150}
 \end{aligned}$$

$$= 1047,198 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{vt} &= A_v + A_t \\ &= 1047,198 + 305,101 \\ &= 1352,299 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 0,35 \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,35 \times 300 \times \frac{1000}{280} \\ &= 375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 0,062 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{S}{F_{ys}} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 300 \times \frac{1000}{280} \\ &= 363,844 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_v \text{ pakai} = 1352,299 \text{ mm}^2 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \times \frac{1000}{1352,299} \\ &= 116,158 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s \text{ min} &= \frac{P_h}{8} \\ &= \frac{1420}{8} \\ &= 177,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s \text{ min} = 300 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 110 \text{ mm (dipilih yang paling rapat)}$$

$$\text{Rekap} = 2D8-110$$

3) Perhitungan torsi longitudinal

$$\begin{aligned} A1 &= \frac{A_t}{S} \times P_h \times \left(\frac{f_{ys}}{f_y} \right) \times \cot^2 \times \phi \\ &= \frac{305,101}{1000} \times 1036 \times \left(\frac{280}{420} \right) \times \cot^2 45^\circ \\ &= 325,825 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol A2} &= 0,175 \times \frac{b}{f_{ys}} \\ &= 0,175 \times \frac{300}{280} \end{aligned}$$

$$= 0,188$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol A3} &= \frac{A_t}{S} \\ &= \frac{305,101}{1000} \\ &= 0,305 \end{aligned}$$

Kontrol A1 pakai = 0,305 (dipilih yang terbesar)

$$\begin{aligned} A1_{\min} &= \left(\frac{0,42 \times \sqrt{f_c} \times A_g}{f_y} - \left(\frac{A_t}{S} \right) \times P_h \times \frac{f_{ys}}{f_y} \right) \\ &= \left(\frac{0,42 \times \sqrt{30} \times 75000}{420} - \left(\frac{181,753}{1000} \right) \times 1036 \times \frac{280}{420} \right) \\ &= 360,477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A1 pakai = 360,477 mm² (dipilih yang terbesar)

$$\begin{aligned} A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A1}{A_{ds}} \\ &= \frac{360,477}{78,54} \\ &= 2,716 \end{aligned}$$

≈ 3 batang tulangan

Dari hasil perhitungan di atas tulangan torsi yang didapatkan pada balok B1 lantai 1 dibutuhkan tulangan torsi 3D13 yang dipasang di tengah badan balok pada sisi kanan dan kiri.

Lalu dilakukan perhitungan yang sama untuk tinjauan balok lainnya dengan menyeluruh dimulai dari lantai 1 hingga 8 didapatkan tulangan torsi yang hasilnya direkapitulasi secara keseluruhan pada Tabel 5.66 berikut.

Tabel 5. 66 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan					Daerah Lapangan				
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio
Lantai 1	B1	Balok Induk	300x450	5D16	3D13	3D16	2D10-100	1,49%	3D16	3D13	4D16	2D10-150	1,34%
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	3D13	2D16	2D10-100	1,34%	3D16	3D13	2D16	2D10-150	1,17%
	B3	Balok Induk	300x400	3D16	3D13	2D16	2D10-100	1,17%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B4	Balok Induk	300x400	2D16	3D13	2D16	2D10-100	1,13%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B5	Balok Anak	250x300	4D13	6D10	2D13	2D10-100	1,69%	2D13	6D10	3D13	2D10-150	1,79%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	6D10	2D13	2D10-100	1,34%	2D13	6D10	2D13	2D10-100	1,52%
Lantai 2	B1	Balok Induk	300x450	5D16	4D13	5D16	2D10-100	1,88%	4D16	4D13	5D16	2D10-150	1,73%
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	3D16	2D10-100	1,62%	3D16	4D13	4D16	2D10-150	1,62%
	B3	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	2D16	2D10-100	1,45%	2D16	4D13	3D16	2D10-150	1,28%
	B4	Balok Induk	300x400	3D16	4D13	2D16	2D10-100	1,28%	2D16	4D13	3D16	2D10-150	1,28%
	B5	Balok Anak	250x300	4D13	5D13	2D13	2D10-100	1,95%	2D13	5D13	3D13	2D10-150	1,77%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	5D13	2D13	2D10-100	1,59%	2D13	5D13	2D13	2D10-150	1,59%
Lantai 3	B1	Balok Induk	300x450	5D16	4D13	5D16	2D10-100	1,88%	4D16	4D13	6D16	2D10-150	1,88%
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	4D16	2D10-100	1,78%	3D16	4D13	4D16	2D10-150	1,62%
	B3	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	2D16	2D10-100	1,45%	2D16	4D13	3D16	2D10-150	1,28%
	B4	Balok Induk	300x400	3D16	4D13	2D16	2D10-100	1,28%	2D16	4D13	3D16	2D10-150	1,28%
	B5	Balok Anak	250x300	4D13	5D13	2D13	2D10-100	1,95%	2D13	5D13	3D13	2D10-150	1,77%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	5D13	2D13	2D10-100	1,59%	2D13	5D13	2D13	2D10-150	1,59%

Lanjutan Tabel 5.66 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan					Daerah Lapangan				
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio
Lantai 4	B1	Balok Induk	300x450	6D16	4D13	4D16	2D10-100	1,88%	4D16	4D13	5D16	2D10-150	1,73%
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	3D16	2D10-100	1,62%	3D16	4D13	4D16	2D10-150	1,62%
	B3	Balok Induk	300x400	4D16	4D13	2D16	2D10-100	1,45%	2D16	4D13	3D16	2D10-150	1,28%
	B4	Balok Induk	300x400	3D16	4D13	2D16	2D10-100	1,28%	2D16	4D13	3D16	2D10-150	1,28%
	B5	Balok Anak	250x300	4D13	5D13	2D13	2D10-100	1,95%	2D13	5D13	3D13	2D10-150	1,77%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	5D13	2D13	2D10-100	1,59%	2D13	5D13	2D13	2D10-150	1,59%
Lantai 5	B1	Balok Induk	300x450	6D16	3D13	4D16	2D10-100	1,78%	3D16	3D13	6D16	2D10-150	1,64%
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	3D13	3D16	2D10-100	1,50%	3D16	3D13	3D16	2D10-150	1,34%
	B3	Balok Induk	300x400	3D16	3D13	2D16	2D10-100	1,17%	2D16	3D13	3D16	2D10-150	1,17%
	B4	Balok Induk	300x400	2D16	3D13	2D16	2D10-100	1,13%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B5	Balok Anak	250x300	4D13	4D13	2D13	2D10-100	1,77%	2D13	4D13	2D13	2D10-150	1,42%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	4D13	2D13	2D10-100	1,42%	2D13	4D13	2D13	2D10-100	1,42%
Lantai 6	B1	Balok Induk	300x450	5D16	3D13	3D16	2D10-100	1,49%	2D16	3D13	5D16	2D10-150	1,34%
	B2	Balok Induk	300x400	4D16	3D13	3D16	2D10-100	1,50%	3D16	3D13	3D16	2D10-150	1,34%
	B3	Balok Induk	300x400	3D16	3D13	2D16	2D10-100	1,17%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,17%
	B4	Balok Induk	300x400	2D16	3D13	2D16	2D10-100	1,13%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B5	Balok Anak	250x300	4D13	4D13	2D13	2D10-100	1,77%	2D13	4D13	2D13	2D10-150	1,42%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	4D13	2D13	2D10-100	1,42%	2D13	4D13	2D13	2D10-100	1,42%

Lanjutan Tabel 5.66 Rekapitulasi Dimensi Pakai dan Kebutuhan Tulangan Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi Pakai	Daerah Tumpuan					Daerah Lapangan				
				Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio	Tul. Atas	Tul. Tengah	Tul. Bawah	Tul. Geser	Rasio
Lantai 7	B1	Balok Induk	300x450	4D16	4D13	3D16	2D10-100	1,44%	2D16	4D13	4D16	2D10-150	1,29%
	B2	Balok Induk	300x400	3D16	3D13	2D16	2D10-100	1,17%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B3	Balok Induk	300x400	3D16	3D13	2D16	2D10-100	1,17%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B4	Balok Induk	300x400	2D16	3D13	2D16	2D10-100	1,13%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B5	Balok Anak	250x300	4D13	3D13	2D13	2D10-100	1,59%	2D13	3D13	2D13	2D10-150	1,24%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,24%	2D13	3D13	2D13	2D10-100	1,24%
Lantai 8	B1	Balok Induk	300x400	3D16	3D13	2D16	2D10-100	1,17%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B2	Balok Induk	300x400	2D16	3D13	2D16	2D10-100	1,13%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B3	Balok Induk	300x400	2D16	3D13	2D16	2D10-100	1,13%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B4	Balok Induk	300x400	2D16	3D13	2D16	2D10-100	1,13%	2D16	3D13	2D16	2D10-150	1,13%
	B5	Balok Anak	250x300	2D13	2D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	2D13	2D13	2D10-150	1,06%
	B6	Balok Anak	250x300	2D13	2D13	2D13	2D10-100	1,06%	2D13	2D13	2D13	2D10-100	1,06%

Tabel 5. 67 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (Mn) dan Momen Perlu (Mu) Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 1	B1	160,483	140,512	1,142	148,466	97,796	1,518
	B2	111,615	86,463	1,291	110,495	71,444	1,547
	B3	91,373	74,753	1,222	96,035	33,387	2,876
	B4	77,536	46,324	1,674	96,035	37,957	2,530
	B5	52,125	40,639	1,283	52,972	21,992	2,409
	B6	39,186	19,054	2,057	49,151	12,549	3,917
Lantai 2	B1	149,224	167,497	0,891	151,962	134,347	1,131
	B2	111,588	101,387	1,101	117,895	85,132	1,385
	B3	107,048	86,023	1,244	102,495	49,588	2,067
	B4	91,373	61,495	1,486	102,495	53,798	1,905
	B5	52,125	40,748	1,279	52,972	21,977	2,410
	B6	39,186	23,457	1,671	49,151	12,567	3,911
Lantai 3	B1	149,224	175,508	0,850	152,969	136,513	1,121
	B2	111,567	107,513	1,038	117,895	91,521	1,288
	B3	107,048	89,769	1,192	102,495	54,436	1,883
	B4	91,373	63,856	1,431	102,495	56,826	1,804
	B5	52,125	41,430	1,258	52,972	21,983	2,410
	B6	39,186	24,216	1,618	49,151	12,563	3,912

Lanjutan Tabel 5.67 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (M_n) dan Momen Perlu (M_u) Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 4	B1	153,864	172,694	0,891	151,962	129,936	1,170
	B2	111,588	103,341	1,080	117,895	87,488	1,348
	B3	107,048	89,026	1,202	102,495	52,265	1,961
	B4	91,373	59,896	1,526	102,495	53,273	1,924
	B5	52,125	41,278	1,263	52,972	21,984	2,410
	B6	39,186	18,743	2,091	49,151	12,565	3,912
Lantai 5	B1	201,743	163,432	1,234	141,610	83,807	1,690
	B2	105,778	96,901	1,092	114,793	76,943	1,492
	B3	91,373	85,426	1,070	102,495	45,684	2,244
	B4	77,536	52,203	1,485	96,035	45,419	2,114
	B5	52,125	40,938	1,273	49,151	21,986	2,236
	B6	39,186	18,402	2,129	49,151	12,564	3,912
Lantai 6	B1	170,221	149,798	1,136	128,044	68,059	1,881
	B2	105,778	89,630	1,180	114,793	63,200	1,816
	B3	91,373	80,016	1,142	96,035	37,120	2,587
	B4	77,536	44,620	1,738	96,035	34,898	2,752
	B5	52,125	40,964	1,272	49,151	21,985	2,236
	B6	39,186	17,924	2,186	49,151	12,566	3,911

Lanjutan Tabel 5.67 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Momen Kapasitas (M_n) dan Momen Perlu (M_u) Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Mn-	Mu-	Rasio	Mn+	Mu+	Rasio
Lantai 7	B1	138,379	135,941	1,018	123,956	71,614	1,731
	B2	91,373	81,332	1,123	96,035	49,069	1,957
	B3	91,373	73,949	1,236	96,035	28,755	3,340
	B4	77,536	36,904	2,101	96,035	24,441	3,929
	B5	52,125	40,997	1,271	49,151	21,992	2,235
	B6	39,186	17,888	2,191	49,151	12,558	3,914
Lantai 8	B1	91,373	63,236	1,445	96,035	49,321	1,947
	B2	77,536	50,944	1,522	96,035	33,924	2,831
	B3	77,536	37,900	2,046	96,035	22,876	4,198
	B4	77,536	25,646	3,023	96,035	18,064	5,316
	B5	39,186	24,337	1,610	49,151	12,412	3,960
	B6	39,186	6,536	5,996	49,151	1,128	43,593

Tabel 5. 68 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 1	B1	236,651	117,860	2,008	154,954	116,226	1,333
	B2	204,799	70,994	2,885	134,098	61,750	2,172
	B3	204,799	66,046	3,101	134,097	48,951	2,739
	B4	204,798	55,529	3,688	134,097	54,915	2,442
	B5	135,631	38,270	3,544	86,261	38,258	2,255
	B6	135,631	34,572	3,923	110,946	25,350	4,377
Lantai 2	B1	195,803	150,719	1,299	154,955	155,719	0,995
	B2	169,448	73,770	2,297	134,097	77,495	1,730
	B3	169,448	70,574	2,401	134,098	60,202	2,227
	B4	169,448	65,750	2,577	134,098	72,081	1,860
	B5	110,945	19,807	5,601	86,260	38,275	2,254
	B6	110,945	34,597	3,207	86,260	27,213	3,170
Lantai 3	B1	195,803	157,240	1,245	154,955	163,572	0,947
	B2	169,448	77,681	2,181	134,097	81,496	1,645
	B3	169,448	72,167	2,348	134,098	63,404	2,115
	B4	169,448	69,376	2,442	134,098	75,708	1,771
	B5	110,945	19,799	5,604	86,260	38,296	2,252
	B6	110,945	34,610	3,206	86,260	27,226	3,168

Lanjutan Tabel 5.68 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 4	B1	195,803	145,159	1,349	154,954	151,491	1,023
	B2	169,448	74,738	2,267	134,097	78,927	1,699
	B3	169,448	71,810	2,360	134,098	61,943	2,165
	B4	169,448	58,163	2,913	134,097	72,607	1,847
	B5	110,945	19,793	5,605	86,260	38,311	2,252
	B6	110,946	34,621	3,205	86,261	27,237	3,167
Lantai 5	B1	236,651	128,544	1,841	154,954	93,413	1,659
	B2	204,799	82,879	2,471	134,098	72,469	1,850
	B3	204,799	70,576	2,902	134,097	57,552	2,330
	B4	204,798	60,667	3,376	134,097	65,073	2,061
	B5	135,631	38,366	3,535	86,261	31,388	2,748
	B6	135,630	34,618	3,918	110,945	16,510	6,720
Lantai 6	B1	236,650	99,734	2,373	154,953	85,338	1,816
	B2	204,799	72,192	2,837	134,098	64,540	2,078
	B3	204,799	68,160	3,005	134,097	51,381	2,610
	B4	204,798	49,955	4,100	134,097	54,754	2,449
	B5	135,631	38,375	3,534	86,261	31,394	2,748
	B6	135,630	34,633	3,916	110,945	15,810	6,017

Lanjutan Tabel 5.68 Rekapitulasi Rasio Perhitungan Gaya Geser Kapasitas (Vn) dan Gaya Geser Perlu (Vu) Balok Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	Kelompok Balok	Daerah Tumpuan			Daerah Lapangan		
		Vn-	Vu-	Rasio	Vn-	Vu-	Rasio
Lantai 7	B1	236,649	83,680	2,828	154,952	81,152	1,909
	B2	204,798	61,574	3,326	134,097	56,443	2,376
	B3	204,799	65,502	3,127	134,097	44,597	3,007
	B4	204,798	39,354	5,204	134,097	44,322	3,026
	B5	135,631	38,389	3,533	86,261	31,407	2,747
	B6	135,630	34,626	3,917	110,945	15,346	7,230
Lantai 8	B1	204,798	38,504	5,319	134,096	37,272	3,598
	B2	204,798	32,253	6,350	134,096	31,363	4,276
	B3	204,798	25,184	8,132	134,096	24,234	5,533
	B4	204,798	21,666	9,453	134,096	26,935	4,979
	B5	135,630	21,277	6,374	126,260	17,399	7,257
	B6	135,630	18,628	6,980	110,945	14,797	7,498

5.5.7 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 PL1 dan dijabarkan sebagai berikut.

1. Data perencanaan.

Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa = 0,03 kN/mm ²
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa untuk > D13 = 0,042 kN/mm ² = 280 MPa untuk < D13 = 0,028 kN/mm ²
Modulus Elastisitas baja (E_s)	= 200000 MPa = 200 kN/mm ²
Regangan kritis beton (ϵ_c)	= 0,003
Regangan kritis baja (ϵ_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 (ϕ_p)	= 10 mm
Tulangan Susut (ϕ_s)	= 8 mm
Faktor reduksi kekuatan (ϕ)	= 0,65.

2. Pembebanan plat lantai.

Pembebanan pelat lantai mengacu pada pembebanan struktur yang dijelaskan pada sub bab 5.2.

a. Beban mati (Q_D)

$$\text{Beban mati akibat berat sendiri pelat} = 0,125 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}^2 = 2,941 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban mati tambahan} = 2,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban mati} &= 2,941 + 2,58 = 5,521 \text{ kN/m}^2 \\ \text{b. Beban hidup (} Q_L \text{)} & \\ \text{Beban hidup pelat lantai} &= 3,83 \text{ kN/m}^2 \\ \text{c. Kombinasi beban (} Q_u \text{)} & \\ Q_u \text{ Pelat lantai} &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\ &= (1,2 \times 5,521) + (1,6 \times 3,83) \\ &= 12,753 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3. Perhitungan penulangan plat lantai.

a. Perhitungan momen

$$\begin{aligned} Q_u \text{ Pelat lantai} &= 12,753 \text{ kN/m}^2 \\ L_y &= 5000 \text{ mm} \\ L_x &= 3000 \text{ mm} \\ L_{nx} &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 250\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 250\right) \\ &= 2750 \text{ mm} \\ L_{ny} &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) \\ &= 4700 \text{ mm} \\ \beta &= \frac{L_n y}{L_n x} \\ &= \frac{4700}{2750} \\ &= 1,709 \approx \text{Pelat dua arah} \end{aligned}$$

Karena pelat tertumpu pada balok di keempat sisinya, maka diperoleh faktor momen pelat yang diperoleh berdasarkan pada tabel 13.3.1 PBI-71.

$$M_{lx} = 38$$

$$M_{ly} = 14$$

$$M_{tx} = 81$$

$$M_{ty} = 57$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan X} &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times \text{Koef } M_{lx} \\ &= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 38 \\ &= 3,665 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Momen Lapangan Y} = 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times \text{Koef } M_{ly}$$

$$= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 14$$

$$= 1,350 \text{ kN/m}^2$$

Momen Tumpuan X

$$= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef Mtx}$$

$$= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 81$$

$$= 7,812 \text{ kN/m}^2$$

Momen Tumpuan Y

$$= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times \text{Koef Mty}$$

$$= 0,001 \times 12,753 \times 2,75^2 \times 57$$

$$= 5,497 \text{ kN/m}^2$$

Tulangan Pokok (ϕ_p) = 10 mm

Tebal selimut beton (sb) = 20 mm

β_1 = 0,85

ρ_{\min} = $0,25 \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$

$$= 0,25 \times \frac{\sqrt{30}}{280}$$

$$= 0,0049$$

m = $\frac{f_y}{0,85 \times f'_c}$

$$= \frac{280}{0,85 \times 30}$$

$$= 10,980$$

ds = tp – sb – ϕ_p

$$= 125 - 20 - \frac{1}{2} \times 10$$

$$= 100 \text{ mm}$$

b. Tulangan Lapangan X

Mu = 3,665 kN/m²

ϕ = 0,90

Mn = $\frac{Mu}{\phi}$

$$= \frac{3,665}{0,9}$$

$$= 4,072 \text{ kN/m}^2$$

$$= 4072167,61 \text{ Nmm}^2$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{4072167,61}{0,9 \times 1000 \times 100^2} \\
 &= 0,4072 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,4072}{420}} \right) \\
 &= 0,0015
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0049 \times 1000 \times 100 \\
 &= 489,038 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ds} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,540 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}} \\
 &= \frac{78,540 \times 1000}{489,038} \\
 &= 160,601 \text{ mm} \\
 &\approx 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s \text{ min} &= 3h \\
 &= 3 \times 125 \\
 &= 375 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 s \text{ pakai} &= 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)} \\
 &\approx \text{P10-160 mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000}
 \end{aligned}$$

$$= 5,369 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{5,369}{0,8357}$$

$$= 6,425 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425}$$

$$= 0,0436$$

$$\text{Cek} = \epsilon_t > 0,004$$

$$= 0,0436 > 0,004 \text{ (Ok)}$$

c. Tulangan Lapangan Y

$$M_u = 1,350 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{1,350}{0,9}$$

$$= 1,500 \text{ kN/m}^2$$

$$= 1500272,28 \text{ Nmm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{1500272,28}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,1500 \text{ Nmm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,1500}{420}} \right)$$

$$= 0,0005$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ads} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\text{Ads} \times b}{\text{As Perlu}}$$

$$= \frac{78,540 \times 1000}{489,038}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 3h$$

$$= 3 \times 125$$

$$= 375 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)}$$

$$\approx \text{P10-160 mm}$$

Kontrol terhadap regangan

$$a = \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 5,369 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{5,369}{0,8357}$$

$$= 6,425 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425}$$

$$= 0,0436$$

$$\text{Cek} = \epsilon_t > 0,004$$

$$= 0,0436 > 0,004 \text{ (Ok)}$$

d. Tulangan Tumpuan X

$$M_u = 7,812 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{7,812}{0,9}$$

$$= 8,680 \text{ kN/m}^2$$

$$= 8680146,75 \text{ Nmm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{8680146,75}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,8680 \text{ Nmm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,8680}{420}} \right)$$

$$= 0,0032$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}}$$

$$= \frac{78,540 \times 1000}{489,038}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 2h$$

$$= 2 \times 125$$

$$= 250 \text{ mm}$$

$$s_{\text{min}} = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\text{pakai}} = 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)}$$

$$\approx \text{P10-160 mm}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 5,369 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{5,369}{0,8357} \\ &= 6,425 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425} \\ &= 0,0436 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= \epsilon_t > 0,004 \\ &= 0,0436 > 0,004 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

e. Tulangan Tumpuan Y

$$M_u = 5,497 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{5,497}{0,9} \\ &= 6,108 \text{ kN/m}^2 \\ &= 6108251,42 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{6108251,42}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,6108 \text{ Nmm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,980} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,980 \times 0,6108}{420}} \right) \\ &= 0,0022 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0049 \text{ (diambil yang terbesar)}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 100$$

$$= 489,038 \text{ mm}^2$$

$$A_{ds} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,540 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{ds} \times b}{A_s \text{ Perlu}} \\ &= \frac{78,540 \times 1000}{489,038} \end{aligned}$$

$$= 160,601 \text{ mm}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 2h$$

$$= 2 \times 125$$

$$= 250 \text{ mm}$$

$$s \text{ min} = 450 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 160 \text{ mm (diambil yang paling rapat)}$$

$$\approx \text{P10-160 mm}$$

Kontrol terhadap regangan

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{489,038 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 5,369 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{5,369}{0,8357} \\
&= 6,425 \text{ mm} \\
\epsilon_t &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\
&= 0,003 \times \frac{100-6,425}{6,425} \\
&= 0,0436 \\
\text{Cek} &= \epsilon_t > 0,004 \\
&= 0,0436 > 0,005 \text{ (Ok)}
\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan tulangan lentur diatas maka pada pelat tipe PL1 lantai 1 diperlukan tulangan pelat P10-150 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. 69 Rekapitulasi Penulangan Pelat Gedung Perkantoran SRPMK

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

5.5.8 Desain *Joint* Balok dan Kolom

Fungsi BCJ (Beam Column Joint) merupakan fungsi yang menghubungkan kolom dan balok dengan tetap menjaga kestabilan struktur itu sendiri. Untuk analisis struktur, rotasi sambungan diperbolehkan, namun sambungan harus tetap utuh secara elastis sehingga kolom dan balok dapat disambung dalam hubungan sudut yang tetap. Dengan kata lain, sambungan harus tetap berfungsi sebagai penjepit elastis sempurna terhadap balok dan kolom (walaupun sambungan diputar). Oleh karena itu, “sambungan” tersebut harus tetap mampu memberikan gaya tarik pada balok atau kolom. Sambungan balok-kolom pada portal gedung bertingkat merupakan sambungan balok-kolom yang berfungsi untuk mentransfer gaya pada ujung balok ke kolom (MacGregor, 1997). Sambungan balok-ke-kolom mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan gaya geser (gaya horizontal dan vertikal terfaktor yang disebabkan oleh pembentukan sambungan plastis pada ujung balok ketika gaya gempa diterapkan (ACI 318, 1999). Kerusakan Jika terjadi gempa pada sambungan antara kolom dan balok, maka bangunan dapat runtuh seluruhnya. Oleh karena itu, sambungan harus dirancang secara hati-hati dan tepat serta memiliki kekuatan yang cukup untuk menahan beban gempa yang berulang. ACI dan SNI menganjurkan agar area ini diperkuat secara penuh dan hati-hati dengan tulangan terbatas (tulangan sengkang tertutup).

Kalkulasi atau perhitungan BCJ pada kolom K1 yang terletak pada lantai 1 adalah sebagai berikut:

1) BCJ Kolom 1 (400×400) dengan Balok 2 (300×450) Lantai 1

Arah Y

a. Data kalkulasi

$$\begin{aligned} B_{\text{Balok}} &= 300 \text{ mm} \\ H_{\text{Balok}} &= 450 \text{ mm} \\ D_{\text{Pokok Balok}} &= 16 \text{ mm} \\ B_{\text{Kolom}} &= 400 \text{ mm} \\ H_{\text{Kolom}} &= 400 \text{ mm} \\ x &= \frac{B_{\text{kolom}} - B_{\text{balok}}}{2} \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{balok+hkolom}} &= 300+400 \text{ mm} \\ &= 700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{balok+2x}} &= 300+(2 \times 50) \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$B_{\text{joint}} = 400 \text{ mm}$$

$$H_{\text{joint}} = h_{\text{kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{joint}} &= B_{\text{joint}} \times H_{\text{joint}} \\ &= 160000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang Joint yang diukur parallel} = (20 \times 16) \text{ mm} = 320 \text{ mm}$$

$$\text{Ash/s area sendi plastis} = 3,625 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{balok}} \geq \frac{3}{4} B_{\text{kolom}} &= 300 \leq \frac{3}{4} \times 450. \\ &= 300 \leq 325 \text{ (Ya)} \end{aligned}$$

$$\text{Ash/s perlu joint} = 1,813 \text{ mm}$$

$$\text{Spakai} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash perlu} &= 1,813 \times 100 \text{ mm} \\ &= 181,269 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{Dseengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_1 \text{ Tulangan} &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \times 10^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki perlu} &= \frac{Ash}{A_1} \\ &= \frac{181,269}{132,732} \\ &= 1,366 \\ &\rightarrow 2 \text{ kaki} \end{aligned}$$

$$\text{Sengkang pakai} = 2D13-100$$

b. Pengecekan kekuatan geser di joint

$$F'_c = 30 \text{ MPa.}$$

$$\text{Bkolom kanan} = 0,4 \text{ m.}$$

$$\text{Bkolom kiri} = 0,4 \text{ m.}$$

$$\text{Lb kanan} = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lb' kanan} &= 5,6 \text{ m} \\
\text{Lb kiri} &= 6 \text{ m} \\
\text{Lb' kiri} &= 5,6 \text{ m} \\
\text{Hkolom atas} &= 4 \text{ m} \\
\text{Hkolom bawah} &= 4 \text{ m} \\
\text{Mkap+ balok kanan} &= 139,402 \text{ kNm.} \\
\text{Mkap+ balok kiri} &= 160,483 \text{ kNm.} \\
\phi &= 0,9 \\
\text{Faktor c kuat geser joint} &= 1,7 \\
\text{D balok kanan} &= 0,062 \\
\text{Ds' balok kanan} &= 0,489 \\
\text{D balok kiri} &= 0,062 \\
\text{Ds' balok kiri} &= 0,489 \\
\text{Vkol} &= \frac{\left(\frac{Lbki}{Lb'ki} \times Mpr\ ki\right) + \left(\frac{Lbka}{Lb'ka} \times Mpr\ ka\right)}{\frac{1}{2}(h1+h2)} \\
&= \frac{\left(\frac{6}{5,65} \times 139,402\right) + \left(\frac{6}{5,65} \times 160,483\right)}{\frac{1}{2}(4+4)} = 80,326 \text{ kN.} \\
\text{C} &= \frac{Mpr\ ka}{d_{balok\ ka} - d'} \\
&= \frac{160,483}{0,059 - 0,291} = 326,468 \text{ kN} \\
\text{T} &= \frac{83,491}{d_{balok\ ki} - d'} \\
&= \frac{139,402}{0,059 - 0,291} = 375,838 \text{ kN} \\
\text{Vu joint} &= \text{Vkol} - \text{T} - \text{C} \\
&= 80,326 - 375,838 - 326,468 \\
&= - 621,980 \text{ kN} \\
\text{V joint} &= \frac{\phi \times C\sqrt{F'c} \times A_{joint}}{1000} \\
&= \frac{0,9 \times 1,7\sqrt{30} \times 122500}{1000} \\
&= 1340,980 \text{ kN.}
\end{aligned}$$

Karena $V_{joint} > V_u \text{ Joint} = 1340,980 \text{ kN} > 621,980 \text{ kN}$ (OK)

c. Cek kekuatan Sengkang terpasang

$$\begin{aligned} A1 \text{ Tulangan} &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \times 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah kaki perlu} = 2 \text{ kaki.}$$

$$F_y = 415 \text{ MPa}$$

$$B_{\text{Kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$H_{\text{Kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$S_b = 40 \text{ mm}$$

$$D_{\text{pokok kolom}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{sengkang}} = 13 \text{ mm}$$

$$D_{\text{kolom}} = 339 \text{ mm}$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{n \times A1 \times F_y \times d_{\text{kolom}}}{s} \times \frac{1}{1000} \\ &= \frac{4 \times 78,540 \times 400 \times 22}{80} \times \frac{1}{1000} \\ &= 373,469 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_s &= 0,75 \times 373,469 \text{ kN} \\ &= 280,102 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi V_s + V_{\text{joint}} \\ &= 280,102 + 1340,825 \text{ kN} \\ &= 1620,926 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \text{ Joint} = 1620,926 \text{ kN} > 621,980 \text{ kN. (OK)}$$

d. Kesimpulan

$$N \text{ jumlah kaki} = 2$$

$$\text{Diameter Sengkang} = 13$$

$$S \text{ Sengkang} = 100$$

$$\text{Tulangan geser BCJ} = 2D13-100$$

Arah X

a. Data kalkulasi

$$B_{\text{Balok}} = 300 \text{ mm}$$

$$H_{\text{Balok}} = 450 \text{ mm}$$

$$D_{\text{Pokok Balok}} = 16 \text{ mm}$$

$$B_{\text{Kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$H_{\text{Kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$x = \frac{B_{\text{kolom}} - B_{\text{balok}}}{2}$$

$$= 50 \text{ mm}$$

$$B_{\text{balok}} + h_{\text{kolom}} = 300 + 400 \text{ mm}$$

$$= 700 \text{ mm}$$

$$B_{\text{balok}} + 2x = 300 + (2 \times 50) \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

$$B_{\text{joint}} = 400 \text{ mm}$$

$$H_{\text{joint}} = h_{\text{kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$A_{\text{joint}} = B_{\text{joint}} \times H_{\text{joint}}$$

$$= 160000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Panjang Joint yang diukur parallel} = (20 \times 16) \text{ mm} = 320 \text{ mm}$$

$$\text{Ash/s area sendi plastis} = 3,625 \text{ mm.}$$

$$B_{\text{balok}} \geq \frac{3}{4} B_{\text{kolom}} = 300 \leq \frac{3}{4} \times 450.$$

$$= 300 \leq 325 \text{ (Ya)}$$

$$\text{Ash/s perlu joint} = 1,813 \text{ mm}$$

$$\text{Spakai} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Ash perlu} = 1,813 \times 100 \text{ mm}$$

$$= 181,269 \text{ mm}^2.$$

$$D_{\text{senkang}} = 13 \text{ mm}$$

$$A1 \text{ Tulangan} = \frac{1}{4} \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \pi \times 10^2$$

$$= 132,732 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah kaki perlu} = \frac{Ash}{A1}$$

$$= \frac{181,269}{132,732}$$

$$= 1,366$$

→ 2 kaki

Sengkang pakai = 2D13-100

b. Pengecekan kekuatan geser di joint

$$F'_c = 30 \text{ MPa.}$$

$$B_{\text{kolom kanan}} = 0,4 \text{ m.}$$

$$B_{\text{kolom kiri}} = 0,4 \text{ m.}$$

$$L_b \text{ kanan} = 6 \text{ m}$$

$$L_b' \text{ kanan} = 5,6 \text{ m}$$

$$L_b \text{ kiri} = 6 \text{ m}$$

$$L_b' \text{ kiri} = 5,6 \text{ m}$$

$$H_{\text{kolom atas}} = 4 \text{ m}$$

$$H_{\text{kolom bawah}} = 4 \text{ m}$$

$$M_{\text{kap+ balok kanan}} = 139,402 \text{ kNm.}$$

$$M_{\text{kap+ balok kiri}} = 160,483 \text{ kNm.}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\text{Faktor } c \text{ kuat geser joint} = 1,7$$

$$D \text{ balok kanan} = 0,062$$

$$D_{s'} \text{ balok kanan} = 0,489$$

$$D \text{ balok kiri} = 0,062$$

$$D_{s'} \text{ balok kiri} = 0,489$$

$$V_{\text{kol}} = \frac{\left(\frac{L_b k_i}{L_b' k_i} \times M_{pr k_i}\right) + \left(\frac{L_b k_a}{L_b' k_a} \times M_{pr k_a}\right)}{\frac{1}{2}(h_1 + h_2)}$$

$$= \frac{\left(\frac{6}{5,65} \times 139,402\right) + \left(\frac{6}{5,65} \times 160,483\right)}{\frac{1}{2}(4+4)} = 80,326 \text{ kN.}$$

$$C = \frac{M_{pr k_a}}{d_{\text{balok } k_a} - d'}$$

$$= \frac{160,483}{0,059 - 0,291} = 326,468 \text{ kN}$$

$$T = \frac{83,491}{d_{\text{balok } k_i} - d'}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{139,402}{0,059-0,291} = 375,838 \text{ kN} \\
V_u \text{ joint} &= V_{kol} - T - C \\
&= 80,326 - 375,838 - 326,468 \\
&= - 621,980 \text{ kN} \\
V \text{ joint} &= \frac{\phi \times C\sqrt{F'c} \times A_{joint}}{1000} \\
&= \frac{0,9 \times 1,7\sqrt{30} \times 122500}{1000} \\
&= 1340,980 \text{ kN.}
\end{aligned}$$

Karena $V_{joint} > V_u \text{ Joint} = 1340,980 \text{ kN} > 621,980 \text{ kN}$ (OK)

c. Cek kekuatan Sengkang terpasang

$$\begin{aligned}
A_1 \text{ Tulangan} &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\
&= \frac{1}{4} \pi \times 13^2 \\
&= 132,732 \text{ mm}^2.
\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah kaki perlu} = 2 \text{ kaki.}$$

$$F_y = 415 \text{ MPa}$$

$$B_{Kolom} = 400 \text{ mm}$$

$$H_{Kolom} = 400 \text{ mm}$$

$$S_b = 40 \text{ mm}$$

$$D_{pokok \text{ kolom}} = 16 \text{ mm}$$

$$D \text{ sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$D \text{ kolom} = 339 \text{ mm}$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{n \times A_1 \times F_y \times d_{kolom}}{s} \times \frac{1}{1000} \\
&= \frac{4 \times 78,540 \times 400 \times 22}{80} \times \frac{1}{1000} \\
&= 373,469 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_s &= 0,75 \times 373,469 \text{ kN} \\
&= 280,102 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_n &= \phi V_s + V \text{ joint} \\
&= 280,102 + 1340,825 \text{ kN} \\
&= 1620,926 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \text{ Joint} = 1620,926 \text{ kN} > 621,980 \text{ kN. (OK)}$$

d. Kesimpulan

- N jumlah kaki = 2
- Dia Sengkang = 13
- S Sengkang = 100
- Tulangan geser BCJ = 2D13-100

Selanjutnya, dilakukan kalkulasi BCJ untuk seluruh kolom yang ada dalam desain bangunan, dan dilakukan rekapitulasi seperti tampak pada Tabel 5.66.

Tabel 5. 70 Rekapitulasi Kalkulasi BCJ pada SRPMK

Tipe Kolom	Lantai	Dimensi	Tul Pokok	Tul Sengkang X	Tul Sengkang Y
K-400	1	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
	2	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
	3	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
	4	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
	5	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
	6	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
	7	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
	8	400X400	12D16/12D16	2D13-100	2D13-100
K-500	3	500X500	16D19/16D19	3D13-100	3D13-100
	4	500X500	16D19/16D19	3D13-100	3D13-100
	5	500X500	16D19/16D19	3D13-100	3D13-100
	6	500X500	16D19/16D19	3D13-100	3D13-100
	7	500X500	16D19/16D19	3D13-100	3D13-100
	8	500X500	16D19/16D19	3D13-100	3D13-100
K-550	1	550X550	20D19/20D19	3D13-100	3D13-100
	2	550X550	20D19/20D19	3D13-100	3D13-100

5.5.9 Analisis SCWB

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa kuat lentur nominal kolom harus lebih besar dari 1,2 kali momen kapasitas balok. Pemeriksaan persyaratan strong column weak beam (SCWB) dapat dilihat pada Tabel 5.67 berikut ini.

Tabel 5. 71 Pemeriksaan SCWB K1

Lantai	Mn Balok Ki	Mn Balok Ka	Σ Mn Balok	1.2 Σ Mn Balok	Mn Kolom Atas	Mn Kolom Bawah	Σ Mn Kolom	Cek Syarat
8	9,32	10,45	19,77	23,72	0,00	90,86	90,86	Memenuhi
7	14,11	13,93	28,04	33,65	90,86	133,74	224,60	Memenuhi
6	17,36	14,22	31,57	37,89	133,74	173,41	307,15	Memenuhi
5	20,57	15,60	36,17	43,40	173,41	248,15	421,56	Memenuhi
4	15,69	15,60	31,29	37,55	248,15	245,53	493,68	Memenuhi
3	15,22	16,87	32,08	38,50	245,53	274,03	519,56	Memenuhi
2	15,22	16,87	32,08	38,50	274,03	287,29	561,32	Memenuhi
1	16,36	14,22	30,58	36,70	287,29	273,74	561,03	Memenuhi

Tabel 5. 72 Pemeriksaan SCWB K2

Lantai	Mn Balok Ki	Mn Balok Ka	Σ Mn Balok	1.2 Σ Mn Balok	Mn Kolom Atas	Mn Kolom Bawah	Σ Mn Kolom	Cek Syarat
8	9,32	10,45	19,77	23,72	0,00	92,85	92,848	Memenuhi
7	14,11	13,93	28,04	33,65	92,85	130,78	223,627	Memenuhi
6	17,36	14,22	31,57	37,89	130,78	171,94	302,718	Memenuhi
5	20,57	15,60	36,17	43,40	171,94	229,23	401,173	Memenuhi
4	15,69	15,60	31,29	37,55	229,23	166,81	396,041	Memenuhi
3	15,22	16,87	32,08	38,50	166,81	310,84	477,651	Memenuhi
2	15,22	16,87	32,08	38,50	310,84	185,48	496,326	Memenuhi
1	16,36	14,22	30,58	36,70	185,48	272,57	458,053	Memenuhi

Tabel 5. 73 Pemeriksaan SCWB K3

Lantai	Mn Balok Ki	Mn Balok Ka	Σ Mn Balok	1.2 Σ Mn Balok	Mn Kolom Atas	Mn Kolom Bawah	Σ Mn Kolom	Cek Syarat
8	9,32	10,45	19,77	23,72	0,00	263,97	263,97	Memenuhi
7	14,11	13,93	28,04	33,65	263,97	317,38	581,35	Memenuhi
6	17,36	14,22	31,57	37,89	317,38	416,20	733,58	Memenuhi
5	20,57	15,60	36,17	43,40	416,20	564,68	980,88	Memenuhi
4	15,69	15,60	31,29	37,55	564,68	210,36	775,04	Memenuhi
3	15,22	16,87	32,08	38,50	210,36	54,18	264,54	Memenuhi
2	15,22	16,87	32,08	38,50	54,18	418,76	472,95	Memenuhi
1	16,36	14,22	30,58	36,70	418,76	463,06	881,83	Memenuhi

Tabel 5. 74 Pemeriksaan SCWB K4

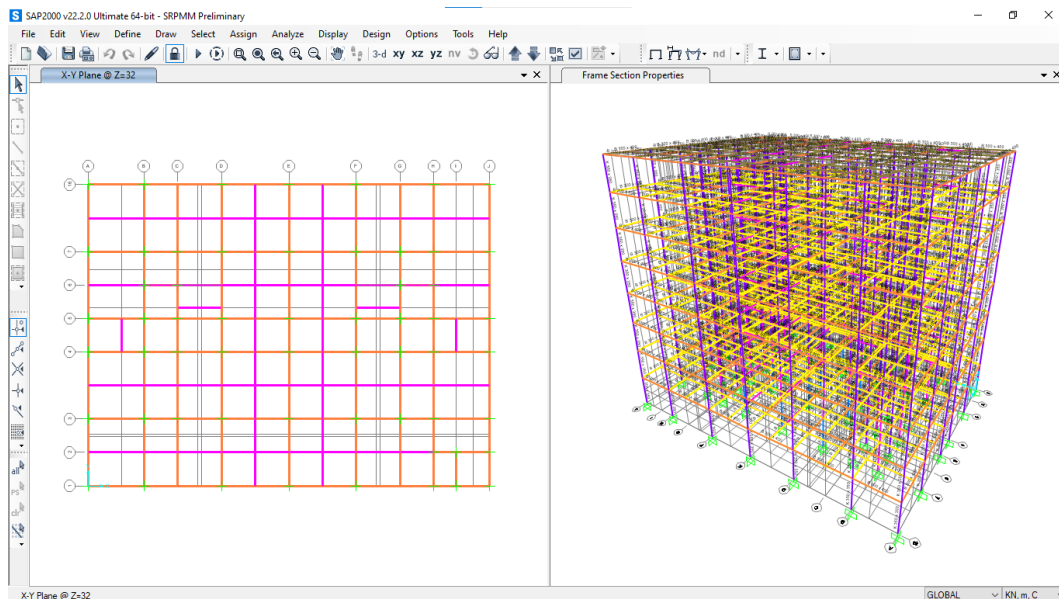
Lantai	Mn Balok Ki	Mn Balok Ka	Σ Mn Balok	1.2 Σ Mn Balok	Mn Kolom Atas	Mn Kolom Bawah	Σ Mn Kolom	Cek Syarat
8	9,32	10,45	19,77	23,72	0,00	285,74	285,74	Memenuhi
7	14,11	13,93	28,04	33,65	285,74	397,73	683,47	Memenuhi
6	17,36	14,22	31,57	37,89	397,73	569,86	967,59	Memenuhi
5	20,57	15,60	36,17	43,40	569,86	584,11	1153,97	Memenuhi
4	15,69	15,60	31,29	37,55	584,11	196,37	780,48	Memenuhi
3	15,22	16,87	32,08	38,50	196,37	195,81	392,17	Memenuhi
2	15,22	16,87	32,08	38,50	195,81	430,32	626,13	Memenuhi
1	16,36	14,22	30,58	36,70	430,32	552,71	983,03	Memenuhi

Tabel 5. 75 Pemeriksaan SCWB K5

Lantai	Mn Balok Ki	Mn Balok Ka	Σ Mn Balok	1.2 Σ Mn Balok	Mn Kolom Atas	Mn Kolom Bawah	Σ Mn Kolom	Cek Syarat
8	9,32	10,45	19,77	23,72	0,00	95,41	95,41	Memenuhi
7	14,11	13,93	28,04	33,65	95,41	121,46	216,86	Memenuhi
6	17,36	14,22	31,57	37,89	121,46	245,64	367,10	Memenuhi
5	20,57	15,60	36,17	43,40	245,64	252,41	498,04	Memenuhi
4	15,69	15,60	31,29	37,55	252,41	131,37	383,78	Memenuhi
3	15,22	16,87	32,08	38,50	131,37	113,44	244,81	Memenuhi
2	15,22	16,87	32,08	38,50	113,44	191,19	304,63	Memenuhi
1	16,36	14,22	30,58	36,70	191,19	180,39	371,58	Memenuhi

5.5.10 Analisis Struktur Tahap Akhir SRPMK

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. 54 Analisis Tahap Akhir Struktur SRPMK

5.5.11 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)

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0466 \times 32^{0,9} \\ &= 1,054 \text{ detik} \end{aligned}$$

b. Perhitungan Nilai Periode Maksimum

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u T_a \\ &= 1,5430 \times 1,0544 \\ &= 1,627 \text{ detik} \end{aligned}$$

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

$$T_c = 1,558 \text{ detik}$$

d. Menentukan Nilai Periode Struktur Pakai

Oleh karena $T_a < T_c < C_u T_a$, maka nilai periode struktur yang digunakan adalah T_c sebesar 1,558 detik.

2. Perhitungan Gaya lateral ekivalen

a. Koefisien respons seismik (C_s)

$$\begin{aligned}C_{s \text{ hitung}} &= \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \\&= \frac{0,3723}{\frac{8}{1}} \\&= 0,046534 \text{ g}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}C_{s \text{ max}} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\&= \frac{0,3947}{1,558 \times \left(\frac{8}{1} \right)} \\&= 0,0317 \text{ g}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{s \text{ min}} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\&= 0,044 \times 0,3723 \times 1,0 \geq 0,01 \\&= 0,0164 \geq 0,01\end{aligned}$$

Oleh karena $C_s > C_{s \text{ max}}$, maka perhitungan nilai C_s yang digunakan adalah $C_{s \text{ max}}$ sebesar 0,0317 g.

b. Perhitungan berat bangunan per lantai (W)

Berat sendiri bangunan diperoleh berdasarkan *Output SAP 2000* dan dapat dilihat pada tabel 5.68 sebagai berikut.

Tabel 5. 76 Rekapitulasi Berat Sendiri bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Berat Sendiri Bangunan, W (kN)
Lantai 8	5204,64
Lantai 7	5679,48
Lantai 6	5538,36

**Lanjutan Tabel 5. 76 Rekapitulasi Berat Sendiri
bangunan Per Lantai Gedung Perkantoran SRPMK**

Keterangan	Berat Sendiri Bangunan, <i>W (kN)</i>
Lantai 5	5538,36
Lantai 4	5538,36
Lantai 3	5538,36
Lantai 2	5538,36
Lantai 1	5751,96
Total	44327,88

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

Gaya geser dasar seismik (*V*) dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0317 \times 44327,88 \\
 &= 1403,798 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{(2-1) \times (1,0544-0,5)}{(2,5-0,5)+1} \\
 &= 1,529
 \end{aligned}$$

Hasil dari distribusi gaya seismik vertikal dan horizontal pada setiap lantai bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.69 berikut.

**Tabel 5. 77 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung
Perkantoran SRPMK**

Lantai	<i>w_i</i> (kN)	<i>h</i> (m)	<i>h^k</i>	<i>w_i x h^k</i>	<i>C_{vx}</i>	<i>F_x</i>
Atap +32,00	5751,96	32	200,179	1151424,14	0,279	392,199
Lantai 8 +28,00	5538,36	28	163,210	903918,40	0,219	307,893
Lantai 7 +24,00	5538,36	24	128,939	714110,76	0,173	243,241
Lantai 6 +20,00	5538,36	20	97,569	540374,79	0,131	184,063
Lantai 5 +16,00	5538,36	16	69,364	384164,08	0,093	130,854

Lanjutan Tabel 5. 77 Perhitungan Nilai Gaya Gempa Horizontal Gedung Perkantoran SRPMK

Lantai	w_i (kN)	h (m)	h^k	$w_i \times h^k$	C_{vx}	F_x
Lantai 4 +12,00	5538,36	12	44,679	247446,71	0,060	84,285
Lantai 3 +8,00	5679,48	8	24,035	136508,68	0,033	46,498
Lantai 2 +4,00	5204,64	4	8,329	43346,94	0,011	14,765
Lantai 1 +0,00	0	0	0	0	0	0
Total				4121294,49	1,000	1403,798

6. Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

Berdasarkan *Output SAP 2000* pada analisis tahap awal diperoleh nilai *base shear* seperti pada Gambar 5.55 berikut.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
EX STATIK	LinStatic		-1049,85	2,341E-09	-9,604E-13	-5,377E-08	-24019,7108	15863,215
EY STATIK	LinStatic		2,411E-09	-1033,305	3,158E-12	23672,841	5,451E-08	-20774,4549
EX RS	LinRespSpec	Max	809,091	65,867	0,978	1379,1234	16914,3198	11107,2781
EY RS	LinRespSpec	Max	65,867	832,76	1,774	17413,2651	1366,2217	16528,2523

Gambar 5. 55 Base Reaction Gaya Gempa Statik Ekuivalen dan Gempa Dinamik SRPMK

Berdasarkan Gambar 5.56 diperoleh nilai gaya geser dasar statik untuk arah X (V_x) sebesar -1049,85 kN dan arah Y (V_y) sebesar -1033,305 kN sedangkan untuk gaya geser dasar dinamik diperoleh nilai untuk arah X (V_x) sebesar 809,091 kN dan arah Y (V_y) sebesar 832,76 kN.

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

a. Arah X

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 809,091 < 1049,85 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\ &= \frac{1049,85}{809,091} \\ &= 1,298 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\
 &= 1,226 \times 1,298 \\
 &= 1,591
 \end{aligned}$$

b. Arah Y

$$V_{dinamik} > V_{statik} = 832,760 < 1033,305 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluasi skala respon spektrum} &= \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \\
 &= \frac{1033,305}{832,760} \\
 &= 1,241
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Skala ulang respon spektrum} &= \text{Faktor Skala} \times \text{Evaluasi Skala} \\
 &= 1,226 \times 1,241 \\
 &= 1,522
 \end{aligned}$$

5.4.12 Kontrol Kestabilan Model Struktur Bangunan

1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

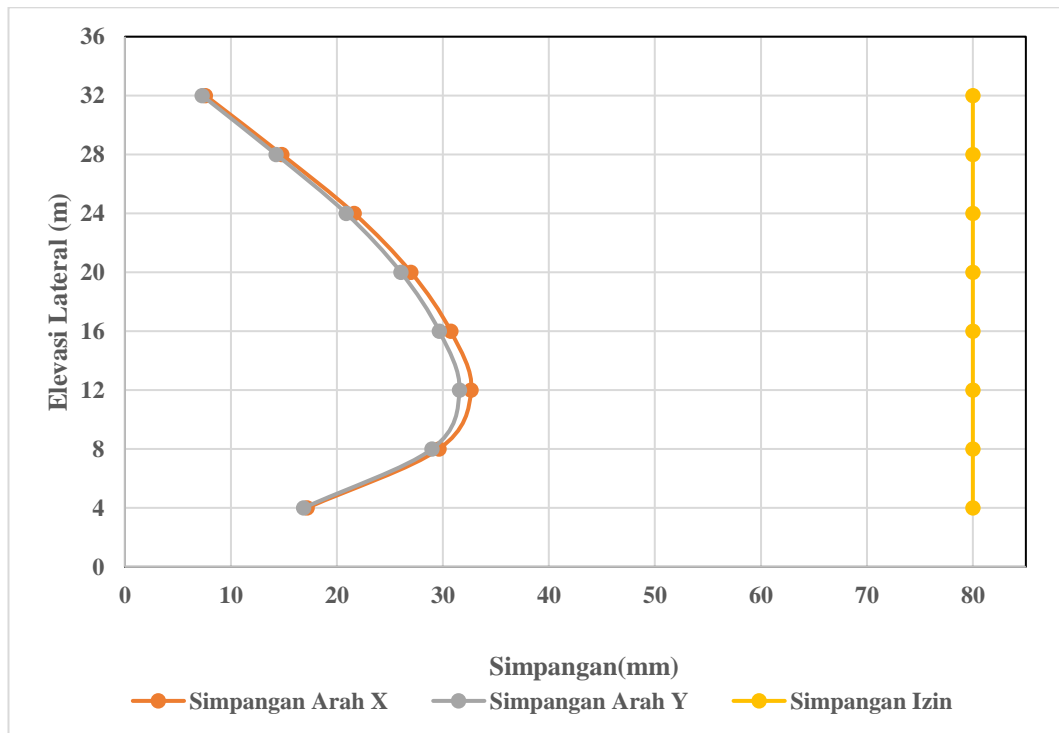
Simpangan pada setiap lantai yang ditentukan berdasarkan *output SAP 2000* dapat dilihat pada Tabel 5.70 berikut.

Tabel 5. 78 Rekapitulasi Perhitungan δ_x Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	δ_{xe} arah x (mm)	δ_{ye} arah y (mm)	δ_x arah x (mm)	δ_y arah y (mm)
Lantai 8	32,950	31,911	181,225	175,511
Lantai 7	31,568	30,587	173,624	168,229
Lantai 6	28,877	27,992	158,824	153,956
Lantai 5	24,945	24,196	137,198	133,078
Lantai 4	20,038	19,462	110,209	107,041
Lantai 3	14,449	14,069	79,470	77,380
Lantai 2	8,510	8,332	46,805	45,826
Lantai 1	3,124	3,067	17,182	16,869

Tabel 5. 79 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a,b}$ Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Elevasi (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	Δa Izin (mm)
Lantai 8	32000	7,601	7,282	80
Lantai 7	28000	14,801	14,273	80
Lantai 6	24000	21,626	20,878	80
Lantai 5	20000	26,989	26,037	80
Lantai 4	16000	30,740	29,662	80
Lantai 3	12000	32,665	31,554	80
Lantai 2	8000	29,623	28,958	80
Lantai 1	4000	17,182	16,869	80



Gambar 5. 56 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arax X, Arah Y dan Simpangan Izin Gedung Perkantoran SRPMK

2. Pengaruh P-delta

Pemeriksaan kestabilan struktur dilakukan dengan menghitung koefisien stabilitas (θ). Nilai P_x dan V_x diperoleh dengan menggunakan bantuan analisis *SAP 2000*. Rekapitulasi perhitungan nilai θ dapat dilihat pada Tabel 5.72 berikut.

Tabel 5. 80 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) dan Pemeriksaan Kestabilan Struktur Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	P_x (kN)	V_x Ex (kN)	V_x Ey (kN)	δ_x Ex (mm)	δ_x Ey (mm)	Δ Ex (mm)	Δ Ey (mm)	hsx (mm)	θ Ex	θ Ey	θ_{maks}	Cek hasil
Lantai 8	2887,140	152,886	151,175	181,225	175,511	80	80	4000	0,007	0,006	0,0909	Stabil
Lantai 7	9504,860	421,581	416,451	173,624	168,229	80	80	4000	0,015	0,015	0,0909	Stabil
Lantai 6	16122,580	635,574	627,343	158,824	153,956	80	80	4000	0,025	0,024	0,0909	Stabil
Lantai 5	22740,300	799,058	788,117	137,198	133,078	80	80	4000	0,035	0,034	0,0909	Stabil
Lantai 4	29358,020	916,648	903,457	110,209	107,041	80	80	4000	0,045	0,044	0,0909	Stabil
Lantai 3	35975,740	993,54	978,625	79,470	77,380	80	80	4000	0,054	0,053	0,0909	Stabil
Lantai 2	42593,460	1035,792	1019,736	46,805	45,826	80	80	4000	0,055	0,055	0,0909	Stabil
Lantai 1	48613,580	1049,85	1033,305	17,182	16,869	80	80	4000	0,036	0,036	0,0909	Stabil

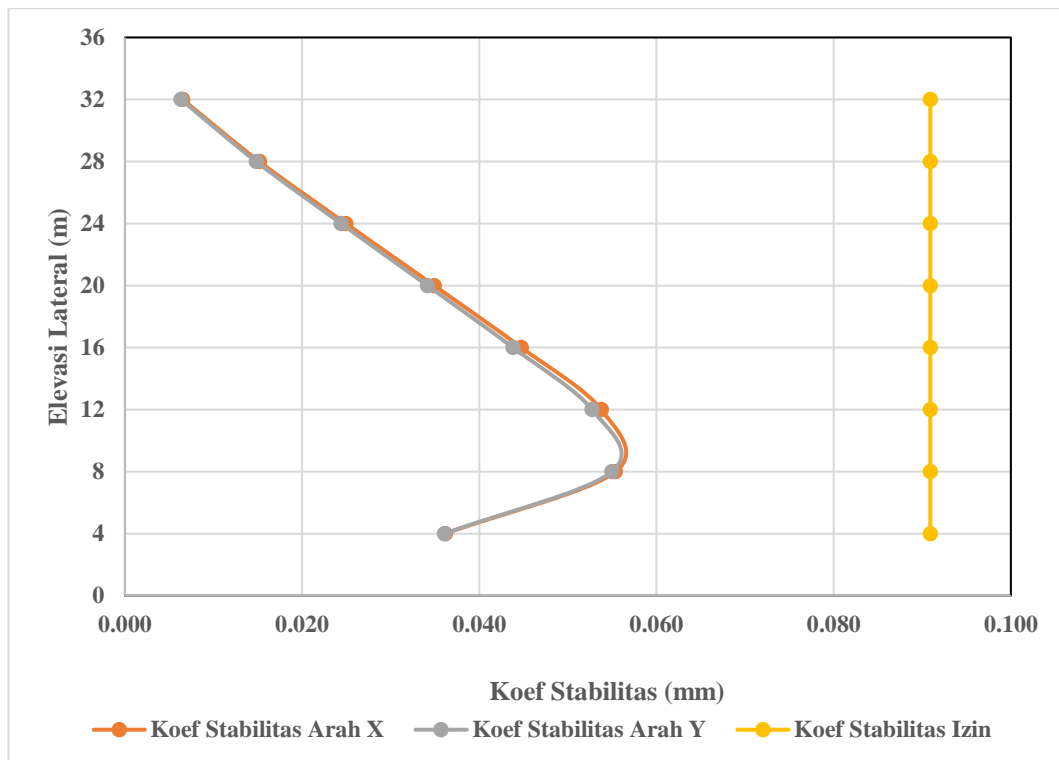
Tabel 5. 81 Pemeriksaan Pengaruh P-Delta Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Elevasi (mm)	θEx	θEy	Status P-Delta		Faktor P-Delta	
				x	y	x	y
Lantai 8	32000	0,007	0,006	Tidak	Tidak	1,007	1,006
Lantai 7	28000	0,015	0,015	Tidak	Tidak	1,015	1,015
Lantai 6	24000	0,025	0,024	Tidak	Tidak	1,026	1,025
Lantai 5	20000	0,035	0,034	Tidak	Tidak	1,036	1,035
Lantai 4	16000	0,045	0,044	Tidak	Tidak	1,047	1,046
Lantai 3	12000	0,054	0,053	Tidak	Tidak	1,057	1,056
Lantai 2	8000	0,055	0,055	Tidak	Tidak	1,059	1,058
Lantai 1	4000	0,036	0,036	Tidak	Tidak	1,038	1,037

Catatan:

Tidak = Tidak Terdapat Pengaruh P-Delta

Ya = Terdapat Pengaruh P-Delta



Gambar 5. 57 Grafik Koefisien Stabilitas Arah X, Arah Y dan Batas Koefisien Stabilitas Gedung Perkantoran SRPMK

5.4.13 Kontrol Ketidakberaturan Bangunan

1. Kontrol ketidakberaturan vertikal gedung perkantoran

Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal dilakukan melalui tahapan dan cara yang sama dengan sub bab 5.5.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.81 sebagai berikut.

Tabel 5. 82 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
Ketidakberaturan Tipe 1a	✓	
Ketidakberaturan Tipe 1b	✓	
Ketidakberaturan Tipe 2	✓	

**Lanjutan Tabel 5. 82 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan
Ketidakberaturan Vertikal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran
SRPMK**

Keterangan	Status	
	<i>Regular</i>	<i>Irregular</i>
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 5.5.3. Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal direkapitulasi pada Tabel 5.82 sebagai berikut.

**Tabel 5. 83 Rekapitulasi Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan
Horizontal Pada Model Struktur Gedung Perkantoran SRPMK**

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:

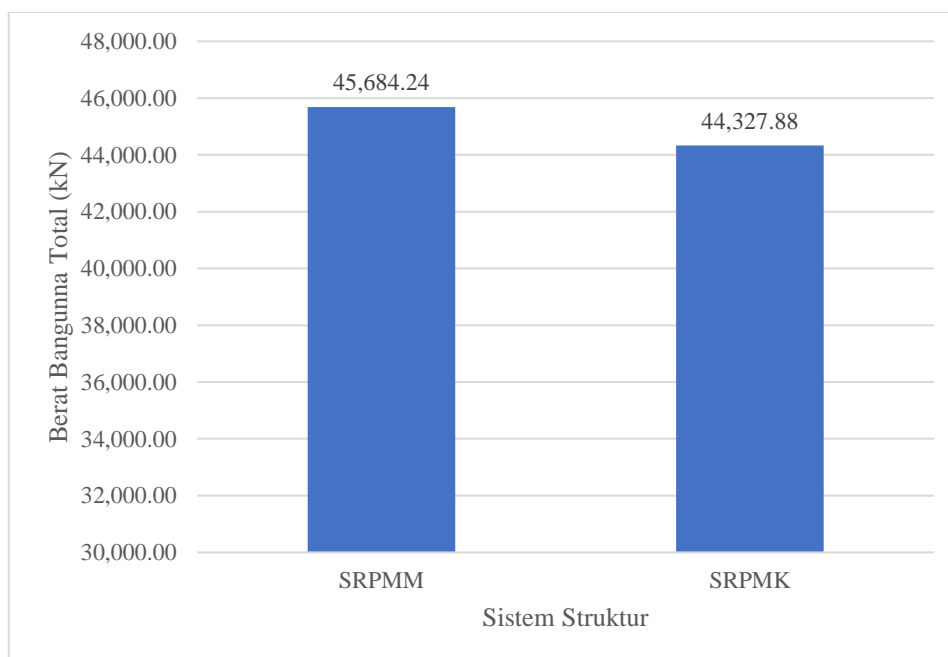
Regular = Tidak Terdapat Ketidakberaturan

Irregular = Terdapat Ketidakberaturan

5.6 Perbandingan Desain Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

5.6.1 Berat Total Bangunan

Perbandingan berat total gedung perkantoran SRPMM dan SRPMK dapat dilihat pada Gambar 5.58 berikut.



Gambar 5. 58 Diagram Perbandingan Berat Efektif Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

Berdasarkan gambar 5.58 diperoleh hasil bahwa nilai berat bangunan gedung perkantoran SRPMM lebih besar 2,97% dibandingkan gedung perkantoran SRPMK. Hal tersebut dikarenakan kebutuhan penampang struktur pada gedung perkantoran SRPMM yang relatif lebih besar dibandingkan kebutuhan penampang struktur gedung perkantoran SRPMK seperti tampak pada Tabel 5.84 dan 5.85. Desain struktur SRPMM dan SRPMK pada penelitian ini setara, dimana pada kolom memiliki rasio tulangan dengan batasan 1% sampai 2% dan pada balok juga memiliki batasan 1% sampai 2%.

Tabel 5. 84 Perbandingan Dimensi Struktur Kolom SRPMM & SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi	
			SRPMM	SRPMK
Lantai 1	K1	Eksterior	450x450	400x400
	K2	Eksterior	450x450	400x400
	K3	Interior	600x600	550x550
	K4	Interior	600x600	550x550
	K5	Interior	450x450	400x400
Lantai 2	K1	Eksterior	450x450	400x400
	K2	Eksterior	450x450	400x400
	K3	Interior	550x550	550x550
	K4	Interior	550x550	550x550
	K5	Interior	450x450	400x400
Lantai 3	K1	Eksterior	400x400	400x400
	K2	Eksterior	400x400	400x400
	K3	Interior	550x550	500x500
	K4	Interior	550x550	500x500
	K5	Interior	400x400	400x400
Lantai 4	K1	Eksterior	400x400	400x400
	K2	Eksterior	400x400	400x400
	K3	Interior	550x550	500x500
	K4	Interior	550x550	500x500
	K5	Interior	400x400	400x400
Lantai 5	K1	Eksterior	400x400	400x400
	K2	Eksterior	400x400	400x400
	K3	Interior	550x550	500x500
	K4	Interior	550x550	500x500
	K5	Interior	400x400	400x400
Lantai 6	K1	Eksterior	400x400	400x400
	K2	Eksterior	400x400	400x400
	K3	Interior	550x550	500x500
	K4	Interior	550x550	500x500
	K5	Interior	400x400	400x400

Lanjutan Tabel 5.84 Perbandingan Dimensi Struktur Kolom SRPMM & SRPMK

Lantai	Kelompok Kolom	Posisi Kolom	Dimensi	
			SRPMM	SRPMK
Lantai 7	K1	Eksterior	400x400	400x400
	K2	Eksterior	400x400	400x400
	K3	Interior	550x550	500x500
	K4	Interior	550x550	500x500
	K5	Interior	400x400	400x400
Lantai 8	K1	Eksterior	400x400	400x400
	K2	Eksterior	400x400	400x400
	K3	Interior	450x450	500x500
	K4	Interior	450x450	500x500
	K5	Interior	400x400	400x400

Tabel 5. 85 Perbandingan Dimensi Struktur Balok SRPMM & SRPMK

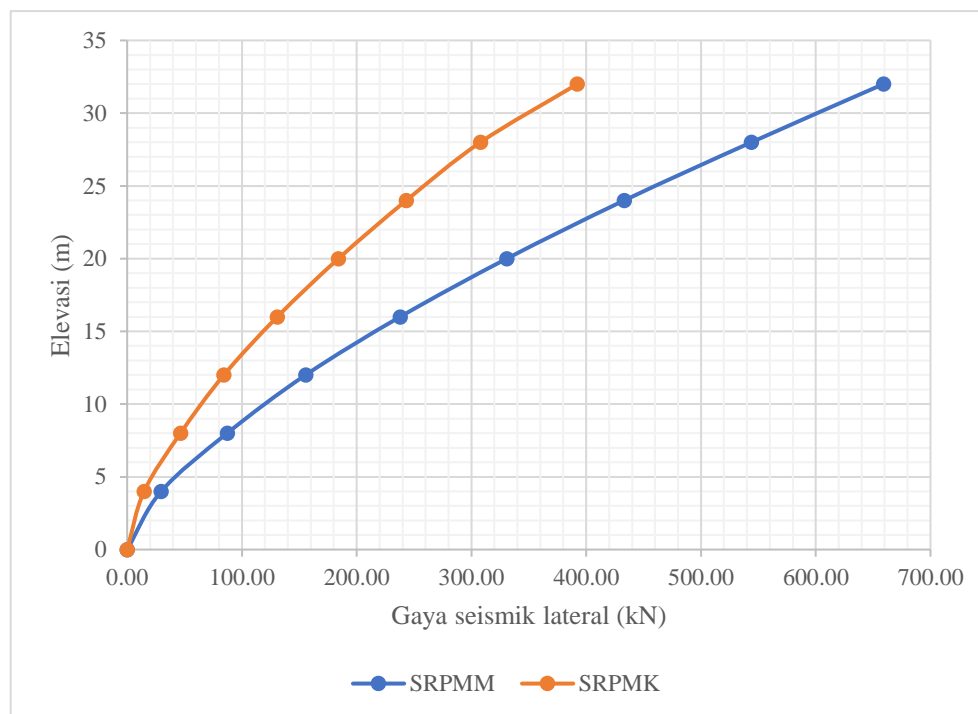
Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi	
			SRPMM	SRPMK
Lantai 1	B1	Balok Induk	350x500	300x450
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300
Lantai 2	B1	Balok Induk	350x500	300x450
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300
Lantai 3	B1	Balok Induk	350x500	300x450
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300

**Lanjutan Tabel 5.85 Perbandingan Dimensi Struktur
Balok SRPMM & SRPMK**

Lantai	Grup Balok	Keterangan	Dimensi	
			SRPMM	SRPMK
Lantai 4	B1	Balok Induk	350x500	300x450
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300
Lantai 5	B1	Balok Induk	350x500	300x450
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300
Lantai 6	B1	Balok Induk	350x500	300x450
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300
Lantai 7	B1	Balok Induk	350x500	300x450
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300
Lantai 8	B1	Balok Induk	350x450	300x400
	B2	Balok Induk	350x450	300x400
	B3	Balok Induk	350x450	300x400
	B4	Balok Induk	350x450	300x400
	B5	Balok Anak	250x350	250x300
	B6	Balok Anak	250x350	250x300

5.6.2 Distribusi Gaya Seismik Lateral

Perbandingan distribusi seismik lateral gedung perkantoran SRPMM dan SRPMK dapat dilihat pada Gambar 5.59 berikut

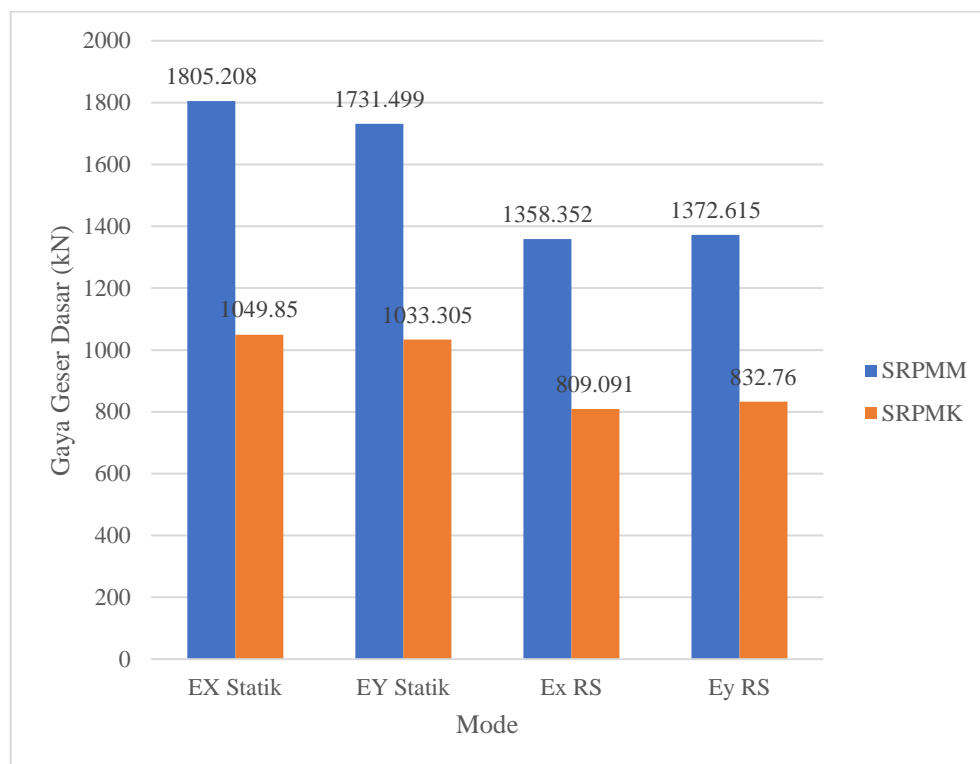


Gambar 5. 59 Diagram Perbandingan Nilai Distribusi Gaya Seismik Lateral Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

Berdasarkan gambar 5.59 tersebut, diperoleh hasil bahwa nilai distribusi gaya seismik lateral per lantai pada struktur gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar jika dibandingkan gaya seismik lateral pada struktur gedung perkantoran SRPMK dengan persentase perbandingan rata-rata sebesar 44,97%. Hal tersebut dikarenakan berat struktur bangunan pada gedung perkantoran SRPMM bernilai lebih besar dengan faktor pemikul gaya seismik yang mempengaruhi koefisien respons seismik (C_s) pada gedung perkantoran SRPMM bernilai lebih besar, 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 SRPMM dan SRPMK dapat dilihat pada Gambar 5.60 berikut.



Gambar 5. 60 Diagram Perbandingan Nilai Gaya Geser Dasar (*Base Shear Reaction*) Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

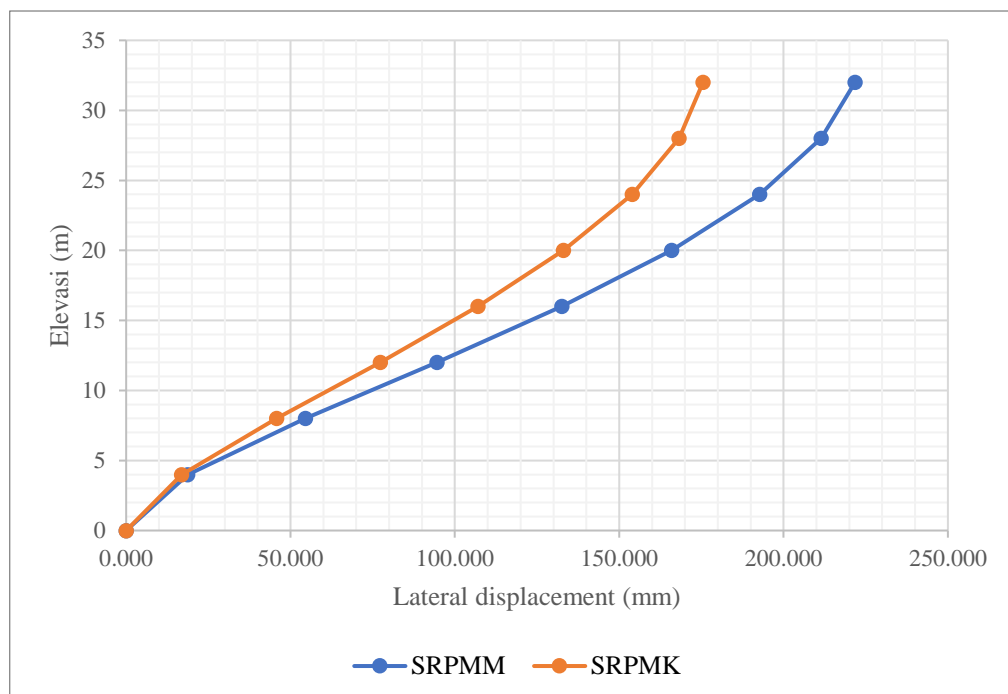
Berdasarkan gambar 5.60 tersebut, diperoleh hasil bahwa nilai gaya geser statik bernilai pada gedung perkantoran dengan system struktur SRPMM lebih besar 41,84% arah X dan 40,32% arah Y jika dibandingkan dengan gaya geser dasar pada gedung perkantoran system struktur SRPMK. Nilai gaya geser dasar dinamik pada gedung perkantoran SRPMM juga cenderung lebih besar jika dibandingkan dengan struktur SRPMK. Diketahui nilai gaya geser dasar dinamis arah X dan Y pada gedung perkantoran SRPMM lebih besar sebanyak 40,44% untuk arah X dan 39,33% untuk arah Y jika dibandingkan dengan gedung perkantoran SRPMK.

5.6.4 Nilai *lateral displacement* setiap lantai

Perbandingan nilai defleksi pusat massa pada setiap lantai gedung perkantoran SRPMM dan SRPMK dapat dilihat pada Gambar 5.61 dan Gambar 5.62.



Gambar 5. 61 Diagram Perbandingan Nilai *Lateral Displacement* Lantai Arah X Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK



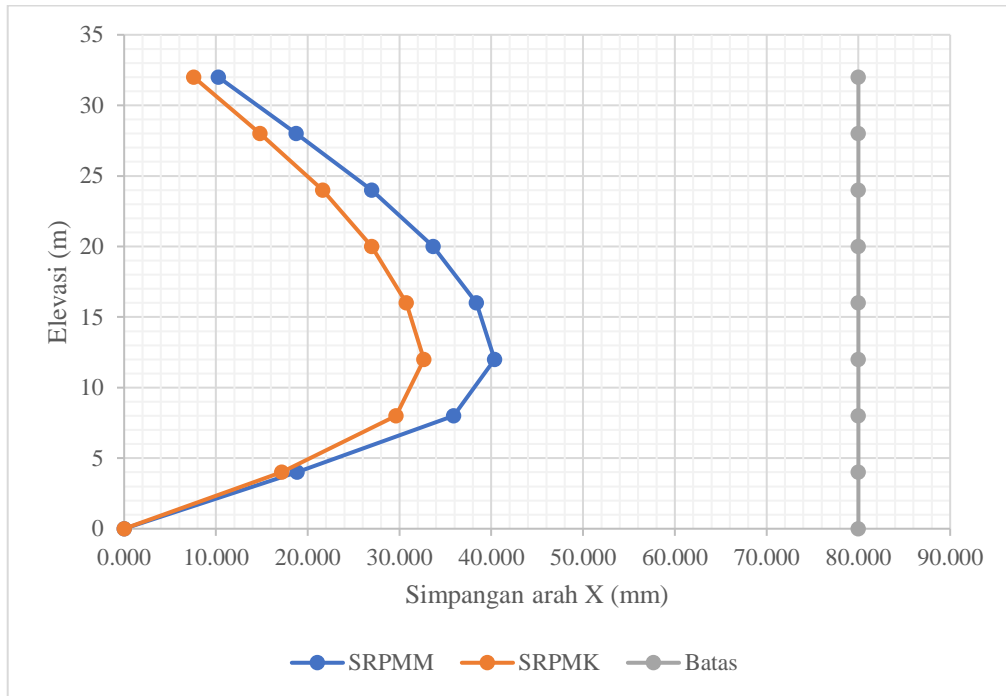
Gambar 5. 62 Diagram Perbandingan Nilai *Lateral Displacement* Lantai Arah Y Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

Berdasarkan Gambar 5.61 dan 5.62, diperoleh hasil bahwa nilai *lateral displacement* lantai pada gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dibandingkan dengan nilai *displacement* lantai pada gedung perkantoran SRPMK. Diketahui nilai *lateral displacement* lantai rata-rata gedung perkantoran SRPMM arah X lebih besar 16,32% jika dibandingkan dengan SRPMK. Sedangkan nilai *lateral displacement* lantai rata-rata gedung perkantoran SRPMM arah Y lebih besar 18,07% jika dibandingkan dengan SRPMK. Besar kemungkinan hal ini dikarenakan oleh adanya nilai gaya seismic lateral pada gedung SRPMM lebih besar dibandingkan dengan nilai gaya seismic lateral pada gedung SRPMK. Diketahui bahwa nilai C_d pada SRPMK sebesar 5,5 lebih besar dibandingkan nilai C_d pada SRPMM sebesar 4,5, akan tetapi hal ini tidak memiliki pengaruh signifikan dibandingkan dengan besarnya nilai seismic lateral pada SRPMM. Oleh karena hal tersebut, mengakibatkan nilai lateral displacement yang terjadi pada gedung SRPMM lebih besar dibandingkan dengan SRPMK.

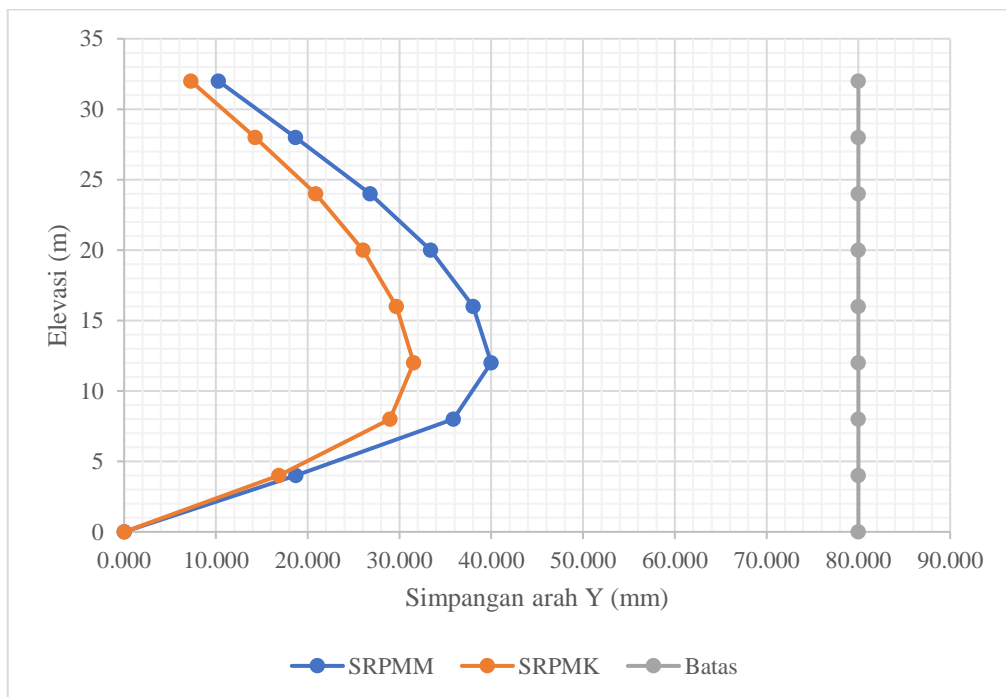
5.6.5 Nilai simpangan antar tingkat

Hasil perbandingan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMM dan SRPMK dapat dilihat pada Gambar 5.63 dan Gambar 5.64. Berdasarkan Gambar 5.63 dan Gambar 5.64, diperoleh hasil bahwa nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dibandingkan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMK. Diketahui nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada gedung perkantoran SRPMM lebih besar 19,01% untuk arah X dan lebih besar 21,13% untuk arah Y dibandingkan dengan nilai simpangan antar tingkat rata-rata pada gedung perkantoran SRPMK. Nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMM dan SRPMK 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. Diketahui bahwa nilai C_d sebagai faktor kali pada besarnya simpangan, dan nilai R sebagai factor pembagi pada besarnya simpangan.



Gambar 5. 63 Diagram Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

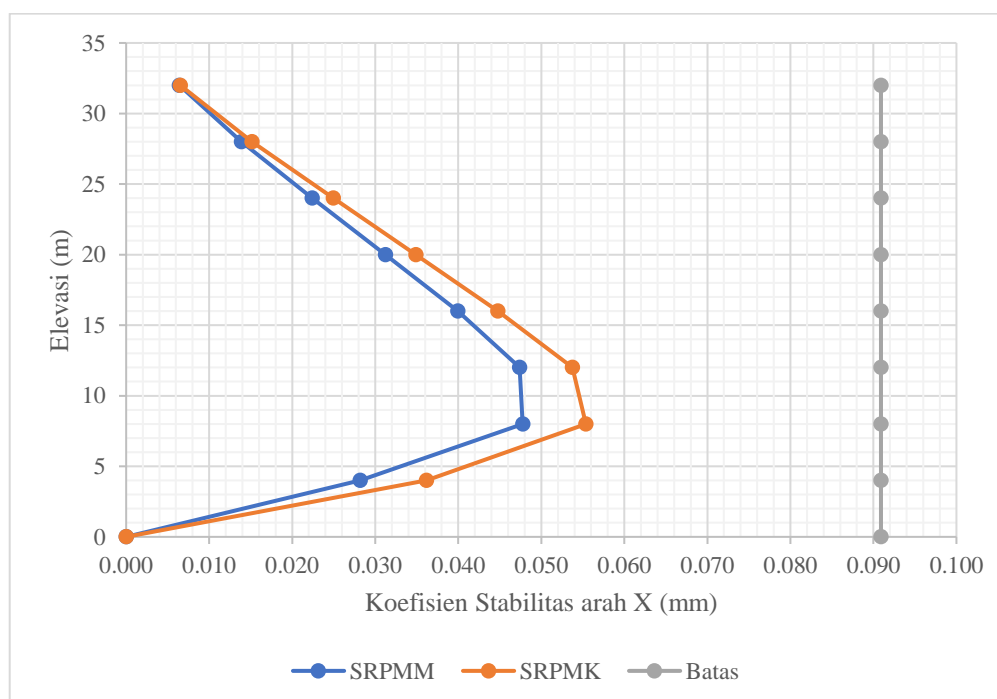


Gambar 5. 64 Diagram Perbandingan Nilai Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

dapat dikatakan bahwa nilai R berbanding terbalik dengan nilai simpangan antar tingkatnya. dengan kata lain, semakin lebih besar nilai R, maka nilai simpangan akan menjadi semakin kecil. oleh karena pada SRPMK nilai R=8 lebih besar dibandingkan dengan nilai R=5 pada SRPMM, maka nilai simpangan pada SRPMK cenderung lebih kecil dibandingkan dengan nilai simpangan pada SRPMM.

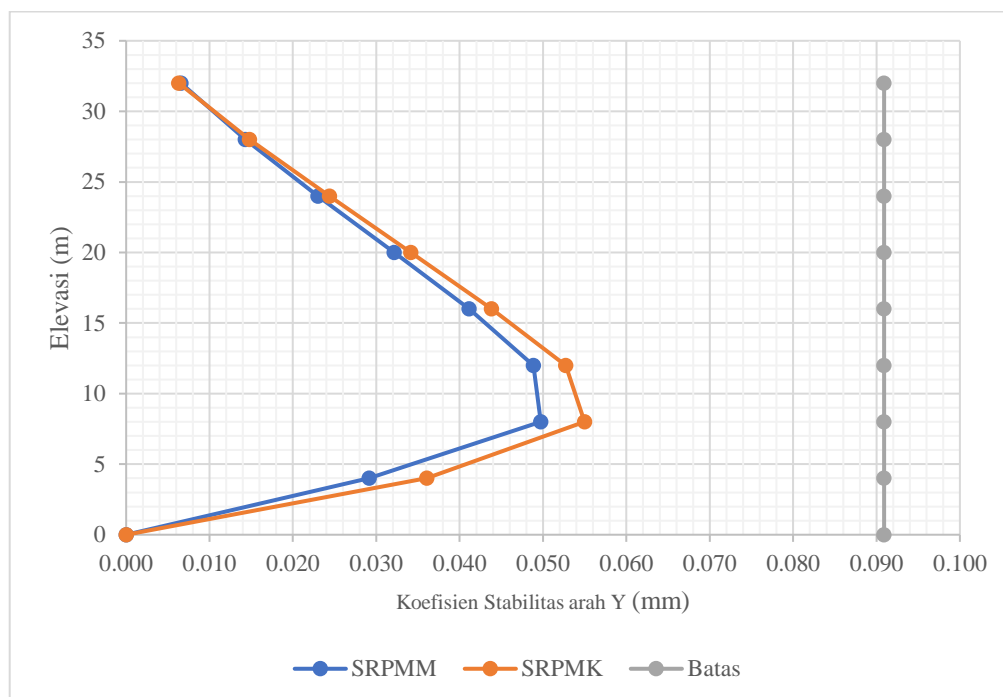
5.6.6 Koefisien stabilitas

Hasil perbandingan nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMM dan SRPMK dapat dilihat pada Gambar 5.65 dan Gambar 5.66 berikut ini.



Gambar 5. 65 Diagram Perbandingan Nilai Koefisien Stabilitas Arah X Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

Berdasarkan Gambar 5.65 dan Gambar 5.66 diperoleh hasil bahwa nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMK relatif lebih besar jika dibandingkan dengan nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMM. Diketahui bahwa nilai koefisien stabilitas gedung perkantoran SRPMK lebih besar 11,18% untuk arah X dibandingkan dengan nilai koefisien stabilitas gedung perkantoran SRPMM. Sementara itu, nilai koefisien stabilitas untuk arah Y gedung perkantoran



Gambar 5. 66 Diagram Perbandingan Nilai Koeffisien Stabilitas Arah Y Gedung Perkantoran SRPMM dan SRPMK

SRPMK lebih besar 6,61% jika dibandingkan dengan nilai koeffisien stabilitas gedung perkantoran SRPMM. Nilai koeffisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMM dan SRPMK memiliki nilai batasan maksimum masing-masing dan keduanya dinyatakan telah memenuhi syarat batas desain untuk koeffisien stabilitas tersebut.

Faktor pemikul gaya seismik yaitu koeffisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran simpangan lateral (C_d) dan nilai simpangan antar tingkat desain (Δ) secara langsung mempengaruhi besarnya nilai koeffisien 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 koeffisien stabilitas pada setiap lantai yang dihasilkan juga lebih besar. Oleh sebab itu, nilai koeffisien stabilitas pada struktur SRPMK bernilai lebih besar jika dibandingkan dengan struktur SRPMM.

Dalam desain bangunan yang diperuntukkan di daerah rawan gempa hendaknya berjalan sesuai dengan filosofi bangunan tahan gempa. Menurut

Ohorella et al (2023), filosofi desain bangunan tahan gempa setidaknya memenuhi tiga kriteria. Apabila bangunan dikenakan beban gempa Tingkat ringan/ *light earthquake*, maka struktur utama bangunan tidak boleh rusak dan masih dapat berfungsi dengan baik. Pada kondisi ini, kerusakan minor pada elemen non-struktur masih dapat ditoleransi. Pada beban gempa tingkat sedang/ *moderate earthquake*, maka struktur utama bangunan boleh mengalami kerusakan ringan dan masih dalam kondisi yang masih dapat diperbaiki. Untuk elemen non-struktur bisa saja mengalami kerusakan, akan tetapi masih dapat dilakukan penggantian dengan material yang baru. Sementara itu, pada desain bangunan tahan gempa yang dikenakan beban gempa kuat/ *strong earthquake*, kerusakan pada struktur utama bangunan masih diperbolehkan. Yang tidak diperbolehkan adalah mengalami keruntuhan massif pada struktur utama bangunan.

Desain bangunan pada penelitian ini termasuk dalam kategori desain struktur simetris dua arah. Gedung simetris dua arah adalah struktur bangunan yang memiliki simetri dalam dua arah utama, biasanya sepanjang sumbu X dan Y. Ini berarti bahwa elemen-elemen struktural seperti kolom, balok, dan dinding penahan ditempatkan sedemikian rupa sehingga distribusi beban dan kekakuan di kedua arah tersebut seimbang. Berdasarkan hasil penelitian ini pada koefisien stabilitas arah X dan arah Y memiliki nilai yang hampir sama nilainya satu sama lain, baik dalam struktur SRPMM dan SRPMK. Selisih koefisien stabilitas pada setiap lantainya hampir bernilai nol dan beberapa lantai nilainya sama. Hal ini menunjukkan bahwa desain gedung simetris dua arah memiliki kestabilan yang sama untuk arah X dan arah Y. Stabilitas ini sangat penting untuk mencegah kegagalan struktural yang dapat diakibatkan oleh gaya-gaya lateral yang tidak seimbang. Hal ini membuat bangunan simetris menjadi pilihan yang lebih aman di daerah yang rentan terhadap gempa bumi.

Selain itu, bangunan dengan struktur desain simetris dua arah memiliki beberapa karakteristik yang menjadi keunggulan dibandingkan dengan desain struktur tidak simetris. Bangunan dengan desain simetris dua arah cenderung mendistribusikan beban secara lebih merata ke seluruh elemen struktural. Hal ini mengurangi konsentrasi tegangan di area tertentu, yang dapat mengurangi potensi

kerusakan atau kegagalan struktural selama kejadian seismic. Desain bangunan yang simetris juga memudahkan analisis struktural dan desain karena perilakunya yang lebih dapat diprediksi. Software analisis struktur dapat lebih mudah memodelkan bangunan simetris, Sehingga dapat mengoptimalkan desain dan memastikan bahwa bangunan tersebut sesuai dengan standar keselamatan dan kinerja

BAB VI PENUTUP

4.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan pada penelitian ini, diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Penelitian menunjukkan bahwa perbandingan gaya geser dasar seismik lateral antara struktur gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan rata-rata sebesar 44,97% daripada gaya seismik lateral pada struktur gedung perkantoran SRPMK. Gaya geser dasar statik pada gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan sebesar 41,84% untuk arah X dan sebesar 40,32% arah Y apabila dibandingkan gaya geser dasar statik gedung perkantoran SRPMK. Gaya geser dasar dinamik pada gedung perkantoran SRPMM juga relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan sebesar 40,43% untuk arah X dan sebesar 39,33% untuk arah Y apabila dibandingkan gaya geser dasar dinamik gedung perkantoran SRPMK.
2. Perbandingan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar 19,01% untuk arah X dan 21,13% untuk arah Y jika dibandingkan dengan nilai simpangan antar tingkat pada gedung perkantoran SRPMK. Nilai *lateral displacement* lantai pada struktur gedung perkantoran SRPMM relatif lebih besar dengan persentase nilai perbandingan rata-rata sebesar 16,32% untuk arah X dan lebih besar 18,07% untuk arah Y apabila dibandingkan *lateral isplacement* lantai gedung perkantoran SRPMK.
3. Perbandingan efek P-delta dapat diketahui dengan melakukan evaluasi perbandingan pada koefisien stabilitas struktur. Nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMK relatif lebih besar dengan nilai perbandingan rata-rata sebesar 11,18% untuk arah X dan sebesar 6,61% untuk arah Y

apabila dibandingkan nilai koefisien stabilitas pada gedung perkantoran SRPMM.

4.2 Saran

Adapun saran untuk penelitian-penelitian yang akan datang adalah sebagai berikut.

1. Untuk penelitian yang selanjutnya bisa menggunakan objek penelitian berupa gedung asimetris dengan jumlah lantai dan fungsi yang berbeda.
2. Untuk analisis penelitian selanjutnya bisa menggunakan pedoman dan standar perencanaan terkini dalam proses analisis dan perhitungannya maka akan didapatkan hasil yang sesuai dengan kondisi pada saat penelitian dilaksanakan.
3. Pada penelitian selanjutnya dapat dilakukan perbandingan metode SRPMM dan SRPMK di daerah yang memiliki kondisi gempa yang rendah untuk meninjau gaya geser dasar, simpangan, dan P-delta.
4. Untuk studi yang lebih komprehensif, dapat dilakukan analisis perbandingan biaya dari dua jenis tipe struktur tersebut.

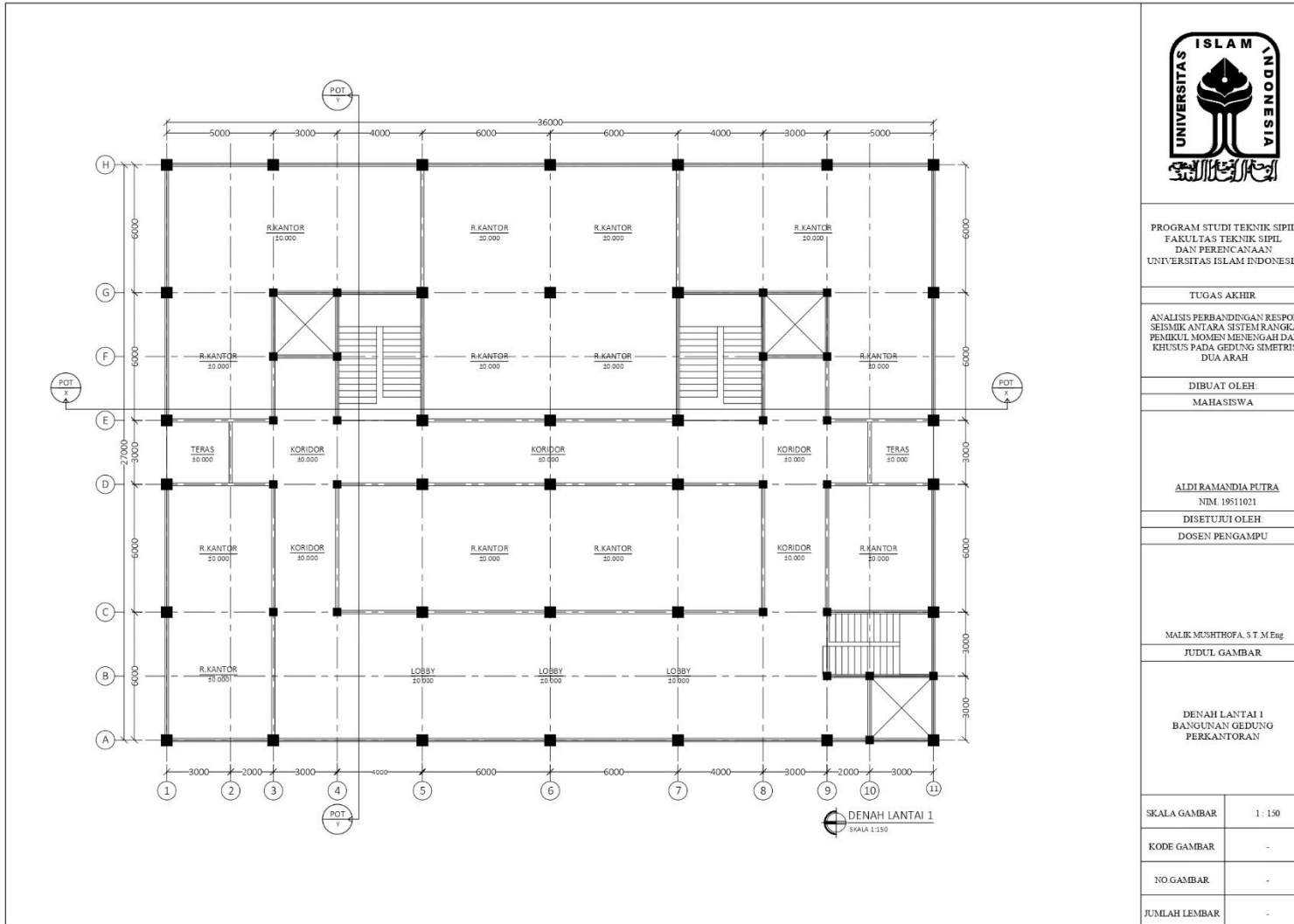
DAFTAR PUSTAKA

- ACI 318-14. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute.
- Asroni, A., Muntafi, Y. dan Setiawan, B. (2020). *Desain Portal Beton Bertulang Dengan Sistem Pemikul Momen Menengah*. Muhammadiyah University Press. Surakarta.
- Fitrah, R. A., & Melinda, A. P. (2018). Studi Komparasi *Detailing* Desain Komponen Lentur Struktur Beton Bertulang SRPMK dan SRPMM. *Jurnal umsb Rang Teknik Journal* (Vol.I No.2 Juni 2018).
- Hirel, P., Servie, K., Dapas, O., & Pandaleke, R. (2018). Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. *Jurnal Sipil Statik*, 6(Juni), 361–372.
- 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.
- Kumar, S., Sekhar C.D., Kundan G., dan Parthasarathi M. (2021). Vulnerability assessment of building structures due to underground blasts using ANN and non-linear dynamic analysis. *Journal of Building Engineering* Vol 44 Elsevier.
- Ohorella, F.Z.I., Malik M., dan Elvis Saputra. (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). *Prosiding Civil Engineering research Forum*. ISSN 2962-2997. (Vol.2 No.2)
- Prismastanto, N., & Sudjono Humardhani, L. (2019). Metode Analisis Ragam Spektrum Respons Pada Struktur Gedung Bertingkat (Studi Kasus Hotel Tosan, Solo Baru). In *Jurnal Media Komunikasi Dunia Ilmu Sipil (MoDuluS)* (Vol. 1, Issue 1).
- 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.

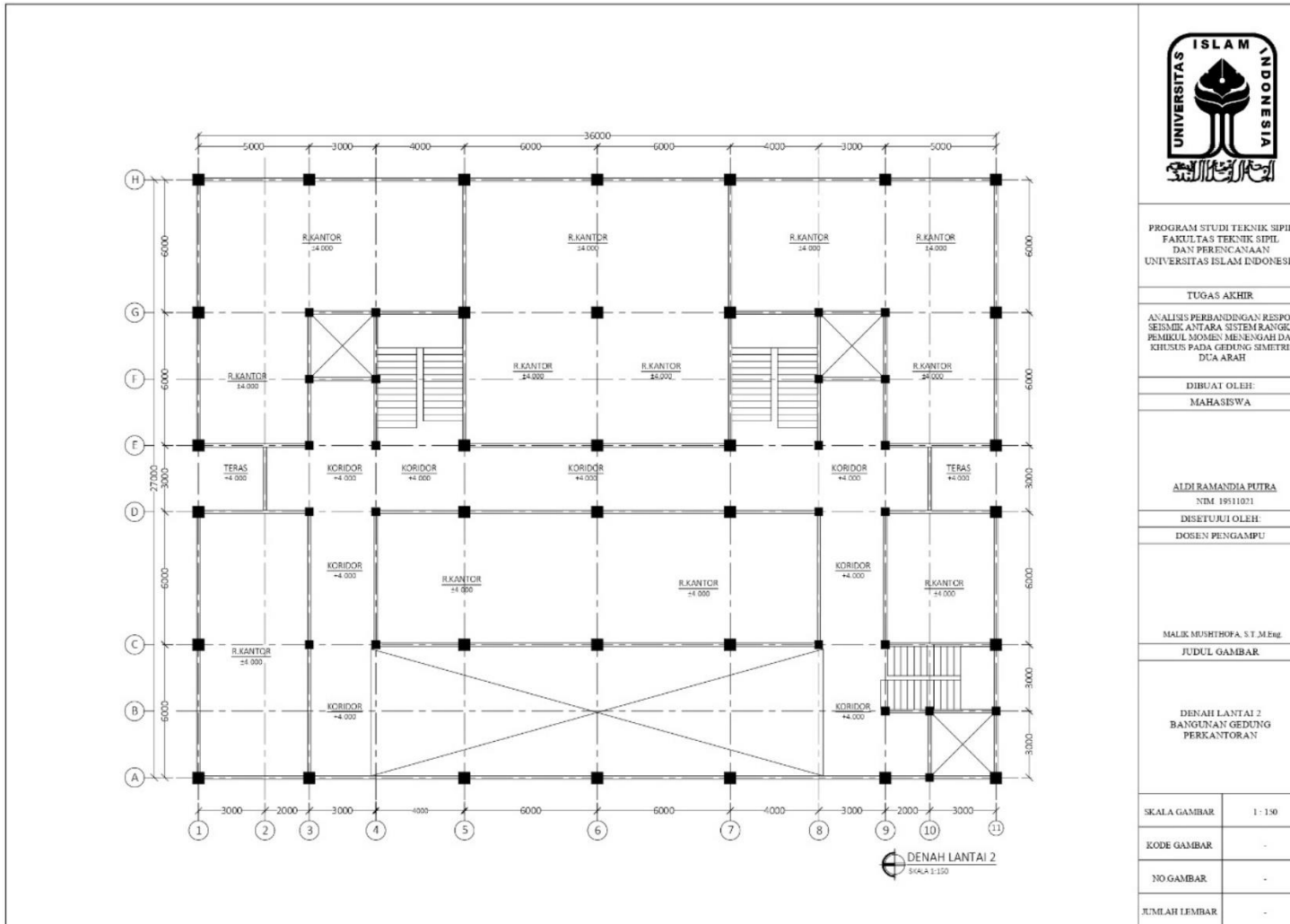
- Sari, Elvina Egie Nurfiti. (2023). Studi Perbandingan Respon Seismik pada Gedung Asimetris dengan SRPMM dan SRPMK (Studi Kasus Gedung 6 Lantai). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Standar Nasional Indonesia. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. SNI 1726. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. (2019). *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. SNI 2847. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Sugijono, R., & Putri, R. (2020). Analisa Perbandingan Volume Beton Bertulang pada Metode Flat Plate Terhadap Beam Slab. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Institut Teknologi Indonesia.
- Suwarni, A., & Anondho, B. (2021). Perbandingan Perhitungan Volume Kolom Beton Antara *Building Information Modeling* Dengan Metode Konvensional. *Jurnal Teknik Sipil*, 4 (Nov), (Vol.VI No.2)
- Wahyudi, Gusti A., (1998). Analisa Penulangan Tahan Gempa pada Portal Beton Berulang Konvensional dengan Menggunakan Konsep *Strong Column Weak Beam*. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Wibowo, M. (2020). Studi Perbandingan Desain Kolom Menggunakan Metode SNI 03-2847-2013 Dan ACI 318-14. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Denah Lantai 1 Bangunan Gedung



Lampiran 2 Denah Lantai 2 Bangunan Gedung



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

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN RESPON
SEISMIC ANTARA SISTEM RANGKA
PEMBULU MOMEN MENEGANG DAN
KHUSUS PADA GEDUNG SIMETRIS
DUA ARAH

DIBUAT OLEH:

MAHASISWA

ALDI RAMANDIA PUTRA

NIM 19511021

DISETUJUI OLEH:

DOSEN PENGAMPU

MALIK MUSHHOFA, S.T.M.Eng.

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 2
BANGUNAN GEDUNG
PERKANTORAN

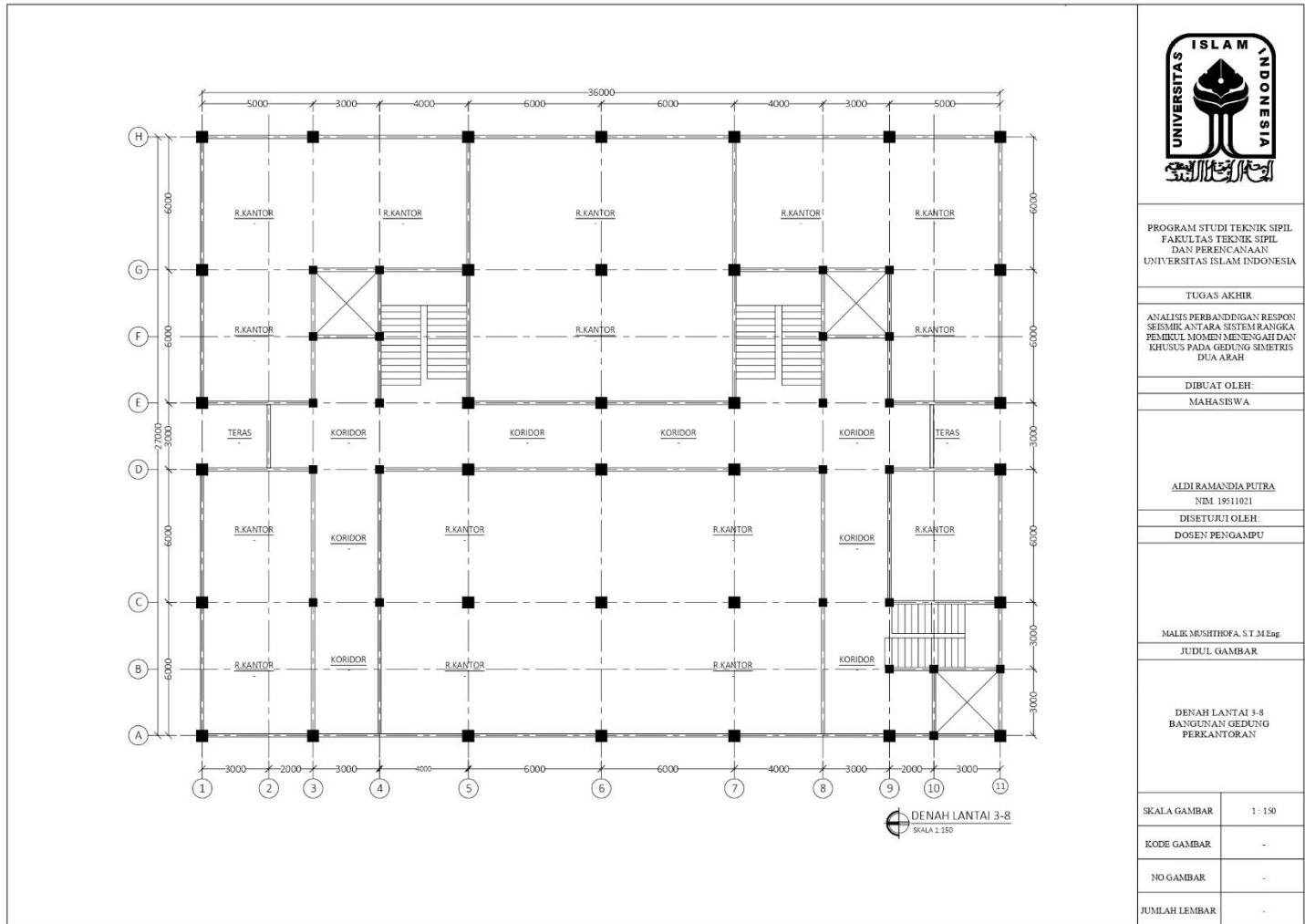
SKALA GAMBAR 1:150

KODE GAMBAR -

NO GAMBAR -

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 BANGKA
 PEMBULI MOMEN MENENGAH DAN
 KHUSUS PADA GEDUNG SIMETRIS
 DUA ARAH

DIBUAT OLEH:
 MAHASISWA

ALDI RAMANDIA PUTRA
 NIM. 19511021

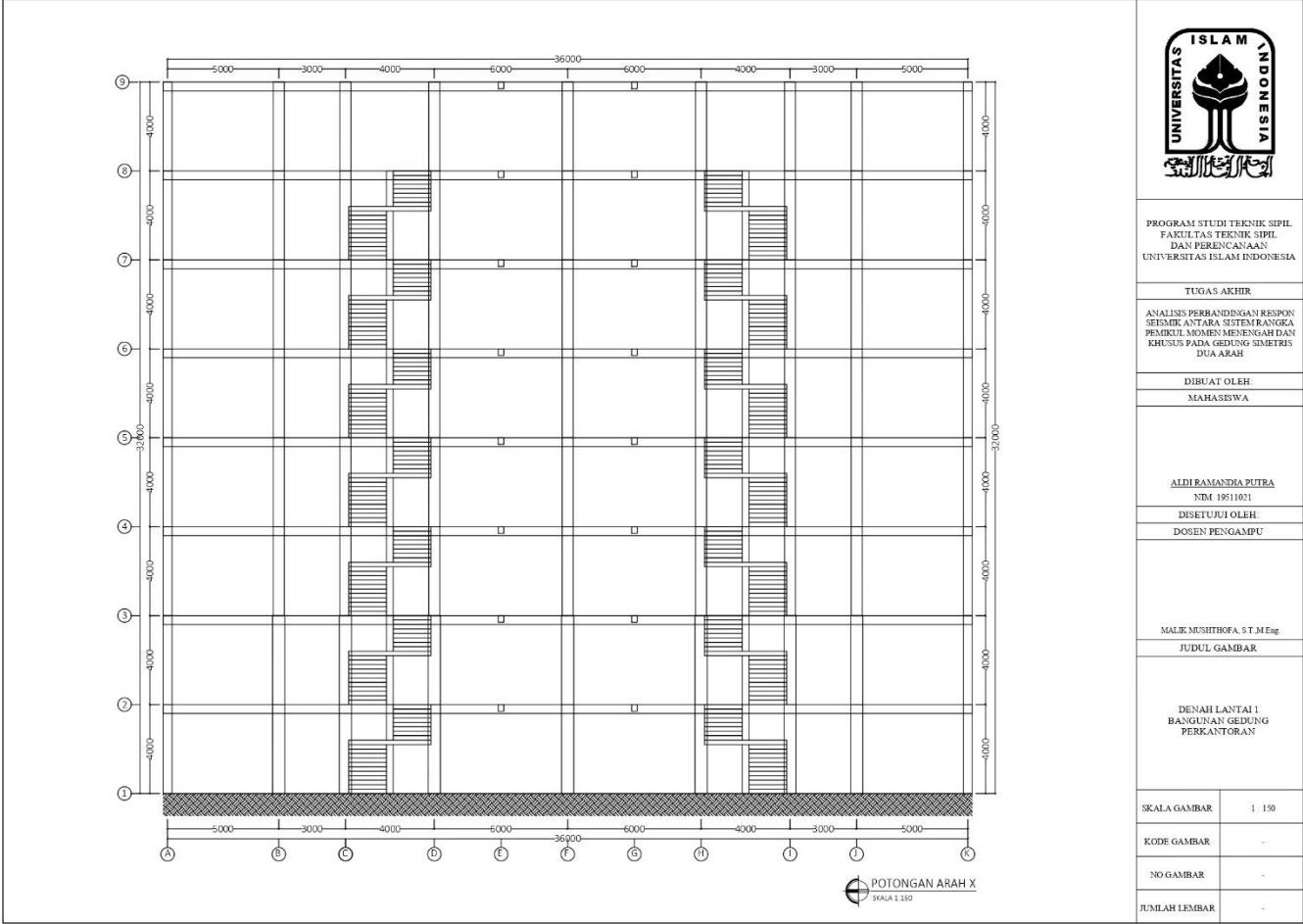
DISETUJUI OLEH:
 DOSEN PENGAMPU

MALIK MUSHTHOFA, S.T.M.Eng.
 JUDUL GAMBAR

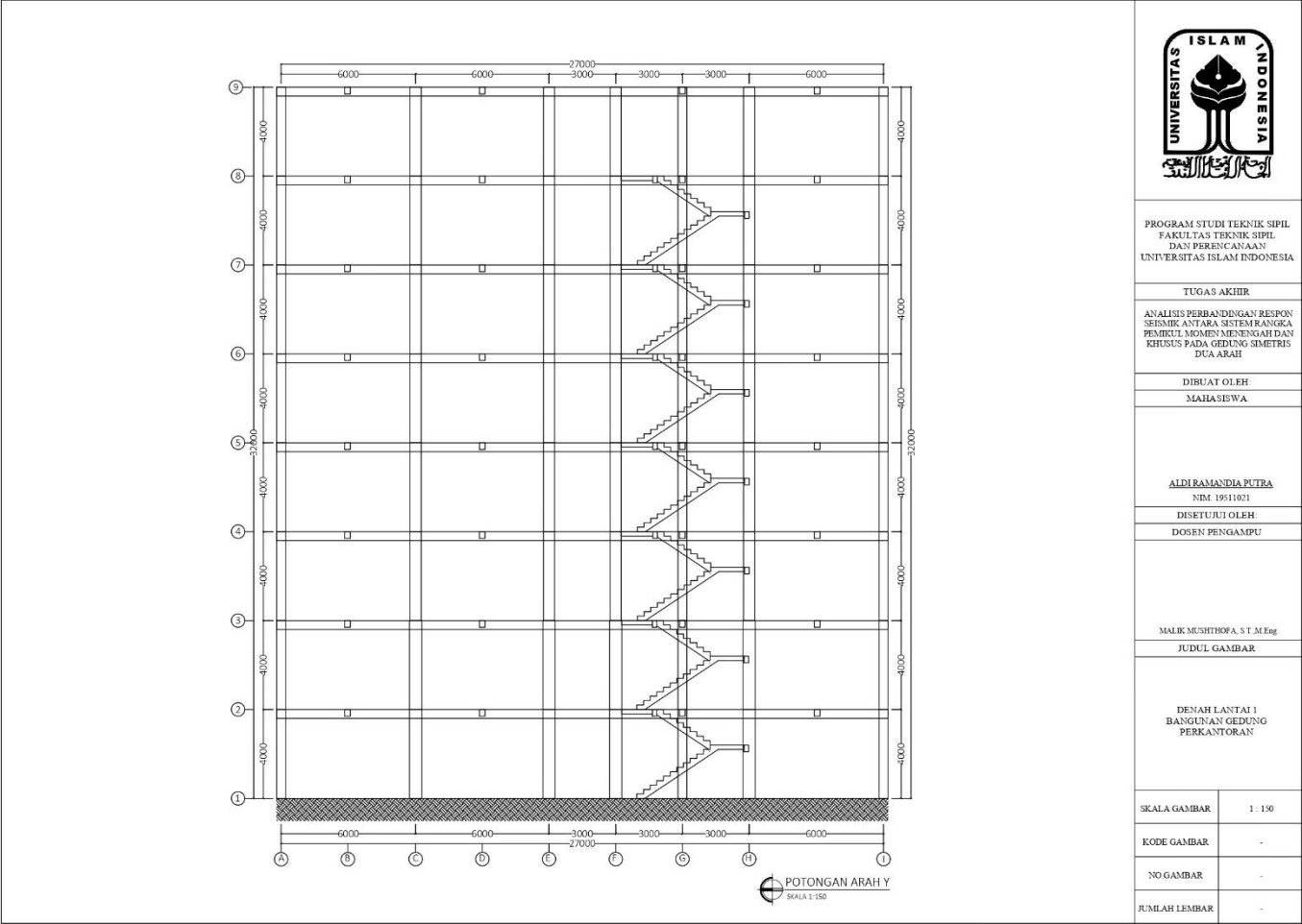
DENAH LANTAI 3-8
 BANGUNAN GEDUNG
 PERKANTORAN

SKALA GAMBAR	1 : 150
KODE GAMBAR	-
NO GAMBAR	-
JUMLAH LEMBAR	-

Lampiran 4 Potongan X



Lampiran 5 Potongan Y



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

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN RESPON
 SEISMIK ANTARA SISTEM RANGKA
 PEMIKUL MOMEN MENENGAH DAN
 KHUSUS PADA GEDUNG SIMETRIS
 DUA ARAH

DIBUAT OLEH
 MAHASISWA

ALDI RAMANDIA PUTRA
 NIM. 19511021

DISETUJUI OLEH
 DOSEN PENGAMPU

MALIK MUSHTHOFA, S.T., M.Eng

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 1
 BANGUNAN GEDUNG
 PERKANTORAN

SKALA GAMBAR	1 : 150
KODE GAMBAR	-
NO GAMBAR	-
JUMLAH LEMBAR	-