

Khennet-2.docx

by Turnitin Official

Submission date: 18-Jul-2025 05:19AM (UTC-0700)

Submission ID: 2716793408

File name: Khennet-2.docx (18.01M)

Word count: 31328

Character count: 154512

**PERENCANAAN ULANG STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN
STRUKTUR BETON BERTULANG**

(Studi Kasus Gedung Mambruk Kota Manokwari, Papua Barat)

83
SKRIPSI

Disusun atas salah satu syarat guna memperoleh gelar sarjana Teknik
Khennet Andrias Mandibondibo, ST



Disusun oleh:

KHENNET ANDRIAS MANDIBONDIBO

3336190056

8
JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS SULTAN AGENG TIRTAYASA

2025

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Dengan ini saya atas penulis skripsi berikut:

Judul : Perencanaan Ulang Struktur Gedung Menggunakan Struktur Beton Bertulang (Studi Kasus Gedung Mambruk Kota Manokwari, Papua Barat)

Nama : Khennet Andrias Mandibondibo

NPM : 3336190056

Fakultas/Jurusan : Fakultas Teknik/Jurusan Teknik Sipil

Lembar ini menyatakan dengan sesungguhnya bahwasanya skripsi ini ialah benar-benar hasil karya asli saya dan tidak memuat hasil karya orang lain, kecuali dinyatakan melalui rujukan yang benar dan dapat dipertanggungjawabkan. Apabila diberikannya hari ditemukan hal-hal yang menunjukkan bahwasanya sebagian ataupun seluruh karya ini bukan karya saya, maka saya bersedia dituntut melalui hukum yang berlaku. Saya juga bersedia menanggung segala akibat hukum yang timbul dari pernyataan yang secara sadar saya nyatakan melalui lembar ini.

Cilegon, Juni 2025

Khennet Andrias Mandibondibo
3336190056

SKRIPSI
PERENCANAAN ULANG STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN
STRUKTUR BETON BERTULANG
(Studi Kasus Gedung Mambruk Kota Manokwari, Papua Barat)

Dipersiapkan dan disusun oleh:

Khennet Andrias Mandibondibo/3336190056

sudah dipertahankan di depan Dewan Penguji

atas Tanggal : Juni 2025

Susunan Dewan Penguji

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Zulmahdi Darwis, S.T., M.Eng
NIP. 197706182008011005

Dosen Penguji I

Woelandari Fathonah, S.T., M.T.
NIP. 199012292019032021

Dosen Penguji II

Dr. Soelarso, S.T., M.Eng, NIP.
198010012008121004

Rama Indera Kusuma, S.T., M.T.
NIP. 199012292019032021

Skripsi ini sudah diterima atas salah satu persyaratan
guna memperoleh gelar Sarjana Teknik
atas Tanggal : Juni 2025

Mengetahui

Ketua Jurusan Teknik Sipil

Dr. Rindu Twidi Bethary, S.T., M.T.
NIP. 198212062010122001

PRAKATA

Puji syukur atas Tuhan Yang Maha Esa jadi Skripsi ini dapat diselesaikan. Skripsi ini diajukan guna sesuai salah satu persyaratan memperoleh derajat kesarjanaan Strata-I atas jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sultan Ageng Tirtayasa, Banten.

Saya menyadari bahwasanya tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai atas penyusunan skripsi, sangatlah sulit bagi saya guna menyelesaikan skripsi ini. Oleh sebab itu saya mengucapkan terima kasih atas:

- 1) Bapak Zulmahdi Darwis, S.T., M.Eng., dan Ibu Woelandari Fathonah, S.T., M.T., selaku pembimbing I dan II
 - 2) Bapak Dr. Soelarso, S.T., M.Eng., dan Bapak Rama Indera Kusuma, S.T., M.T. selaku dosen penguji I dan II.
 - 3) Ibu Dr. Rindu Twidi Bethary S.T., M.T., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Sultan Ageng Tirtayasa.
 - 4) Ibu Woelandari Fathonah, S.T., M.T., selaku Sekretaris Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Sultan Ageng Tirtayasa.
 - 5) Ibu Dr. Rindu Twidi Bethary S.T., M.T., selaku pembimbing akademik penulis.
 - 6) Orang tua dan keluarga yang sudah memberikan doa dan dukungan material serta moral yang tak pernah habis jadi membuat motivasi penulis dalam mengejar cita-cita hingga saat ini.
 - 7) Seluruh rekan mahasiswa khususnya angkatan 2019 (BRATAS 19), Keluarga Besar Mahasiswa Papua Untirta, dan Maria Marthen yang senantiasa memberikan bantuan, saran dan semangat selama penyusunan skripsi.
 - 8) Khennet Andrias Mandibondibo ataupun diri saya sendiri yang sudah berjuang mengusahakan semua hal yang terbaik guna menyelesaikan skripsi ini.
- Akhir kata semoga skripsi ini dapat bermanfaat bagi rekan-rekan mahasiswa.

Cilegon, Juni 2025

Khennet A. Mandibondibo
3336190056

Perencanaan Ulang Struktur Gedung Menggunakan Struktur Beton

Bertulang

(Studi kasus Gedung Mambruk Kota Manokwari, Papua Barat)

Khennet Andrias Mandibondibo

INTISARI

Acuan teknis dipakai yang terbaru berlaku di Indonesia ialah SNI 2847-2019, SNI 1726-2019 dan SNI 1727-2020. Penelitian ini membahas tentang perencanaan ulang struktur Gedung Mambruk yang awalnya menggunakan struktur baja dengan system Rangka Pemikul Momen Biasa dan didesain ulang menggunakan struktur beton bertulang dengan system rangka Pemikul Momen Khusus. Studi kasus dilaksanakan atas Gedung Mambruk Kota Manokwari, Papua Barat dengan 3 lantai dan 1 basemen. Tujuan Penelitian ialah mengetahui cara merencanakan pelat, balok, kolom, dan *diaphragm wall*, menganalisis beban gempa menggunakan metode statik ekuivalen dan respon spectrum yang mengacu atas SNI terbaru, serta mengetahui kondisi eksisting gedung yang direncanakan ulang dengan bantuan software *ETABS*, *spColumn*, dan *Plaxis*.

sesuai hasil analisis yang dilaksanakan dimensi yang didapatkan K1 700x700 mm, K2 600x600mm, K3 500x500mm, K4 400x400mm, dan balok induk B1 700x300mm, B2 600x300mm, B3 500x300mm, BA 500x250mm. guna dinding basement dipakai dinding *diaphragm wall* dengan tebal 500mm dan tinggi 4500mm.

Kata Kunci : Perencanaan Ulang Struktur Gedung, SNI 2847-2019, SNI 1726-2019, SNI 1727-2020, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

**Redesign of Building Structure Using Reinforced Concrete Structure
(Study Case Mambruk Building Manokwari City, West Papua)**

Khennet Andrias Mandibondibo

ABSTRACT

The latest technical references that come into force in Indonesia are SNI 2847-2019, SNI 1726-2019 and SNI 1727-2020. This research discusses the redesign of the Mambruk Building Structure, Which was initially designed using a steel structure with an ordinary moment resisting Frame System. The case study is conducted of 3 floors and 1 basement. The objective of this study case are to determine the design methods for slabs, beams, columns, and diaphragm wall, to analyze earthquake loads using the static equivalent method and response spectrum method based on the latest SNI, and to evaluate the existing condition of the building being redesigned with the programme software of ETABS, spColumn, and PLAXIS

Based on the analysis results, the obtained dimensions are as follows Column K1 is 700x700 mm, K2 is 600x600 mm, K3 is 500x500 mm, K4 is 400x400 mm. the main beams have the following dimensions B1 is 700x300 mm, B2 is 600x300 mm, B3 is 500x300 mm, and BA is 500x250 mm. for the basement wall, a diaphragm wall is used with a thickness of 500 mm and a height of 4500 mm.

Kata Kunci : Structural Redesign of the Building Based on SNI 2847:2019, SNI 1726 :2019, and SNI 1727-2020, reinforced concrete with a Special Moment Frame System (SMF)

1
DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
HALAMAN ERNYATAAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
PRAKATA	iv
INTISARI	v
ABSTRACT	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
8 BAB 1 PENDAHULUAN	16
1.1 Latar Belakang	16
1.2 Rumusan Masalah	17
1.3 Tujuan Penelitian	17
1.4 Batasan Masalah	18
1.5 Manfaat Penelitian	18
1.6 Keaslian Penelitian	18
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	19
2.1 Penelitian Terdahulu yang Relevan	19
2.2 Keterkaitan Penelitian	23
2 BAB 3 LANDASAN TEORI	33
3.1 Standar Perencanaan Struktur	33
3.2 Komponen Sistem Struktur	33
3.2.1 Balok (<i>Beam</i>)	33
3.2.2 Kolom (<i>Column</i>)	39

3.2.3 Pelat (<i>Slab</i>)	47
15 3.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	52
3.4 Pembebanan dan Kombinasi 1 Pembebanan Struktur	53
3.4.1 Pembebanan	53
3.4.2 Kombinasi Pembebanan	54
3.5 <i>Diaphragm Wall</i>	55
3.5.1 Korelasi Nilai Tahanan konus (q_c)	55
3.5.2 Perhitungan Tulangan <i>Diaphragm Wall</i>	57
3.6 Pondasi	58
3.7 Analisis dan Desain Struktur	59
BAB 4 METODOLOGI PENELITIAN	61
4.1 Diagram Alir Penelitian	61
4.2 Lokasi Penelitian	62
4.3 Data Penelitian	62
4.3.1 Data Proyek	62
Penelitian dalam tugas akhir ini punya data proyek atas berikut	62
4.3.2 Data Perencanaan Struktur	63
4 4.4 Instrumen Penelitian	63
4.5 Variabel Penelitian	63
4.6 Analisis Data	64
BAB 5 HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN	65
5.1 Data Perencanaan Struktur	65
5.2 Perhitungan Kategori Desain Seismik	66
5.3 <i>Preliminary Design</i>	71
5.3.1 Dimensi Balok	71

5.3.2 Dimensi Pelat	72
2 5.3.3 Dimensi Kolom	75
5.4 Analisa Pembebanan	77
5.4.1 Beban Mati	77
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)	78
5.4.2 Beban Hidup	78
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)	78
5.4.3 Beban SIDL Lantai 1-3	81
5.4.4 Beban SIDL Lantai 4 (Atap dak)	82
5.5 Analisa Beban Gempa	82
5.5.1 Metode <i>Static Equivalent</i>	82
5.5.2 Metode <i>Response Spectrum</i> (RS)	91
5.5.3 Analisa <i>Modal Participating Mass Ratios</i> (MPMR)	96
5.5.4 Analisa Simpangan Antar tingkatan (Δ)	98
5.5.5 Analisa dampak P-Delta ($P-\Delta$)	101
5.5.6 Analisa Ketidakberaturan Struktur	103
5.6 Perhitungan Elemen Struktur	108
4 5.6.1 Perhitungan Pelat	108
5.6.2 Perhitungan Balok	114
4 5.6.3 Perhitungan Kolom	135
5.6.4 Perhitungan HBK SRPMK	161
5.6.5 Perhitungan <i>Diaphragm Wall</i>	172
5.6.6 Perhitungan Pondasi	183
BAB 6 KESIMPULAN DAN SARAN	195
6.1 Kesimpulan	195

6.2 Saran.....	196
DAFTAR PUSTAKA	197
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Penampang balok, diagram regangan, dan diagram tegangan	34
Gambar 3.2	Konsep analisa balok tulangan rangkap (doubly reinforced).....	35
Gambar 3.3	Tulangan geser vertikal	37
Gambar 3.4	Penampang kolom, diagram regangan, dan diagram tegangan	39
Gambar 3.5	Flowchart pendesainan kolom	41
Gambar 3.6	Tinjauan atas Kondisi Beban Sentris	44
Gambar 3.7	Distribusi Regangan atas Kondisi Seimbang	44
Gambar 3.8	Diagram Tegangan Tekan Menentukan	45
Gambar 3.9	Kolom dengan Beban $P_n = 0$	46
Gambar 3.10	Diagram Interaksi Kolom	47
Gambar 3.11	Ilustrasi lendutan yang terjadi atas pelat satu arah (one way).....	48
Gambar 3.12	Pola momen pelat satu arah (one way) memikul beban gravitasi ..	49
Gambar 3.13	Pola momen pelat satu arah (one way) memikul beban gravitasi ..	50
Gambar 3.14	Skema tulangan pelat	51
Gambar 4.1	Diagram Alir Penelitian	61
Gambar 4.2	Lokasi Penelitian	62
Gambar 4.3	Tampak depan Gedung Mmabruk	62
Gambar 5.1	Pola Beban Hidup Lantai 1	79
Gambar 5.2	Pola Beban Hidup Lantai 2	79
Gambar 5.3	Pola Beban Hidup Lantai 3	80
Gambar 5.4	Pola Beban Hidup Lantai 4	80
Gambar 5.5	Define Mass Source	83
Gambar 5.6	Grafik Gaya Geser EX ETABS	89
Gambar 5.7	Grafik Gaya Geser EY ETABS	89
Gambar 5.8	Reduksi inersia kolom atas ETABS	90
Gambar 5.9	Reduksi Inersia balok atas ETABS	90
Gambar 5.10	Reduksi Inersia Pelat atas ETABS	90
Gambar 5.11	Grafiks Response Spectrum guna tanah keras kota Manokwari	93
Gambar 5.12	Modal Cases atas ETABS	97
Gambar 5.13	Modal Participating Mass Ratio atas ETABS	98

2	Gambar 5. 14 Grafik Simpangan Arah X dan Y	101
	Gambar 5.15 Skema penulangan pelat.....	114
	Gambar 5.16 Lokasi balok B1 story 2	115
	Gambar 5. 17 Skema analisis M+ balok tumpuan	122
	Gambar 5.18 Skema analisis M- balok tumpuan	123
	Gambar 5.19 Diagram tegangan-regangan balok B1 tumpuan.....	133
	Gambar 5. 20 Diagram tegangan-regangan balok B1 lapangan	134
	Gambar 5.21 Detail penampang balok B1	134
	Gambar 5.22 Tinjauan joint guna analisis SCWB	137
	Gambar 5.23 Skema analisis balok arah x atas SCWB.....	137
	Gambar 5.24 Skema analisis balok arah Y atas SCWB	139
	Gambar 5. 25 Hasil analisis SCWB arah X	141
	Gambar 5.26 Hasil analisis SCWB arah Y	142
1	Gambar 5. 27 Diagram Interaksi Kolom K1	154
	Gambar 5. 28 Diagram Interaksi Kolom K2	155
	Gambar 5.29 Diagram Interaksi Kolom K3	155
1	Gambar 5.30 Diagram Interaksi Kolom K4	156
	Gambar 5.31 Diagram Interaksi Kolom KL	157
	Gambar 5. 32 Diagram Interaksi Kolom K1	159
	Gambar 5. 33 Diagram Interaksi Kolom K2	159
	Gambar 5.34 Diagram Interaksi Kolom K3	160
1	Gambar 5.35 Diagram Interaksi Kolom K4	160
	Gambar 5.36 Diagram Interaksi Kolom KL	161
	Gambar 5. 37 Desain HBK dengan Empat Balok Pengekang	162
	Gambar 5.38 Analisisn Kapasitas Momen HBK atas Arah X	162
	Gambar 5. 39 Analisisn Kapasitas Momen HBK atas Arah X	165
	Gambar 5. 40 Detail tulangan HBK dari Struktur SRPMK	171

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Tinjauan Pustaka	23
Tabel 3.1 Perhitungan P-M Kolom	45
Tabel 5.1 Dimensi Pelat	65
Tabel 5.2 Dimensi Balok	65
Tabel 5.3 Dimensi Kolom	65
Tabel 5.4 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung guna beban gempa	66
Tabel 5.5 Faktor keutamaan gempa	66
Tabel 5.6 Koefisien situs, F_a	67
Tabel 5.7 Koefisien situs F_v	67
Tabel 5.8 Kategori desain seismic sesuai parameter respons parameter percepatan atas periode pendek	69
Tabel 5.9 Kategori desain seismik sesuai parameter respons parameter percepatan atas periode 1 detik	69
Tabel 5.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 guna system pemikul gaya seismik	70
Tabel 5.11 Preliminary design kolom tengah sesuai beban gravitasi	76
Tabel 5.12 Beban Mati	77
Tabel 5.13 Beban Hidup	78
Tabel 5.14 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 1	81
Tabel 5.15 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 2	81
Tabel 5.16 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 3	81
Tabel 5.17 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 4 (Atap)	82
Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Berat Seismik Efektif (ETABS)	83
Tabel 5.19 Persentase Selisih Berat Struktur ETABS dan Manual	83
Tabel 5.20 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	84
Tabel 5.21 Koefisien guna batas atas atas periode yang dihitung	85
Tabel 5.22 Distribusi vertical gaya gempa statik arah X	88
Tabel 5.23 Distribusi vertical gaya gempa statik arah Y	88
Tabel 5.24 Perbandingan Gaya Geser X manual dan ETABS (EX)	88
Tabel 5.25 Perbandingan Gaya Geser Y manual dan ETABS (EY)	89
Tabel 5.26 Perhitungan Spektrum Respon Percepatan Desain	92

Tabel 5.27 Hasil Perhitungan Gaya Gempa ETABS	94
Tabel 5.28 Hasil Perhitungan Gaya Gempa ETABS faktor skala baru	96
Tabel 5.29 Persentase selisih periode antar mode	96
Tabel 5.30 Simpangan antar tingkatan izin	98
Tabel 5.31 Diaphragm CM Displacement Gempa Spek X	99
Tabel 5.32 Diaphragm CM Displacement Gempa Spek Y	99
1 Tabel 5.33 Simpangan antar tingkatan arah X dan Y	100
Tabel 5 34 Output Px, dengan Beban Service atas ETABS	101
Tabel 5.35 Output Vx, dengan Beban Spek X atas ETABS	102
Tabel 5.36 Output Vy, dengan Beban Spek Y atas ETABS	102
Tabel 5.37 Hasil Analisa P-Delta guna Gempa arah X dan Y	102
Tabel 5.38 Analisa tipe 2 ketidakberaturan torsi Arah X	103
Tabel 5 39 Analisa tipe ketidakberaturan torsi Arah Y	103
Tabel 5 40 Analisa tipe ketidakberaturan torsi 2,3,4, dan 5	104
Tabel 5.41 Ketidakberaturan Vertikal atas objek penelitian	105
Tabel 5.42 Analisa Kekakuan tingkatan lunak arah X	105
Tabel 5 43 Analisa Kekakuan tingkatan lunak arah Y	106
Tabel 5 44 Analisa Ketidakberaturan berat (massa)	106
Tabel 5 45 Analisa Ketidakberaturan geometri vertikal	106
Tabel 5.46 Analisa Diskontinuitas kekuatan lateral tingkatan	107
Tabel 5.47 Analisa Diskontinuitas kekuatan lateral tingkatan	107
Tabel 5.48 Analisa ketidakberaturan torsi berserta pasal konsekuensinya	107
Tabel 5.49 Pembebanan atas Pelat	108
Tabel 5.50 Nilai momen pelat terbesar	110
Tabel 5.51 Hasil Analisa momen pelat lanti	113
Tabel 5.52 Hasil Perhitungan Tulangan lentur tumpuan balok	121
Tabel 5.53 Hasil Perhitungan Desain Balok B1	132
Tabel 5.54 Hasil Perhitungan Desain Balok B2	132
Tabel 5.55 Hasil Perhitungan Desain Balok B3	132
Tabel 5.56 Hasil Perhitungan Desain Balok BA	133
Tabel 5.57 Gaya Dalam atas Kolom K1	135

Tabel 5.58 Hasil analisis spColumn atas Kolom K1	136
Tabel 5.59 Pengecekan syarat $fMn/Mu > 1$	136
Tabel 5.60 Hasil analisis kolom K1 70x70 dengan 1,25fy dan $\phi = 1,0$	143
Tabel 5.61 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c > cb$	150
Tabel 5.62 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c = cb$	151
Tabel 5.63 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c < cb$	153
Tabel 5.64 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K1	154
Tabel 5.65 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K2	154
Tabel 5.66 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K3	155
Tabel 5.67 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K4	156
Tabel 5.68 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K4	156
Tabel 5.69 Hasil Perhitungan Desain Kolom K1	157
Tabel 5.70 Hasil Perhitungan Desain Kolom K2	157
Tabel 5.71 Hasil Perhitungan Desain Kolom K3	158
Tabel 5.72 Hasil Perhitungan Desain Kolom K4	158
Tabel 5.73 Hasil Perhitungan Desain Kolom KL	158

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan ifrastruktur **semakin** meningkat **di** Indonesia khususnya di daerah papua. Gedung Mambruk ialah salah satu kemajuan infrastruktur yang terletak di Manokwari Provinsi Papua Barat. Gedung Wanita yang sekarang berganti nama jadi Gedung Mambruk ialah gedung bertingkat yang punya ketinggian 24.37 meter dengan 3 lantai dan 1 *basement* berkedalaman 4 meter. Struktur *basement* menggunakan struktur beton bertulang dan struktur atas menggunakan **struktur komposit**. Struktur komposit sendiri ialah jenis **struktur yang** memadukan diantara **dua** jenis **material** yakni beton dan baja dimana kolom atas gedung ini menggunakan baja yang dibungkus dengan beton. Struktur Gedung Mambruk ialah struktur yang punya bentuk tidak beraturan. Sistem struktur yang dipakai ialah Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Perencanaan struktur baja dan pembebanan gempanya mengacu atas **SNI 1726:2019, SNI 1727:2020** dan standar lainnya.

Perencanaan ulang struktur Gedung Mambruk ini mengacu atas penelitian terdahulu seperti Penelitian Hermawan dkk. (2021) tentang “*Redesain Perencanaan Gedung Trasa Mart Slawi Menggunakan Struktur Beton Bertulang*”. Gedung yang awalnya menggunakan struktur baja direncanakan ulang **menggunakan struktur beton bertulang dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus**. Penelitian serupa dilaksanakan Ananda Nabilla dkk. (2022) tentang “*Perencanaan Struktur Beton Bertulang guna Gedung Laboratorium Terpadu 5 Lantai*” dengan menggunakan system rangka pemikul momen khusus penelitian ini tujuannya guna menentukan dimensi baru atas struktur beton seperti balok, kolom, pelat, rangka atap, tangga, lift, dan pondasi dan juga membuat gambar detail struktur hasil perencanaan. Penelitian terkait lainnya yakni penelitian Ganteng Brawijaya, Soerjandani Prianor Machmoed, (2022) tentang “*Perencanaan Gedung Rusunawa 10 Lantai Di Kota Yogyakarta Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)*”. Penelitian ini berlokasi di daerah Yogyakarta yang punya

intensitas gempa tinggi, jadi peneliti menganalisa ulang struktur gedung dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang biasa dipakai guna merencanakan struktur bangunan didaerah gempa dengan intensitas gempa tinggi.

Penelitian yang akan dilaksanakan ialah perencanaan ulang atas struktur Gedung Mambruk yang awalnya menggunakan struktur komposit jadi struktur beton bertulang. Perencanaan ulang atas gedung Mambruk ini tujuannya agar dapat mengetahui dimensi dan bentuk struktur dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dimana Papua termasuk daerah dengan intensitas gempa tinggi. Peraturan SNI 2847:2019, serta SNI 1726:2019 atas tata cara perencanaan ketahanan gempa, dan SNI 1727:2020 atas acuan guna menentukan beban desain minimum. Perencanaan ulang atas penelitian ini menggunakan data tanah yang berlokasi sesuai dengan lokasi gedung didirikan.

1.2 Rumusan Masalah

Penyusunan tugas akhir ini punya rumusan masalah atas berikut.

1. Bagaimana merencanakan struktur Gedung Mambruk yang mengikuti standar Persyaratan Beton Struktural guna Bangunan Gedung (SNI 2847:2019)?
2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan tahan gempa mengikuti standar Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa guna Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019)?
3. Bagaimana bentuk struktur komposit Gedung Mambruk yang direncanakan ulang menggunakan struktur beton bertulang?

1.3 Tujuan Penelitian

Penyusunan tugas akhir ini punya tujuan atas berikut.

1. Perencanaan struktur Gedung Mambruk sesuai dengan Persyaratan Beton Struktural guna Bangunan Gedung (SNI 2847:2019).
2. Perencanaan struktur bangunan tahan gempa sesuai dengan Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa guna Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019)
3. Mengetahui bentuk struktur komposit Gedung Mambruk yang direncanakan ulang menggunakan struktur beton bertulang.

1

1.4 Batasan Masalah

Penyusunan tugas akhir ini punya batasan masalah guna mencegah meluasnya topik bahasan atas berikut.

1. Perencanaan struktur atas dibatasi atas perhitungan dimensi serta penulangan *slab, beam*, dan kolom.
2. Perencanaan struktur bawah dibatasi atas perhitungan dimensi serta penulangan kolom, *diaphragm wall* dan Pondasi.
3. Tidak melakukan analisis biaya dan metode pelaksanaan selama pembangunan.
4. Tidak membahas langka-langkah perhitungan menggunakan ETABS dan PLAXIS.
5. Tidak memperhitungkan sistem utilitas bangunan, pembuangan saluran air bersih dan kotor, instalasi listrik, serta pekerjaan finishing.
6. Analisa gaya-gaya dalam bangunan menggunakan ETABS dan PLAXIS dan penggambaran penulangan dibantu menggunakan software autoCAD.

1.5 Manfaat Penelitian

Penelitian dalam pembuatan tugas akhir ini punya manfaat atas berikut.

1. Memberikan pemahaman mengenai perhitungan analisis gedung sesuai dengan SNI 2847:2019 tentang persyaratan beton structural guna bangunan gedung.
2. Memberikan pemahaman mengenai perencanaan struktur gedung tahan gempa menggunakan metode statik ekuivalen dan dinamik respon spectrum sesuai dengan SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa guna struktur gedung dan nongedung.
3. atas acuan ataupun referensi pustaka guna perencanaan struktur gedung di Manokwari Papua barat dan penelitian yang lebih lanjut.

1.6 Keaslian Penelitian

Penelitian terkait Perencanaan Ulang Struktur Gedung Mambruk Manokwari dengan Menggunakan Struktur Beton Bertulang dikerjakan bukan hasil jiplakan dari penelitian orang lain melainkan hasil karya sendiri. sesuai kode etik ilmiah, pendapat ataupun temuan tercantum dalam penelitian ini.

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu yang Relevan

Penelitian dengan keterkaitan pembahasan yang relatif sama atas penelitian dipakai atas acuan dan perbandingan guna memperluas teori dan pemahaman atas penelitian yang akan di lakukan. Berikut beberapa penelitian yang dijadikan acuan diantara lain:

1. Penelitian Hermawan Okky Hendra, Kurmiawan Adam, Santoso Teguh Haris, Weimintoro (2021) tentang “Redesain Perencanaan Gedung Trasa Mart Slawi Menggunakan Struktur Beton Bertulang”. Penelitian ini tujuannya guna mengetahui bentuk desain ulang dan seberapa besar kekuatan struktur beton dengan merancang ulang struktur gedung sesuai dengan SNI 2847-2013. Perencanaan ulang atas struktur ini menggunakan metode SRPMK serta perhitungan analisis menggunakan bantuan software SAP2000 V.7 dan perhitungan gaya/beban gempa yang bekerja dengan metode Analisis Statik Ekuivalen. Hasil analisis struktur yang didapatkan perhitungan balok tulangan longitudinal B1 (35x60) didapatkan Ø8-250 atas tumpuan (1/4L) dan Ø8-450 atas bentang tengah (1/2L), atas perhitungan kolom tulangan memanjang K1 (50x50) didapatkan hasil yang sama guna semua struktur yakni 16 D16 serta metode pelaksanaan pekerjaan yang direncanakan.
2. Penelitian Anniasa Fina, (2023) tentang “Redesain Struktur Fakultas Hukum Untirta Sindangsari Dengan Penambahan Lantai”. Tujuan penelitian ialah mengetahui cara merencanakan pelat, balok, dan kolom, menganalisis beban gempa menggunakan metode statik ekuivalen dan respons spektrum yang mengacu atas SNI terbaru, serta mengetahui kondisi eksisting gedung yang diberi penambahan lantai, dan perbedaan lokasi perencanaan dalam menerima beban gempa dengan bantuan software ETABS dan spColumn. sesuai hasil analisis yang dilaksanakan dimensi eksisting struktur kolom K1 600x600 mm² mengalami penambahan dimensi jadi 800x800 mm², dan balok induk B1 300x700 mm² jadi 300x750 mm².
3. Kevin Pramasetya Nanda, Fadila Rezka, Sumirin, Rusli Ahyar Muhammad, (2020) tentang “Redesain Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Gedung

Dekanat Universitas Wahid Hasyim Semarang". Penelitian ini tujuannya guna meredesain struktur atas dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), menganalisis perhitungan dengan ETABS 2018 dan mendesain elemen-elemen struktur yang digambarkan secara detail dengan bantuan Autocad 2013. sesuai hasil perhitungan didapatkan desain kolom berdimensi 600x600 mampu menjamin bahwasanya kolom lebih kuat dari balok dengan desain berdimensi 350x600 menggunakan desain portal SRPMK.

4. Ananda Nabilla, Putri Nabila Sukma (2022) tentang "*Perencanaan Struktur Beton Bertulang guna Gedung Laboratorium Terpadu 5 Lantai*". Penelitian ini tujuannya guna mengetahui besarnya beban gravitasi dan beban gempa yang bekerja, menentukan dimensi serta tulangan atas elemen struktur (rangka atap, balok, kolom, tangga, lift, dan pondasi dan juga gambar detail struktur hasil perencanaan. sesuai hasil perhitungan yang dilaksanakan, didapatkan rangka atap menggunakan profil baja double L siku atas batang diagonal dan pipa baja atas batang vertical. Hasil dimensi guna struktur dan penulangan beton bertulang dari struktur pelat, tangga, lift, balok, kolom dan sloof. guna struktur bawah dari beton bertulang menggunakan pondasi pilecap. Hasil perhitungan ini ialah bangunan mampu menahan gaya gempa yang terjadi.
5. Hartono Rudi, Suwarjo, Nasution Ari Endra (2021) tentang "*Redesain Gedung Kuliah Berlantai Empat Universitas Muara Bungo*". Penelitian ini tujuannya menganalisis struktur gedung kuliah secara keseluruhan meliputi perencanaan atap, perencanaan portal, perencanaan pelat lantai dan perencanaan pondasi. Hasil perhitungan didapatkan luas ruangan kelas yang optimal diambil setotal 35m², rangka atap dipakai profil S.15, S.10 dan S6 dengan menggunakan alat baut diameter 1,6 dengan gording menggunakan profil INP.12, tulangan lentur balok menggunakan 4 Ø16 dan tulangan kolom menggunakan 5 Ø16, tulangan pelat lantai tipe A menggunakan 5 Ø 10mm spasi 25cm, guna lapangan dan 9 Ø10 dengan spasi 12,5cm, serta tulangan pelat lantai tipe B menggunakan 5 Ø10 spasi 25cm guna tulangan lapangan dan tumpuan dengan spasi 25cm.
6. Damayanti Devi Astari, (2022) tentang "*Perencanaan Ulang Struktur Gedung Kantor Pemerintahan Terpadu Kabupaten Brebes*". Penelitian ini tujuannya

guna mengetahui hasil dari modifikasi struktur gedung kantor pemerintahan terpadu kabupaten brebes dengan menggunakan sistem ganda. sesuai hasil perhitungan didapatkan hasil tebal pelat 120mm, dimensi kolom yang dipakai yakni K1(85x85)cm, K2 (65x85)cm, K3 (65x65)cm, dan K4 (60x60)cm. dimensi balok yang dipakai yakni B1 40/60cm, B2 30/50cm, B3 30/50cm, B4 25/40cm, B5 20.35cm, B620/30cm. Dinding geser dirancang dengan ketebalan 250mm. dari analisis struktur efektifitas gaya geser yang dipikul dinding geser dan rangka pemikul momen sesuai syarat sistem ganda.

7. Liando Frinsilia Jaglien, Dapas Servie O, Wallah Steenie E, (2020) tentang *“Perencanaan Struktur Beton Bertulang guna Gedung Laboratorium Terpadu 5 Lantai”*. Penelitian ini tujuannya guna memperoleh konfigurasi struktur yang sesuai kriteria perencanaan bangunan bertingkat serta memperoleh dimensi elemen-elemen beton bertulang yang sesuai syarat menurut peraturan SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019. sesuai hasil analisis dan perencanaan yang dilaksanakan atas bangunan gedung ruang kuliah 5 lantai fakultas teknik unsrat manado, dimensi elemen-elemen struktur yang direncanakan (balok 350x650 mm, 300x400mm, dan kolom 500x500 mm, 400x400 mm) sudah sesuai kriteria penampang guna sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), yakni Strong Column Weak Beam, tahan atas geser dan sudah sesuai syarat-syarat pendetailan guna memperoleh struktur yang sifatnya daktail.
8. Nofrizal, Yurisman, Apwiddhal, (2015) tentang *“Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Tiga Lantai Menggunakan Beton Bertulang Jalan Bypass Kota atasng”*. Penelitian ini tujuannya guna menentukan dimensi pelat lantai, balok, kolom, balok pengikat dan pondasi yang mampu menahan beban gempa rencana kerja dan penulangan struktur elemen bangunan sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002. Dengan menggunakan bantuan software ETABS versi 9 didapatkan gaya gempa yang terjadi dan dari gaya itu didapatkan ukuran 30cmx40cm balok dengan tulangan Tarik 4 Ø16, tulangan tekan 2 Ø16 atas tumpuan dan 3 tulangan Tarik diameter 16mm, tulangan tekan 2 diameter16d dilapangan. Ukuran kolom 40cmx40cm dengan tulangan utama 12 Ø16mm. Ukuran 30cmx40cm tie beam dengan 4 Ø16 tulangan

Tarik, tulangan tekan 2 Ø16mm atas tumpuan dan tulangan Tarik 3 Ø16, tulangan tekan 2 Ø16 dilapangan. Pondasi yang dipakai berupa tiang pancang dengan 2 berdiameter 40cm dengan kedalaman 15cm.

9. Ganteng Brawijaya, Soerjandani Priantor Machmoed, (2022) tentang *“Perencanaan Gedung Rusunawa 10 Lantai Di Kota Yogyakarta Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)”*. Penelitian berlokasi di daerah Yogyakarta yang punya intensitas gempa tinggi. Penelitian ini dilaksanakan guna menganalisa Perhitungan Struktur gedung beton bertulang menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). sesuai hasil analisa dengan dimensi struktur awal, control simpangan struktur gedung rusunawa AGA didapatkan bahwasanya simpangan terbesar terjadi atas lantai sepuluh sampai 1 yakni 22,88 tidak melebihi 76,92mm. jadi dapat dikatakan kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur bangunan bisa lebih kecil. Gedung rusunawa juga dapat menahan beban gempa yang terjadi, dan terpenuhi juga control kolom kuat balok lemah.
10. Dzaky Alpin Kurniawan, (2022) tentang *“Perencanaan Dinding Penahan Tanah atas Basement Midtown Point and Ibis Styles Hotel Jakarta”*. Penelitian ini tujuannya guna merencanakan struktur dinding penahan tanah yang paling stabil, efektif dan ekonomis guna *basement midtown point and Ibis Styles Hotel Jakarta*. sesuai hasil ada 3 jenis dinding penahan tanah yakni *diaphragm wall* dengan defleksi maksimum 20,87mm, dimensi 0,6m x 1m, tulangan D28-200mm, dan anggaran setotal Rp 11.060.579.209. *Secant pile* dengan defleksi maksimum 13,35mm, berdiameter 1m, tulangan 18D28, dan anggaran setotal Rp 17.829.659.900. *Tangent pile* dengan defleksi maksimum 15,16mm, berdiameter 1m, tulangan 15D28, dan anggaran berkisar Rp 16.560.717.797. atas perencanaan ini dinding penahan tanah yang dipilih ialah dinding penahan tanah tipe *Diaphragm Wall*.

2.2 Keterkaitan Penelitian

Keterkaitan penelitian terdahulu atas penelitian ini diuraikan atas table berikut.

Tabel 2.1 Tinjauan Pustaka

No.	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian	Metode Penelitian	Hasil Penelitian
I.	Hermawan Okky Hendra, dkk (2021) Redesain Perencanaan Gedung Trasa Mart Slawi Menggunakan Struktur Beton Bertulang	Penelitian ini tujuannya guna mengetahui bentuk desain ulang dan seberapa besar kekuatan struktur beton dengan merancang ulang struktur gedung sesuai dengan SNI 2847- 2013.	metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus serta perhitungan analisis menggunakan bantuan software SAP2000 V.7 dan perhitungan gaya/ beban gempa yang bekerja dengan metode Analisis Statik Ekuivalen	Hasil analisis struktur yang didapatkan perhitungan balok tulangan longitudinal B1 (35x60) didapatkan 08-250 atas tumpuan (1/4L) dan 08-450 atas bentang tengah (1/2L), atas perhitungan kolom tulangan memanjang K1 (50x50) didapatkan hasil yang sama guna semua struktur yakni 16 D16 serta metode pelaksanaan pekerjaan yang direncanakan.

2.	Anniasa Fina. (2023) Redesain Struktur Fakultas Hukum Untirta Sindangsari Dengan Penambahan Lantai.	Tujuan penelitian ialah mengetahui cara merencanakan pelat, balok, dan kolom, menganalisis beban gempa menggunakan metode statik ekuivalen dan respons spektrum yang mengacu atas SNI terbaru, serta mengetahui kondisi eksisting gedung yang diberi penambahan lantai, dan perbedaan lokasi perencanaan dalam menerima beban gempa dengan bantuan <i>software ETABS</i> dan <i>spColumn</i>	metode statik ekuivalen dan respons spektrum yang mengacu atas SNI terbaru	sesuai hasil analisis yang dilaksanakan dimensi eksisting struktur kolom K1 600x600 mm² mengalami penambahan dimensi jadi 800x800 mm², dan balok induk B1 300x700 mm² jadi 300x750 mm². Didapati nilai simpangan struktur redesain melebihi nilai simpangan izin.
----	--	---	---	--

3.	Kevin Pramasetya Nanda, dkk (2020) Redesain Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Gedung Dekanat Universitas Wahid Hasyim Semarang	Penelitian ini tujuannya guna meredesain struktur atas dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), menganalisis perhitungan dengan ETABS 2018 dan mendesain elemen-elemen struktur yang digambarkan secara detail dengan bantuan Autocad 2013.	Menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).	sesuai hasil perhitungan didapatkan desain kolom berdimensi 600x600 mampu menjamin bahwasanya kolom lebih kuat dari balok dengan desain berdimensi 350x600 menggunakan desain portal SRPMK
4.	Ananda Nabilla, Putri Nabila Sukma (2022) Perencanaan Struktur Beton Bertulang guna	Penelitian ini tujuannya guna mengetahui besarnya beban gravitasi dan beban gempa yang bekerja, menentukan dimensi serta tulangan	Menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).	Hasil dimensi guna struktur dan penulangan beton bertulang dari struktur pelat, tangga, lift, balok, kolom dan sloof. guna struktur bawah dari beton bertulang menggunakan pondasi pilecap. Hasil perhitungan ini ialah bangunan mampu

	Gedung	atas elemen struktur		menahan gaya gempa yang terjadi.
	Laboratorium Terpadu 5 Lantai	Laboratorium Terpadu 5 Lantai		
5.	Hartono Rudi, Suwarjo, Nasution Ari Endra (2021) Redesain Gedung Kuliah Berlantai Empat Universitas Muara Bungo.	Penelitian ini tujuannya menganalisis struktur gedung kuliah secara keseluruhan meliputi perencanaan atap, perencanaan portal, perencanaan pelat lantai dan perencanaan pondasi	Menggunakan Metode Kiyosi Mutho serta perhitungan dilaksanakan sesuai SNI yang berlaku.	Hasil perhitungan didapatkan luas ruangan kelas yang optimal diambil setotal 35m ² , rangka atap dipakai profil S.15, S.10 dan S6 dengan menggunakan alat baut diameter 1,6 dengan gording menggunakan profil INP.12, tulangan lentur balok menggunakan 4 O16 dan tulangan kolom menggunakan 5 O16, tulangan pelat lantai tipe A menggunakan 5 O 10mm spasi 25cm, guna lapangan dan 9 O10 dengan spasi 12,5cm, serta tulangan pelat lantai tipe B menggunakan 5 O10 spasi 25cm guna tulangan lapangan dan tumpuan dengan spasi 25cm.

6.	Damayanti Devi Astari, (2022) Perencanaan Ulang Struktur Gedung Kantor Pemerintahan Terpadu	Penelitian ini tujuannya guna menganalisa perhitungan struktur gedung beton bertulang menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).	dipakai Metode pengumpulan data berupa data sekunder yakni gambar Detail Engineering Design (DED) dan data tanah, tinjauan pustaka atas metode sistem ganda,	sesuai hasil perhitungan didapatkan hasil tebal pelat 120mm, dimensi kolom yang dipakai yakni K1(85x85)cm, K2 (65x85)cm, K3 (65x65)cm, dan K4 (60x60)cm, dimensi balok yang dipakai yakni B1 40/60cm, B2 30/50cm, B3 30/50cm, B4 25/40cm, B5 20.35cm, B620/30cm, Dinding geser

	Kabupaten Brebes.	Dan mampu mendesain suatu bangunan tahan gempa di daerah dengan intensitas gempa tinggi.	preliminary design, analisis beban, perancangan struktur sekunder, perancangan struktur primer, permodelan dengan program bantu SAP 2000.	dirancang dengan ketebalan 250mm. dari analisis struktur efektifitas gaya geser yang dipikul dinding geser dan rangka pemikul momen sesuai syarat sistem ganda.
7.	Liando Frinsilia Jaglien, Dapas Servie O. Wallah Steenie E. (2020) Perencanaan Struktur Beton Bertulang guna Gedung Laboratorium Terpadu 5 Lantai.	Penelitian ini tujuannya guna memperoleh konfigurasi struktur yang sesuai kriteria perencanaan bangunan bertingkat dan serta memperoleh dimensi elemen-elemen beton bertulang yang sesuai syarat menurut peraturan SNI 2847-2019 dan SNI 1726 -2019	Metode yang dipakai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan permodelan struktur menggunakan program ETABS V19	sesuai hasil analisis dan perencanaan yang dilaksanakan atas bangunan gedung ruang kuliah 5 lantai fakultas teknik unsurat manado, dimensi elemen-elemen struktur yang direncanakan (balok 350x650 mm, 300x400mm, dan kolom 500x500 mm, 400x400 mm) sudah sesuai kriteria penampang guna sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), yakni Strong Column Weak Beam, tahan atas geser dan sudah sesuai syarat-syarat pendetailan guna memperoleh struktur yang sifatnya

				daktil.
8	Nofrizal, Yurisman, Apwiddhal. (2015) Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Tiga Lantai Menggunakan Beton Bertulang Jalan Bypass Kota atasing.	Penelitian ini tujuannya guna menentukan dimensi pelat lantai, balok, kolom, balok pengikat dan pondasi yang mampu menahan beban gempa rencana kerja dan penulangan struktur elemen bangunan sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002	Metode yang dipakai ialah preliminary design yang disesuaikan dengan standar SNI 03-2847-2002, SNI 03-2847-2002, dan SNI 03-2847-2003 guna perhitungan balok, kolom dan perhitungan penulangan dengan bantuan software ETABS V9.7.2	Dengan menggunakan bantuan software ETABS versi 9 didapatkan gaya gempa yang terjadi dan dari gaya itu didapatkan ukuran 30cmx40cm balok dengan tulangan Tarik 4 O16, tulangan tekan 2 O16 atas tumpuan dan 3 tulangan Tarik diameter 16mm, tulangan tekan 2 diameter 16d dilapangan. Ukuran kolom 40cmx40cm dengan tulangan utama 12 O16mm. Ukuran 30cmx40cm tie beam dengan 4 O16 tulangan Tarik, tulangan tekan 2 O16mm atas tumpuan dan tulangan Tarik 3 O16, tulangan tekan 2 O16 dilapangan. Pondasi yang dipakai berupa tiang pancang dengan 2 berdiameter 40cm dengan kedalaman 15cm.

9	Ganteng Brawijaya, dkk (2022) tentang "Perencanaan Gedung Rusunawa 10 Lantai Di Kota Yogyakarta Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)".	Penelitian ini tujuannya guna merencanakan pekerjaan basement yang kuat, ekonomi dan tepat waktu dalam pelaksanaannya	Metode yang dipakai dalam perencanaan ini ialah metode <i>top-down</i> yang tidak dimulai dari lantai basement paling bawah (dasar galian) tetapi titik awal pekerjaan dimulai dari pelat lantai satu (<i>ground level</i> ataupun muka tanah) dan dibantu dengan <i>software</i> ETABS V9.	sesuai hasil hasil analisa dengan dimensi struktur awal, control simpangan struktur gedung rusunawa AGA didapatkan bahwasanya simpangan terbesar terjadi atas lantai sepuluh sampai 1 yakni 22.88 tidak melebihi 76.92mm. jadi dapat dikatakan kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur bangunan bisa lebih kecil. Gedung rusunawa juga dapat menahan beban gempa yang terjadi, dan terpenuhi juga control kolom kuat balok lemah.
10	Dzaky Alpin Kurniawan, (2022) tentang "Perencanaan	Penelitian ini tujuannya guna merencanakan struktur dinding penahan tanah yang paling stabil.	Metode perencanaannya ialah merencanakan kedalaman dinding penahan tanah terlebih	sesuai hasil ada 3 jenis dinding penahan tanah yakni <i>diaphragm wall</i> dengan defleksi maksimum 20.87mm, dimensi 0.6m x 1m, tulangan D28-200mm, dan anggaran

<i>Dinding Penahan Tanah atas Basement Midtown Point and Ibis Styles Hotel Jakarta</i>	efektif dan ekonomis guna <i>basement midtown point and Ibis Styles Hotel Jakarta</i> .	dahulu, berikutnya dilaksanakan perencanaan mendetail guna ketiga jenis dinding penahan tanah yakni Diaphragm Wall, Secant Pile, dan Tangent Pile, hingga akhirnya dilaksanakan perbandingan dan memilih salah satu jenis DPT yang akan dipakai	setotal Rp 11.060.579.209. <i>Secant pile</i> dengan defleksi maksimum 13.35mm, berdiameter 1m, tulangan 18D28, dan anggaran setotal Rp 17.829.659.900. <i>Tangent pile</i> dengan defleksi maksimum 15.16mm, berdiameter 1m, tulangan 15D28, dan anggaran berkisar Rp 16.560.717.797. atas perencanaan ini dinding penahan tanah yang dipilih ialah dinding penahan tanah tipe <i>Diaphragm Wall</i> .
--	---	---	---

BAB 3¹⁵

LANDASAN TEORI

3.1 Standar Perencanaan Struktur

Perencanaan struktur¹⁷ mengikuti standar-standar perencanaan berikut.

1. SNI 2847:2019 tentang persyaratan beton struktural guna bangunan gedung dan penjelasan;
2. SNI 1727:2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait guna bangunan gedung dan struktur lain.
3. SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa guna struktur bangunan gedung dan nongedung.

3.2 Komponen Sistem Struktur

Menurut Nawy (1998) komponen struktur yang saling berkaitan dalam memikul beban-beban¹¹ ialah sistem struktur. Komponen-komponen system struktur secara garis besar terdiri atas pelat, balok, kolom, dinding dan fondasi. Penelitian ini menganalisis Komponen struktur seperti balok, kolom, dan plat.

3.2.1 Balok (*Beam*)

Menurut SNI 2847-2019, balok ialah komponen struktur yang tugas utamanya¹⁴ menahan lentur dan geser dengan ataupun tanpa gaya aksial ataupun torsi. Balok dalam rangka momen yang ialah bagian dari sistem penahan gaya lateral umumnya ialah komponen horizontal.

Penampang balok perlu dilaksanakan pemeriksaan agar mampu menahan beban lentur sesuai kriteria berikut.

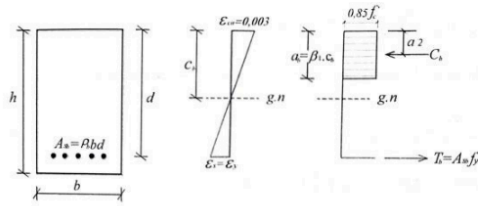
$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.1)$$

Dimana:

ϕ = factor reduksi keutaman

M_n = keutamaan lentur nominal atas penampang (Nmm)

M_u = momen terfaktor atas penampang (Nmm)



Gambar 3.1 Penampang balok, diagram regangan, dan diagram tegangan

(Sumber: Yudha Lesmana, 2020)

3.2.1.1 Analisa Balok Tulangan tunggal SNI 2847:2019

Balok tulangan tunggal ialah balok yang hanya menggunakan tulangan Tarik atas penguatnya (*tension reinforced only*). Dalam analisa kuat nominal, blok tekan menggunakan konsep yang dikembangkan oleh *whitney*. Tujuannya guna menentukan momen nominal (M_n) dari balok agar kuat memikul momen ultimate (M_u) akibat beban luar yang bekerja.

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = C \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.2)$$

Gaya tekan (C) atas daerah tekan penampang ialah

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c \quad (3.3)$$

Dimana nilai β_1 sangat didampaki oleh nilai f'_c :

$$\text{Bila } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Bila } 28 \text{ MPa} < f'_c \leq 55 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\text{Bila } > 55 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0,65$$

Gaya Tarik (T) atas tulangan baja : A_s

$$T = A_s \cdot f_y = \rho b d \cdot f_y \quad (3.4)$$

Besaran $C = T$ jadi:

$$C = T$$

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c = \rho b d \cdot f_y$$

$$\text{Dimana nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = \rho b d \cdot f_y$$

jadi nilai tinggi blok tegangan (a) :

$$a = \rho \left(\frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \right) d \quad (3.5)$$

Bila Persamaan 3.. disubstitusikan kedalam persamaan (3.2), maka rumus momen nominal jadi:

$$M_n = \rho b d \cdot f_y \left(d - \frac{\rho}{2} \left(\frac{f_y}{0.85 f_{c'}} \right) d \right) = \rho b d^2 \cdot f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m \right) \quad (3.6)$$

Dimana :

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f_{c'}} \right) \quad (3.7)$$

Persamaan (3.6) bila dibagi dengan $b d^2$ akan menghasilkan parameter *coefficient of resistance* (R_n):

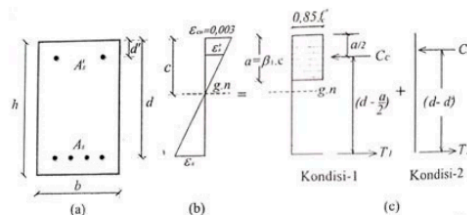
$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m \right) \quad (3.8)$$

jadi persamaan rasio tulangan dapat dirumuskan atas berikut:

$$\rho = \frac{1}{m} = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) \quad (3.9)$$

3.2.1.2 Analisa Balok Tulangan Rangkap

Balok tulangan rangkap ialah balok yang punya tulangan Tarik (A_s) dan tulangan tekan (A'_s) atas penampangannya. atas dasarnya beton punya kuat tekan yang sangat tinggi jadi peran utama dari tulangan tekan atas daerah tekan tidak dimaksudkan guna menyumbang kekuatan. Penggunaan tulangan tekan atas balok yakni guna mengontrol deformasi, mengurangi rangkak (*creep*) dan susut (*shrinkage*), meningkatkan daktilitas struktur balok, dan bisa merubah kondisi balok tulangan tunggal yang awalnya *compression controlled* jadi *tension controlled* dengan di beri tulangan tekan. Analisa balok tulangan rangkap punya dua kondisi atas berikut:



Gambar 3.2 Konsep analisa balok tulangan rangkap (doubly reinforced)

(Sumber: Yudha Lesmana, 2020)

- Kondisi 1

dampak dari tulangan tekan atas kondisi ini belum diperhitungkan. Analisa hamper sama atas balok tulangan tunggal namun nilai gaya tarik dari tulangan tarik diubah jadi T_1 . Penggunaan symbol T_1 disebabkan gaya tarik dari tulangan tarik dibagi jadi dua bagian yakni T_1 (atas kondisi-1) dan T_2 (atas kondisi-2) ataupun dapat ditulis $T=T_1+T_2$. Berikut detail rumus atas kondisi-1.

Gaya tulangan tarik (A_{s1})

$$T_1 = A_{s1} \quad (3.10)$$

Gaya tekan beton (C_c)

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times b \times a \quad (3.11)$$

Dimana $T_1 = C_c$ jadi momen nominal atas kondisi-1 dapat ditulis:

$$M_{n1} = T_1 \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{n1} = A_{s1} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.12)$$

Dimana tulangan tarik (A_s) dapat ditulis:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

- Kondisi 2

Terlihat atas gambar 3.2 (c) parameter yang terlibat dalam perhitungan ialah parameter gaya tekan (C_s) yang disumbang oleh tulangan tekan ($A's$) dan gaya tarik (T_1) yang disumbangkan oleh tulangan tarik. Posisi C_s sejajar d' dari serat tekan terluar penampang beton jadi lengan momen diantara gaya tekan (C_s) dan gaya tarik (T_1) dari kondisi-2 setotal $(d - d')$. berikut detail rumus atas kondisi-2.

Gaya tulangan tarik (A_{s2})

$$T_2 = A_{s2} \times f_y \quad (3.13)$$

Gaya tekan dari tulangan tekan (C_s)

$$C_s = A's \times f_s' \quad (3.14)$$

Dimana $T_2 = C_s$, dan f_s' ialah tegangan leleh atas tulangan tekan ($A's$). jadi momen nominal atas kondisi-2 dapat ditulis:

$$M_{n2} = T_2 \times (d - d')$$

$$M_{n2} = A_{s2} \times f_s' \times (d - d') \quad (3.15)$$

Dimana tulangan tekan ($A's$) dapat ditulis:

$$A's = A_{s2} \quad (3.16)$$

Besaran moemn nominal (M_n) guna balok tulangan rangkap dipakai rumus:

$$M_{n2} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \quad (3.17)$$

Nilai C_c dapat diwujudkan berupa:

$$T = C_c + C_s$$

$$C_c = C_s - T = (A'_s \times f'_s) - (A_s \times f_y) \quad (3.18)$$

jadi momen nominal jadi:

$$M_n = [(A'_s \times f'_s) - (A_s \times f_y)] \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A'_s \times f'_s)(d - d') \quad (3.19)$$

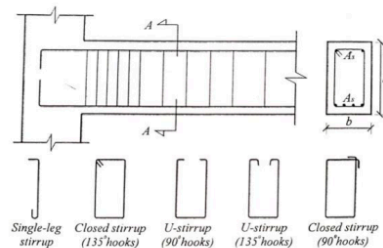
Dengan syarat :

$$\phi. M_n \geq M_u \quad (3.20)$$

3.2.1.3 Analisa Balok Tulangan Geser

Tipe tulangan geser yang umum dipakai atas beton nonprategang yakni sesuai dengan ACI (22.5.10.5.1) dan SNI 2847:2019, meliputi:

- Tulangan geser vertikal (Gambar 3.3)
- Tulangan geser *welded wire fabric*.
- Tulangan geser spiral (umum dipakai guna kolom)



Gambar 3.3 Tulangan geser vertikal

(Sumber: Yudha Lesmana, 2020)

sesuai Gambar 3.3 jenis tulangan geser yang paling umum dipakai atas elemen balok ialah tipe *closed-stirrup 135° hooks*. sesuai SNI 2847:2019; pasal 22.5.1.1; hal-482, perhitungan kuat geser nominal (V_n) ialah pentotalan dari kuat geser yang disumbang oleh beton (V_c) dan kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (V_s). adapun persamaannya atas berikut:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.21)$$

Persyaratan gaya geser nominal atas metode desain geser sesuai SNI 2847:2019 ialah:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.22)$$

Nilai faktor reduksi geser ialah $\phi = 0,75$, sesuai SNI 2847:2019; Pasal 21.2.1; Tabel 21.2.1; Hal-469 dan V_u ialah gaya geser *ultimate* yang didapatkan dari analisa struktur. Dimensi penampang perlu dipastikan mampu memikul beban geser dengan sesuai persyaratan SNI 2847:2019; Pasal 22.5.1.2; Hal-482, yakni:

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c b_w d}) \quad (3.23)$$

Penampang perlu diperbesar bila tidak sesuai syarat.

guna menentukan nilai V_s persamaan yang dipakai atas berikut:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (3.24)$$

Dan

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3.25)$$

Persamaan 3.23 dan 3.24 dapat dipakai, namun disarankan tidak boleh diambil lebih besar dari SNI 2847:2019; Pasal 22.5.1.2; Hal-482.

$$V_{s \max} = 0,66 \sqrt{f'_c b_w d} \quad (3.26)$$

Sedangkan guna menentukan nilai V_c guna balok dalam betuk sederhana dapat melihat SNI 2847:2019; Pasal 22.5.5.1; Hal-485:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c b_w d} \quad (3.27)$$

Nilai M_u dan V_u terjadi secara serentak atas penampang dan $\frac{V_u d}{M_u} < 1,0$

Dimana:

- λ = Faktor modifikasi; beton normal = 1,0
- ρ_w = Rasio tulangan tarik ($A_s/b_w d$).
- V_u = Gaya geser *ultimate* hasil analisa struktur (ETABS) (N)
- M_u = Momen *ultimate* hasil analisa struktur (ETABS) (Nmm)
- b_w = Lebar penampang balok (mm)
- d = tinggi efektif balok, (mm)

Luasan tulangan geser (A_v) yang dipakai diharapkan tidak terlalu kecil dan terlalu besar. Pembatas ini dimaksudkan guna memastikan tulangan geser mengalami

leleh saat terjadi retak jadi struktur berperilaku daktail dan tidak runtuh secara tiba-tiba. Oleh sebab itu SNI 2847:2019; Pasal 9.6.3.3; Tabel 9.6.3.3; Hal-192 mengatur luasan minimum guna tulangan geser. Nilai A_v diambil yang terbesar dari dua persamaan berikut:

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (3.28)$$

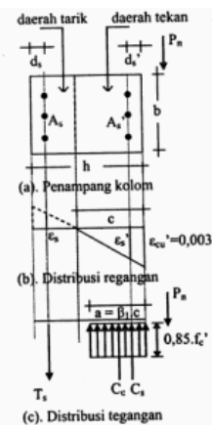
ataupun

$$A_{v,min} = \frac{(0,35 b_w s)}{f_{yt}} \quad (3.29)$$

3.2.2 Kolom (Column)

SNI 2847-2019 menjelaskan bahwasanya kolom ialah komponen struktur umumnya vertical, dipakai guna memikul beban tekan aksial, tapi dapat juga memikul momen, geser ataupun torsi. Kolom yang dipakai atas bagian system rangka pemikul gaya lateral menahan kombinasi beban aksial, momen dan geser.

Penampang kolom perlu dilaksanakan pemeriksaan agar mampu menahan beban aksial sesuai kriteria berikut.



Gambar 3.4 Penampang kolom, diagram regangan, dan diagram tegangan

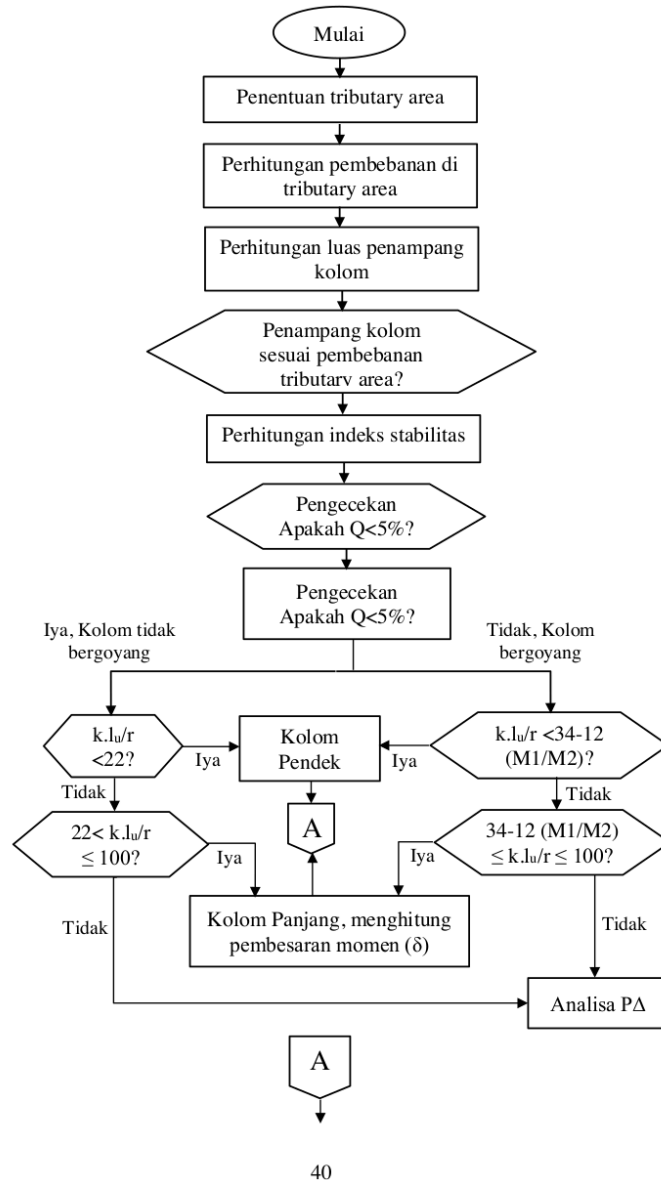
(Sumber: Ali Asroni, 2010)

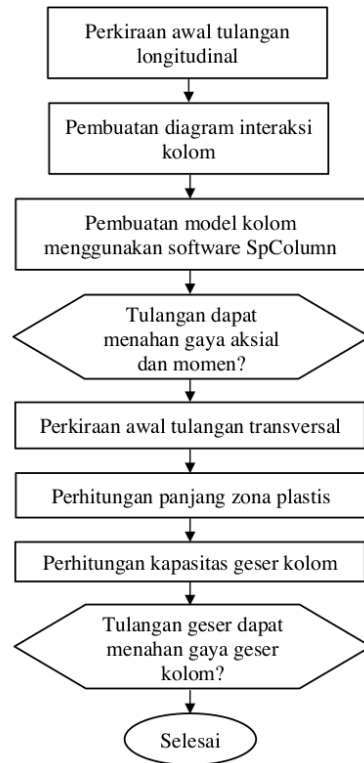
Pemeriksaan penampang kolom agar mampu menahan beban aksial, maka harus didesain dengan mengikuti kriteria berikut.

$$\phi P_n \geq P_u \quad (3.30)$$

3.2.2.1 Flowchart Pendesainan Kolom

Berikut ialah *flowchart* perhitungan kolom sesuai SNI 2847:2019.





Gambar 3.5 Flowchart pendesainan kolom

(Sumber: SNI 2847:2019, 2024)

3.2.2.2 Indeks Stabilitas (*Stability Index*)

Kolom dikatakan tidak bergoyang apabila momen yang ditimbulkan oleh perkalian antara akumulasi gaya aksial kolom dari tingkat atanya dan lendutan horizontal relatif atas tingkatan itu tidak melebihi 5% dari momen yang ditimbulkan oleh perkalian antara gaya geser total kolom dan tinggi kolom atas tingkatan itu (Asroni 2010). Perhitungan indeks stabilitas kolom ialah atas berikut.

$$Q = \frac{P_u \Delta_o}{V_u \cdot L_c} \quad (3.31)$$

Dengan keterangan:

P_u = gaya aksial

V_u = gaya geser terfaktor

Δ_o = lendutan horizontal

L_c = tinggi kolom

Sesudah memperoleh karakteristik kolom, maka perlu dihitung kelangsingan kolom (*slenderness ratio*). Kelangsingan kolom dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \quad (3.32)$$

Dengan keterangan

k = faktor panjang efektif

l_u = panjang bersih kolom

r = radius girasi kolom

radius girasi didapatkan dari persamaan berikut.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (3.33)$$

Dengan keterangan

I_g = momen inersia

A_g = luas penampang

Dalam perhitungan kelangsingan kolom ada pula faktor panjang efektif (k) yang dihitung sesuai indeks stabilitas kolom. Perhitungan faktor panjang efektif kolom ialah atas berikut.

a. Kolom bergoyang

guna perhitungan pembesaran momen didapati beberapa variable yang dihitung khusus atas berikut.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2} \quad (3.34)$$

$$EI = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2} \quad (3.35)$$

$$\beta_d = \frac{1,2 DL}{1,2 DL + 1,6 DL} \quad (3.36)$$

Dengan keterangan

E_c = modulus elastisitas beton

I_g = momen inersia

K = faktor panjang efektif

l_u = panjang bersih

DL = beban mati

Sesudah memperoleh nilai – nilai itu maka perhitungan pembesaran momen dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \quad (3.37)$$

Dengan keterangan

P_u = gaya aksial kolom

b. Kolom tidak bergoyang

Perhitungan pembesaran momen tidak bergoyang memerlukan variabel C_m yang dihitung atas berikut.

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (3.38)$$

Dengan diketahuinya nilai C_m maka pembesaran momen dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut.

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \quad (3.39)$$

3.2.2.3 Diagram interaksi

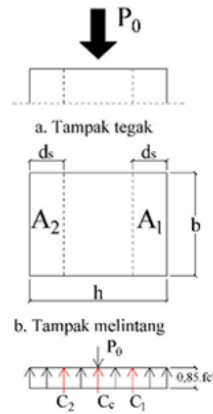
Pembuatan diagram interaksi kolom dimulai dengan menentukan gaya normal (P , kN) yang berada di sumbu vertikal, dan momen lentur (M , MPa) yang berada di sumbu horizontal. Titik-titik penting yang harus ada di dalam diagram interaksi kolom ialah atas berikut (Soelarso dan Darwis, 2015).

a. Tinjauan atas kondisi beban sentris

atas penampang kolom dengan kondisi beban sentris, berarti beton, dan tulangan tepat bekerja atas sumbu longitudinal kolom jadi sama – sama menahan beban tekan. Kekuatan penampang kolom dengan beban sentris ditentukan dengan menganggap bahwasanya semua baja tulangan sudah mencapai leleh, dan regangan sudah sampai ke batas maksimal (Asroni,

2010). Dalam kondisi ini, kolom dapat dianalisis menggunakan rumus berikut.

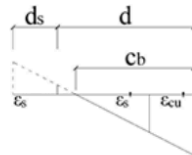
$$P_0 = 0,85 \times f_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y \quad (3.40)$$



Gambar 3.6 Tinjauan atas Kondisi Beban Sentris

(Sumber: Ali Asroni, 2010)

- b. Tinjauan atas kondisi seimbang ($c = c_b$)
 atas penampang kolom dengan kondisi seimbang maka tulangan tarik mencapai leleh bersamaan dengan regangan beton tekan mencapai batas retak, ataupun batas ultimit.



Gambar 3.7 Distribusi Regangan atas Kondisi Seimbang

(Sumber: Ali Asroni, 2010)

- c. Tinjauan tekan menentukan ($c > c_b$)
 bila beban atas kondisi beban sentris digeser ke kanan, maka atas penampang kolom sebelah kiri mulai menahan beban tarik yang relatif kecil jadi baja tulangan tarik belum leleh, sedangkan penampang sebelah kanan tetap

menahan beban tekan yang cukup besar jadi menimbulkan retak beton tekan. atas penampang kolom dengan kondisi beton tekan menentukan, regangan tekan beton sudah mencapai batas ultimit, tulangan tekan sudah leleh, sedangkan tulangan tarik masih belum (Asroni, 2010). guna menganalisis kondisi tekan menentukan dipakai rumus berikut

Tabel 3.1 Perhitungan P-M Kolom

Gaya (kN)	Lengan ke Sumbu (m)	Momen (kNm)
$-T_s = -A_s f_s$	$-Z = -(h/2 - d_s)$	$T_s Z_s$
$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$	$Z_c = (h/2 - a/2)$	$C_c Z_c$
$C_s = A_s' f_s'$	$Z_s' = (h/2 - d_s')$	$C_s Z_s'$
total: P_n		$M_n =$

(Sumber: Asroni, 2010)



Gambar 3.8 Diagram Tegangan Tekan Menentukan

(Sumber: Ali Asroni, 2010)

- d. Tinjauan tarik menentukan ($c < c_b$)

bila beban aksial sudah berada kondisi penampang seimbang, berikutnya digeser lagi ke kanan, maka luas penampang beton tekan semakin kecil, jadi regangan tekan beton juga semakin kecil, dan nilai c ikut mengecil. Sebaliknya, luas penampang beton tarik akan berubah semakin besar jadi regangan tulangan tarik melebihi batas leleh. Dengan demikian, kekuatan penampang kolom atas kondisi ini ditentukan oleh kuat leleh tulangan tarik (Asroni, 2010).

- e. Tinjauan atas kondisi beban $P_n = 0$

Penampang kolom dengan beban aksial setotal 0 ialah kolom hanya menahan momen lentur saja (Asroni, 2010). Momen nominal, dan momen rencana dapat dihitung menggunakan rumus berikut.

1. Menghitung nilai a

$$a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85f_c' b} \quad (3.41)$$

$$a_{min, leleh} = \frac{600\beta_1 d_s'}{600 - f_y} \quad (3.42)$$

$$a_{min, leleh} = \frac{600\beta_1 d_d}{600 - f_y} \quad (3.43)$$

2. Kontrol kondisi tulangan tekan

bila $a > a_{min, leleh}$ maka tulangan sudah leleh, sebaliknya bila belum leleh maka dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut.

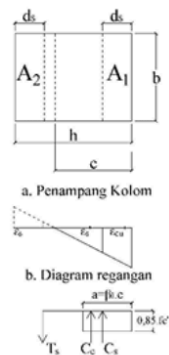
$$p = \frac{600A_s' - A_s f_y}{1.7f_c' b} \quad (3.44)$$

$$q = \frac{600A_s' - \beta_1 A_s f_y}{1.7f_c' b} \quad (3.45)$$

$$a = (\sqrt{p^2 - q}) - p \quad (3.46)$$

$$q = \frac{a - \beta_1 d_s'}{a} \times 600 \quad (3.47)$$

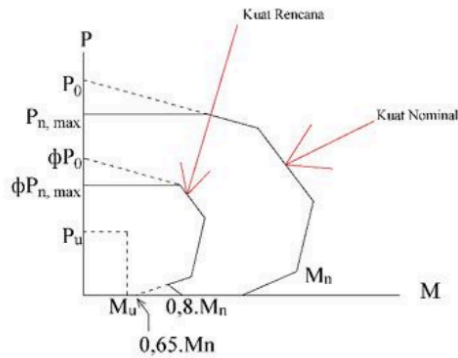
mengotrol kondisi tulangan tarik dengan syarat $a < a_{maks, leleh}$.



Gambar 3.9 Kolom dengan Beban $P_n = 0$

(Sumber: Ali Asroni, 2010)

Sesudah semua titik sudah didapatkan nilainya, gambar diagram interaksi kolom akan berbentuk seperti Gambar 3.9.



Gambar 3.10 Diagram Interaksi Kolom

(Sumber: Ali Asroni, 2010)

3.2.3 Pelat (Slab)

Pelat ataupun slab ialah elemen horizontal utama yang menyalurkan beban gidup maupun beban mati ke rangka pendukung vertikal dari suatu system struktur. Elemen-elemen itu dapat dibuat jadi bekerja dalam satu arah (slab satu arah) ataupun bekerja dalam dua arah yang saling tegak lurus (slab dua arah). Menurut SNI 2847:2019 pelat lantai atas gedung punya beberapa persyaratan yakni punya minimal tiga bentang menerus dalam arah X dan Y, panel berbentuk persegi dengan rasio dimensi terpanjang atas dimensi terpendek tidak melebihi 2, dan semua beban yang diperhitungkan hanya akibat beban gravitasi dan beban terdistribusi merata. Pelat diharuskan mampu memikul momen terfaktor dengan melakukan pendekatan faktor tahanan (R_n) yang bisa dipakai guna menghitung tinggi efektif dari penampang lantai. Adapun hubungan persamaan R_n dan M_n atas berikut:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = R_n b d^2 \quad (3.48)$$

Dimana:

M_n = Momen nominal pelat (N.mm)

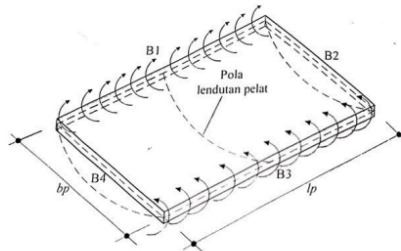
M_u = Momen terfaktor pelat (N.mm)

b = lebar pelat ($b = 1.000 \text{ mm}$)

d = Tinggi efektif pelat (mm)

3.2.3.1 Pelat satu arah SNI 2847:2019

atas dasarnya pelat satu arah (*one way*) ialah lendutan yang terjadi saat memikul beban gravitasi (beban mati dan beban hidup), terjadi atas satu arah yakni atas arah memendek (b_p). Hal ini mengandung arti bahwasanya semua beban yang dipikul oleh pelat akan disalurkan atas balok memanjang (B_1 dan B_2) dengan begitu pelat dianalogikan atas pelat menerus dan perilakunya diasumsikan sama seperti struktur balok.



Gambar 3.11 Ilustrasi lendutan yang terjadi atas pelat satu arah (*one way*)

(Sumber: Yudha Lesmana, 2020)

SNI 2847:2019 mengijinkan guna melakukan analisa momen terfaktor (M_u) dan geser terfaktor (V_u) atas pelat dengan menggunakan pendekatan koefisien momen dan geser sesuai SNI 2847:2019; Pasal 6.5; Hal-99. Perhitungan M_u dan V_u akibat beban gravitasi struktur pelat satu arah (*one way*) harus perlu sesuai persyaratan berikut:

- Komponen struktur ialah prismatis.
- Beban terdistribusi secara merata.
- Beban hidup (L) tak terfaktorkan tidak melebihi tiga kali beban mati (D).
- ada dua bentang ataupun lebih.

- e. Panjang bentang terbesar atas panjang bentang terpendek dari dua bentang yang bersebelahan tidak lebih atas 20%.

Momen terfaktor atas pelat satu arah dapat ditentukan dengan memahami pola momen yang terjadi, sesuai Gambar 3.5 atas bagian tumpuan akan tercipta momen negative yang mengandung arti bahwasanya sisi atas atas bagian pelat akan mengalami tarik. Dan atas bagian lapangan akan tercipta momen positif yang mengandung arti bahwasanya sisi bawah pelat akan mengalami tarik. Nilai momen terfaktor dapat rumuskan atas berikut.

Momen negatif atas muka eksterior dari pendukung interior pertama (Sumbu-A):

$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{10} \quad (3.49)$$

Momen positif atas bentang ujung tak menerus dan monolit (Tengah pelat-1):

$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{14} \quad (3.50)$$

Momen negatif muka interior dari pendukung eksterior (Sumbu-B):

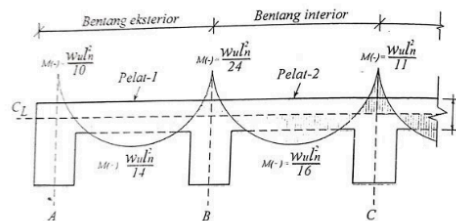
$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{24} \quad (3.51)$$

Momen positif atas bentang tengah guna semua kondisi (Tengah pelat-2):

$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{16} \quad (3.52)$$

Momen negatif muka dari penampang lainnya (Sumbu-C):

$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{11} \quad (3.53)$$



Gambar 3.12 Pola momen pelat satu arah (*one way*) memikul beban gravitasi

(Sumber: Yudha Lesmana, 2020)

Nilai gaya geser atas muka eksterior dari pendukung muka interior pertama (Sumbu-A):

$$V_u = \frac{1,15W_u l_n}{2} \quad (3.54)$$

Nilai gaya geser atas muka pendukung lainnya (Selain Sumbu-A):

$$V_u = \frac{W_u l_n}{2} \quad (3.55)$$

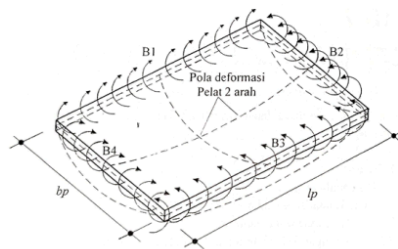
Dimana:

w_u = Beban terfaktor per satuan panjang pelat satu arah (N/mm)

l_n = Panjang bentang bersih yang diukur muka ke muka tumpuan (mm)

3.2.3.2 Pelat dua arah

Struktur pelat dikategorikan atas pelat dua arah, bila perbandingan bentang (l_p) atas bentang terpendek (b_p) lebih kecil sama atas 2 ($l_p/b_p \leq 2$).



Gambar 3.13 Pola momen pelat satu arah (one way) memikul beban gravitasi

(Sumber: Yudha Lesmana, 2020)

Pelat jenis ini mayoritas akan dipikul oleh balok bentang terpanjang dan sisanya akan ditranfer atas balok bentang terpendek seperti atas gambar 3.7. perhitungan moemn atas pelat punya beberapa metode. Perhitungan pelat dengan koefisien momen (PBI 1971) dapat juga dipakai. Nilai koefisien momen dapat dicari

menggunakan metode PBI 1971. Penentuan kategori pelat dengan membandingkan kedua bentang pelat L_y/L_x .

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (L_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx}$$

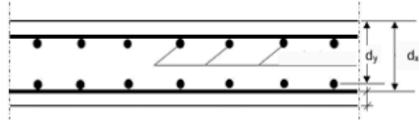
$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (L_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (L_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (L_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx}$$

berikutnya perhitungan tulangan pelat dapat dilaksanakan dengan mengikuti SNI 2847:2019.

Perhitungan tinggi efektif pelat (d)



Gambar 3.14 Skema tulangan pelat

(Sumber: Analisa penulis, 2024)

Perhitungan tinggi efektif arah x (d_x)

$$d_x = h - d_s - \frac{1}{2} \times \emptyset.tul \quad (3.56)$$

Perhitungan tinggi efektif arah y (d_y)

$$d_y = h - d_s - \emptyset.tul - \frac{1}{2} \times \emptyset.tul \quad (3.57)$$

11 Nilai (β_1) ditentukan sesuai (SNI 2847:2019; Pasal 22.2.2.4.3, Hal-478)

Perhitungan rasio tulangan dapat dilaksanakan dengan rumus berikut:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{M_n}{\phi \cdot b \cdot d_x^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (3.58)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}, \text{ dan } \rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

Nilai ρ dapat dipakai dengan syarat:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

Perhitungan penulangan pokok:

Tulangan perlu (A_s) = $\rho \cdot b \cdot d_x$

As pilih > As perlu

Jarak antar tulangan pokok (s) ditentukan dengan memilih nilai paling kecil atas kedua persamaan berikut:

$$s = \frac{b \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi_{tul}^2 \right)}{A_s}$$
$$S_{maks} = 2h \quad (3.59)$$

Perhitungan tulangan bagi diambil nilai terbesar dari kedua persamaan berikut:

$$A_{sb,1} = 20\% \cdot A_s$$
$$A_{sb,2} = 0,002 \times b \times h \quad (3.60)$$

Jarak tulangan bagi (s) ditentukan dengan memilih nilai paling kecil atas kedua persamaan berikut::

$$s = (b \cdot \pi \cdot D^2) / A_s \quad (3.61)$$
$$s \leq 5 \cdot h$$

Kapasitas tulangan perlu dikontrol agar dapat memastikan tulangan sudah leleh dengan menggunakan syarat $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$, dan $M_r > M_u$ dengan M_r dikali faktor direduksi 0,85.

3.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

SNI 1726-2019 menjelaskan bahwasanya system rangka pemikul momen ialah system struktur rangka yang elemen-elemen struktur dan sambungannya menahan beban-beban lateral melalui mekanisme lentur. Sistem ini terbagi jadi 3, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Sistem rangka struktur yang di gunakan atas bangunan ini ialah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Special Moment Frame (SMF) ini ialah system struktur dengan komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan guna memikul lentur. Sistem ini dipakai atas Kategori Desain Seismik D, E ataupun F dengan factor reduksi gempa guna rangka beton bertulang ialah 8. Penelitian ini punya Kategori Risiko III dan Kategori Desain Seismik D, sebab parameter respons spektral percepatan atas lokasi bangunan guna periode 1 detik (S_1) lebih besar dari 0,75.

3.4 Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan Struktur

3.4.1 Pembebanan

1. Menurut SNI 1726-2020, ¹beban hidup adalah beban yang ditimbulkan oleh pengguna dan penghuni suatu bangunan atau struktur lainnya; beban ini tidak termasuk beban lingkungan atau beban terkait konstruksi seperti angin, hujan, gempa bumi, banjir, atau beban mati.
2. **Beban Mati:** Menurut SNI 1726-2020, beban mati adalah berat total semua material konstruksi bangunan yang terpasang, seperti lantai, dinding, atap, plafon, tangga, partisi tetap, pelapis akhir, pelapis bangunan, dan elemen struktural dan arsitektur lainnya. Beban ini juga mencakup berat derek dan sistem penanganan material, di antara peralatan layanan terpasang lainnya.
3. ⁶²Gaya yang diberikan pada suatu struktur akibat pergerakan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi dikenal sebagai beban seismik. Zona seismik, parameter percepatan gempa bumi, faktor prioritas gempa bumi, kategori risiko, faktor reduksi gempa bumi, dan durasi getaran alami merupakan beberapa elemen yang harus dimodifikasi untuk desain struktur sesuai dengan persyaratan perencanaan ¹beban gempa bumi SNI 1726-2019. Karena gempa bumi yang diprediksi akan memengaruhi setiap sumbu utama desain struktur, struktur bangunan biasa dapat dibangun menggunakan beban gempa nominal dalam bentuk beban gempa nominal statis yang sebanding. Gaya geser seismik statis dihitung menggunakan rumus berikut untuk mendapatkan beban gempa:

$$V = C_s \cdot W = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \cdot W \quad (3.62)$$

Dimana:

V = gaya geser dasar nominal

C_s = koefisien respon seismic

² W = berat seismik efektif

S_{DS} = parameter percepatan spektral desain dalam rentang periode pendek

R = koefisien modifikasi respons dalam SNI 1726-2019 Tabel 12

I_e = faktor keutamaan gempa dalam SNI 1726-2019 Tabel 4

Analisis ⁵² atas penelitian ini menggunakan Metode Statik Ekuivalen dan Metode Dinamik Respon Spektrum untuk memperhitungkan efek beban gempa atas struktur bangunan.

⁴ SNI 1726-2019 Pasal 7.8; Hal-69 menjelaskan bahwasanya Metode statik ekuivalen ialah metode pendekatan guna mempresentasikan dampak beban dinamik gempa jadi beban statik yang berupa gaya terpusat yang terdistribusikan atas tiap tingkatan struktur bangunan sesuai besaran massa atas tingkatan yang ditinjau. Sedangkan Metode dinamik respon spectrum atas SNI 1726-2019; Pasal 7.9; Hal-77 menjelaskan metode ini ialah metode gempa yang didapatkan dari rekaman Riwayat percepatan dari model *Single Degree of Freedom* (SDOF) yang dibebani beban gempa yang berupa ground motion. Rekaman Riwayat yang diambil ialah plot dari nilai maksimum (percepatan, kecepatan dan perpindahan) dari periode yang berbeda-beda jadi membentuk sebuah kurva yang dikenal atas *Response Spectrum* (RS). (Yudha Lesmana, 2020)

¹⁷ 3.4.2 Kombinasi Pembebanan

¹⁸ SNI 1726-2019; Pasal 4.2.2.1 dan pasal 4.2.2.3 menjelaskan bahwasanya struktur, komponen elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus didesain sedemikian hingga kuat rencananya sama ataupun melebihi dampak beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi atas berikut.

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ ataupun } R)$
3. $1,2D + 1,6(L_r \text{ ataupun } R) + (L \text{ ataupun } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(L_r \text{ ataupun } R)$
5. $0,9D + 1,0W$
6. $1,2D + Ev + Eh + L$
7. $0,9D - Ev + Eh$

¹ Keterangan:

- D = Beban mati
 L = Beban hidup
 L_r = Beban hidup atap
 R = Beban air hujan
 W = Beban angin

E = Beban gempa

3.5 Diaphragm Wall

Diaphragm wall ialah salah satu jenis dinding penahan yang biasa dipakai guna perencanaan dinding basement atas struktur bangunan yang punya lantai dibawah tanah. Pengerjaannya dilaksanakan sebelum melakukan pengerjaan galian tanah dengan cara melakukan pengeboran, pemasangan tulangan, berikutnya diakhiri dengan pekerjaan pengecoran. Mendesain *Diaphragm Wall* tersusun atas perencanaan ketebalan dinding dan penulangannya. Ketebalan dinding biasanya ditentukan melalui analisa tegangan, analisa deformasi dinding, dan studi kelayakan detailing penulangan dinding. Deformasi ijin *Diaphragm Wall* dapat diasumsikan setotal 5% H_e (kedalaman galian) di preliminary desain. (SNI 8460:2017).

3.5.1 Korelasi Nilai Tahanan konus (q_c)

Menurut Kurniawan (2017) Korelasi nilai q_c dilaksanakan bila data tanah yang didapatkan tidak mencukupi. Pendekatan-pendekatan guna memperoleh parameter tanah yang diperlukan harus dilaksanakan. Salah satu cara pendekatan guna memperoleh parameter tanah ialah dengan cara mengkorelasikan data tanah yang ada dengan tabel korelasi yang didapatkan dari perencanaan sebelumnya ataupun hasil penelitian para ahli. Parameter-parameter plaxis ditentukan dengan korelasi atas nilai tahanan konus (q_c) atas berikut.

- Penentuan parameter E_{ref} .

Trofimenkov (1974) korelasi guna nilai modulus elastisitas atas pasir dan lempung ditentukan atas berikut.

$$E_s = 3q_c \text{ (Pasir)}$$

$$E_s = 7q_c \text{ (Lempung)}$$

- Penentuan parameter sudut geser dalam ϕ ($^\circ$)

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.75 korelasi parameter sudut geser dalam ϕ ($^\circ$)

Jenis Tanah	ϕ ($^\circ$)
Lempung sangat lunak	19° – 24°
Lempung lunak	19° – 29°
Lanau pasir sedang	27° – 31°

Pasir - pasir sangat atast	35° – 42°
----------------------------	-----------

(Sumber: Lunne dkk,1997)

- Penentuan parameter C_{ref} (kN/m²)

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.76 Hubungan diantara konsistensi dengan tekanan konus

Konsistensi	Tekanan Konus q_c (kg/cm ²)	Undrained Cohesion (T/m ²)
Sangat Lunak	< 2,5	<1,25
Lunak	2,5-5,0	1,25 - 2,50
Kaku sedang	5,0 - 10,0	2,50 - 5,0
Kaku	10,00 - 20,00	5,0 - 10,0
Sangat Kaku	20 - 40	10,0 - 20,0
Keras	> 40	>20

(Sumber: Begeman,1965)

- Penentuan Parameter γ_{unsat} dan γ_{sat}

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.77 Parameter γ_{unsat} dan γ_{sat}

Jenis Tanah	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Lempung	8	14
Lanau	16	18
Pair atast	19	21

(Sumber: Look, 2007)

- Penentuan parameter Posion Rasio (ν)

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.78 nilai representatif parameter poisson rasio

Jenis Tanah	Poisson ratio
Pasir lepas (Gembur)	0,2-0,4
Pasir sedang	0,25-0,4
Pasir atast	0,3-0,45
Pasir Lanau	0,3-0,4
Tanah Lempung	0,15-0,25
Lempung Sedang	0,2-0,5

(Sumber : Das, 2010)

- Penentuan parameter sudut dilatasi (ψ)

Menurut Das (2010), Sudut dilatasi atas umumnya ditetapkan sama atas nol guna analisa tak terdrainase dan ($\phi' - 30^\circ$) guna analisa terdrainase.

- Penentuan parameter R_{inter}

Tanah lempung $R_{inter} = 0,5$

Tanah Lempung $R_{inter} = \text{dimodelkan rigid}$

Tanah Pasir $= 0,7$

3.5.2 Perhitungan Tulangan *Diaphragm Wall*

Secara umum perhitungan tulangan dilaksanakan sesuai momen lentur dan gaya geser terbesar yang didapat dari analisa tegangan menggunakan program bantu plaxis. Plaxis ialah program komputer yang melakukan analisis elemen hingga seperti perhitungan deformasi, stabilitas, dan aliran air dimana perhitungan dapat dilanjutkan bila deformasi/defleksi/gaya lebih kecil dari defleksi ijin. Berikut dasar teori yang dipakai atas saat perencanaan utama penulangan *diaphragm wall*.

1. Perhitungan nilai M_R

- Mencari nilai β_1 , guna $f'_c \geq 28 \text{ MPa}$ dipakai persamaan berikut.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 (f'_c - 280/70) \geq 0,65 \quad (3.63)$$

- Mencari nilai ρ_b dan ρ_{max} dipakai persamaan berikut.

$$\rho_b = \left(0,85 \frac{f'_c}{f_y} \right) \beta_1 (6120 / (6120 + f_y)) \quad (3.64)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \quad (3.65)$$

- Menghitung nilai M_R

$$M_R = (1/\phi) \rho_{max} f_y (1 - 0,59 (\rho_{max} f_y / f'_c)) b d^2 \quad (3.66)$$

2. Tulangan Vertikal

Penulangan vertikal direncanakan guna menahan *bending moment* yang terjadi atas dinding. Perhitungan ini memerlukan nilai M_u yang didapatkan dari program plaxis. Nilai M_u harus lebih kecil dari nilai ϕM_R jadi tidak diperlukan tulangan tekan.

- Menentukan Rasio Kekuatan Material (m):

$$m = f_y / 0,85 f'_c \quad (3.67)$$

- Menentukan Rasio Penulangan

$$\rho = 1/m (1 - \sqrt{1 - (2 m M_n / f_y b d^2)}) \quad (3.68)$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y \quad (3.69)$$

- Menentukan Luas tulangan yang diperlukan (A_s):

$$A_s = \rho b d \quad (3.70)$$

- Mencari total Tulangan:

Dapat dicari dengan cara nilai A_s dibagi A_s tulangan.

3. Tulangan horizontal

Tulangan horizontal diperlukan sebab efek susut beton oleh temperature.

- menentukan luas tulangan yang diperlukan (A_s)

$$A_s = 0,002 \times A_g \quad (3.71)$$

- Mencari total tulangan

Dapat dicari dengan cara nilai A_s dibagi A_s tulangan.

4. Tulangan geser

Perencanaan tulangan geser, diperlukan nilai geser maksimum dari *diaphragm wall*. Nilai V_u didapatkan dari hasil analisa program *plaxis*. bila nilai $V_u < V_c$ maka tidak diperlukan tulangan geser.

3.6 Pondasi

sesuai SNI 2847-2019; Pasal 13.1.1; Hal-259, jenis pondasi atas struktur gedung dibagi jadi pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*) yang ditentukan atas letak lapisan tanah keras. Dua jenis pondasi ini punya macam struktur sendiri atas berikut.

1. Pondasi dangkal (*shallow foundation*)

- Pondasi lajur/menerus, ialah jenis pondasi dangkal yang bentuk dimensinya memanjang mengikuti struktur atasnya.
- Pondasi setempat, ialah jenis pondasi dangkal yang lokasinya sesuai posisi kolom dari struktur bangunan. Umumnya bentuk fondasi ini berbentuk persegi dengan ketebalan minimum ($t \geq 150$ mm), sesuai SNI 2847-2019; Pasal 13.3.1.2; Hal-265.
- Pondasi gabungan, atas dasarnya ialah jenis pondasi setempat. Namun disebabkan lokasi antar kolom berdekatan dan dimensi pelat pondasi diantara dua kolom itu berdekatan, jadi guna memberikan efisiensi yang optimal, pondasi setempat digabung jadi satu dan membentuk pondasi gabungan.
- Pondasi rakit (*raft foundation*) ialah jenis pondasi dangkal yang dimensinya seluas bangunan. Jenis pondasi ini umumnya dipakai bila jenis tanah yang

dipakai sangat buruk ataupun punya daya dukung ijin yang relatif kecil, jadi agar gaya (tegangan) yang ditransferkan dari struktur atas jadi lebih kecil, maka luasan pondasi diperluas.

10 2. Pondasi dalam (*deep foundation*)

a) Pondasi *caissons* (*Bor Pile*), ialah jenis pondasi dalam yang metode pengerjaannya diawali dengan pengeboran tanah sesuai dengan diameter tiang beton yang direncanakan. berikutnya besi tulangan yang sudah disusun berikutnya dimasukan ke dalam lubang itu dan dilaksanakan pengecoran ditempat (*cast in situ*).

10
b) Pondasi tiang pancang ialah jenis pondasi dalam yang menggunakan beton precast atas media tiang yang ditanam. Jenis pondasi ini paling banyak dipakai sebab dari segi kualitas beton sangat terjamin. Elemen pendukung 10
guna tiang pancang ialah pile cap yang berfungsi mentransfer gaya dari kolom ke tiang pancang.

10
Menurut Lesmana, 2020 Struktur Pondasi ialah struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari struktur atas ke dalam tanah jadi bangunan bisa tetap berdiri dan stabil. 38
Pemilihan jenis pondasi yang dipakai didasarkan atas beberapa pertimbangan, yakni: keadaan tanah pondasi, jenis tanah, daya dukung tanah, kedalaman tanah keras, dan beberapa hal yang menyangkut keadaan tanah. 91
Hal ini meliputi kondisi beban (besar beban, arah beban dan penyebaran beban). 69
Mendesain pondasi yang sesuai sesuai analisis mekanika teknik struktur rangka gedung dan data tanah hasil investigasi. Pemeriksaan tegangan maksimum atas tegangan ijin dapat dilaksanakan dengan persamaan berikut.

$$q_{max} = \frac{Pu}{A} + \frac{M_{ux}(b_2/2)}{I_x} + \frac{M_{uy}(b_2/2)}{I_y} \quad (3.72)$$

$$q_{max} < q_{max} \quad (3.73)$$

3.7 Analisis dan Desain Struktur

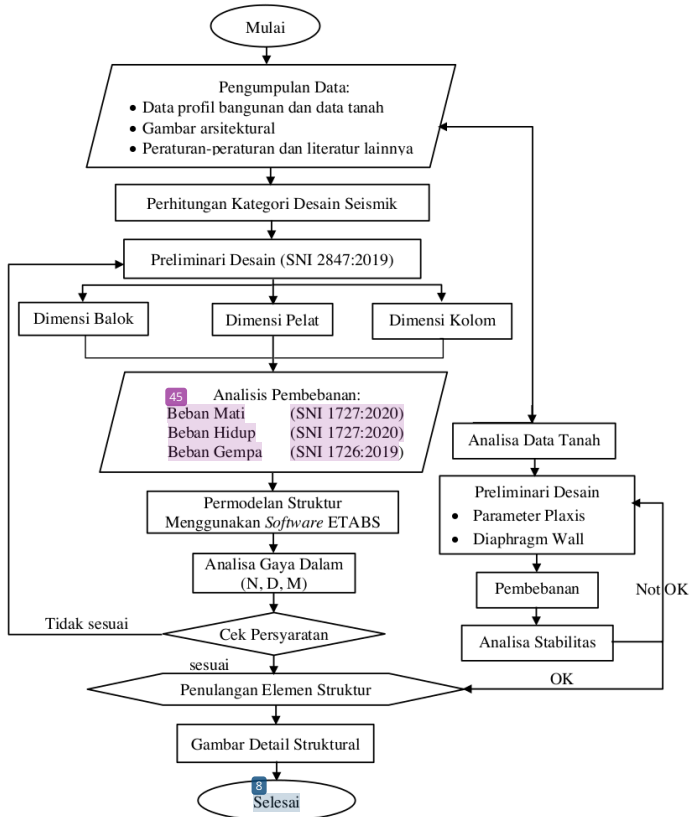
Analisis yang rumit atas struktur membuat penggunaan computer jadi pilihan utama. 37
Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS) ialah salah satu program computer guna perencanaan struktur gedung yang tujuannya 54
memperkirakan gaya dalam, deformasi system struktur, dan juga memastikan

terpenuhinya persyaratan kekuatan, kemampuan layan (*serviceability*), dan stabilitas struktur sesuai dengan standar SNI 2847-2019. Dan guna analisis Diaphragm wall menggunakan program PLAXIS V 8.2 sesuai dengan standar SNI 8460:2017.

BAB 4
METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Diagram Alir Penelitian

Diagram alir penelitian atas tugas akhir ini ialah diatas berikut.



Gambar 4.1 Diagram Alir Penelitian
(Sumber: Analisis Penulis, 2023)

4.2 Lokasi Penelitian

Penelitian dalam tugas akhir ini berlokasi di Jalan Percetakan Negara, Kota Manokwari, Provinsi Papua Barat.



Gambar 4.2 Lokasi Penelitian

(Sumber: Analisis Penulis, 2023)

4.3 Data Penelitian

Perencanaan Ulang Struktur Gedung Mambruk Menggunakan Struktur Beton Bertulang memerlukan data-data atas berikut.

4.3.1 Data Proyek

Penelitian dalam tugas akhir ini punya data proyek atas berikut.



Gambar 4.3 Tampak depan Gedung Mmabruk

(Sumber: Analisis Penulis, 2023)

Nama Bangunan	: Gedung Mambruk
Fungsi Bangunan	: Aula Pertemuan
Lokasi eksisting	: kab. Manokwari, Papua Barat
total lt eksisting	: 3 lantai, 1 basemen, atap baja
total lt perencanaan	: 3 lantai, 1 basemen, atap baja
Panjang bangunan	: 56 m
Lebar bangunan	: 38 m
Luas bangunan	: 2.128 m
Tinggi bangunan	: 24,37 m
Kedalaman besmen	: 4 m
Mutu beton (f_c')	: 25 Mpa (K-300)
Mutu baja tulangan	
$F_y \phi < 12 \text{ mm}$	: 240 Mpa
$F_y \phi \geq 12 \text{ mm}$	: 400 Mpa

4.3.2 Data Perencanaan Struktur

Data penelitian perencanaan struktur dalam tugas akhir ini atas berikut.

- Gambar perencanaan proyek pembangunan Gedung Mambruk yang terlampir atas **lampiran 1**
- Data hasil penyelidikan tanah yang terlampir atas **Lampiran 2**

4.4 Instrumen Penelitian

Program komputer seperti ETABS dan PLAXIS dipakai guna menganalisis dan mengeluarkan nilai momen, geser dan juga ketahanan gedung atas gempa serta memeriksa tulangan dan kekuatan bangunan yang di rencanakan ulang menggunakan struktur beton bertulang. Gambar – gambar detail struktur dibuat menggunakan *software* AutoCAD.

4.5 Variabel Penelitian

Penelitian dalam tugas akhir ini menggunakan variabel-variabel atas berikut.

- Variabel Bebas
 - Jenis material konstruksi
Material struktur baja akan digantikan dengan struktur beton bertulang
 - Bentuk Bangunan

Bentuk bangunan tetap dan tidak berubah

b. Variabel Kontrol

1) Penggunaan material

Jenis material yang dipakai ialah beton bertulang dengan mutu 25Mpa, F_y
 $\phi < 12$ mm dengan mutu 240Mpa dan F_y $\phi \geq 12$ mm dengan mutu 420Mpa.

2) Ketebalan pelat

Ketebalan pelat direncanakan dan dihitung menggunakan SNI 2847:2019

3) Dimensi kolom

Dimensi balok direncanakan dan dihitung menggunakan SNI 2847:2019

4) Dimensi Balok

Dimensi kolom direncanakan dan dihitung menggunakan SNI 2847:2019

5) Dimensi *Diaphragm wall*

Dimensi *Diaphragm wall* direncanakan dan dihitung menggunakan SNI
2847:2019

c. Variabel Terikat

1) Kekuatan struktural

Kekuatan struktural akan berganti menyesuaikan bentuk struktur utama

2) Deformasi bangunan

Deformasi bangunan akan berganti menyesuaikan bentuk struktur utama

3) Efisiensi konstruksi

Efisiensi konstruksi akan berganti menyesuaikan bentuk struktur utama

4.6 Analisis Data

Penelitian dalam tugas akhir ini punya beberapa bagian yakni perencanaan balok, perencanaan kolom, dan perencanaan pelat atas struktur atas, atas struktur bawa sendiri yakni perencanaan *diaphragm wall* dan Pondasi.

BAB 5

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Perencanaan Struktur

Spesifikasi data bangunan yang dipakai ialah atas berikut :

Fungsi Bangunan : Aula Pertemuan
Tinggi Bangunan : 16 m (tinggi struktur tidak termasuk atap)
Lokasi Bangunan : Manokwari, Papua Barat
Tinggi Antar Lantai :
- Lantai Basement – Lantai 1 : 4 m
- Lantai 1 – lantai Atap : 4 m

Mutu Beton ($f'c$) : 25 Mpa

Mutu Baja (f_y) :
- $F_y \phi < 12 \text{ mm}$: 240 Mpa
- $F_y \phi \geq 12 \text{ mm}$: 420 Mpa

Dimensi Eksisting Pelat :

59

Tabel 5.1 Dimensi Pelat

No	Notasi Pelat	Dimensi Pelat (mm)
1	SLAB	150 mm

(Sumber : Cv. Amazing Papua Consultant, 2023)

Dimensi Eksisting Balok :

59

Tabel 5.2 Dimensi Balok

No	Notasi Balok	Dimensi Balok (mm)
1	S1	300 x 400
2	B1	WF 300 x 150 x 9 x 6,5
3	B2	50 200 x 100 x 8 x 5,5
4	B4	11 F 350 x 175 x 7 x 11
5	B5	WF 400 x 200 x 8 x 13
6	B6	WF 500 x 200 x 10 x 16
7	B7	WF 250 x 125 x 6 x 9
8	B8	WF 150 x 150 x 7 x 10
9	B9	WF 300 x 300 x 10 x 15

(Sumber : Cv. Amazing Papua Consultant, 2023)

Dimensi Eksisting Kolom :

30

Tabel 5.3 Dimensi Kolom

No	Notasi Kolom	Dimensi Kolom (mm)
1	K1	1 600 x 600
2	C1	WF 300 x 300 x 15 x 10
3	C2	WF 300 x 300 x 13 x 8
4	C3	WF 400 x 400 x 21 x 13

(Sumber : Cv. Amazing Papua Consultant, 2023)

5.2 Perhitungan Kategori Desain Seismik

Perhitungan kategori desain seismic tujuannya guna mengetahui nilai-nilai parameter gempa sesuai dengan lokasi perencanaan gedung yang mengacu atas SNI 1726 – 2019.

1. Menentukan kategori risiko struktur bangunan

Kategori risiko struktur bangunan ditentukan sesuai jenis pemanfaatan bangunan yang mengacu atas SNI 1726-2019; Pasal 4.1.2; Tabel Hal-24.

Tabel 5.4 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung guna beban gempa

Gedung dan nongedung yang punya risiko atas jiwa manusia atas saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi guna:	Kat
- Bioskop	III
- Gedung pertemuan	
- Stadion	
- Fasilitas kesehatan yang tidak punya unit bedah dan unit gawat darurat	
- Fasilitas penitipan anak	
- Penjara	
- Bangunan guna orang jompo	

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

sesuai tabel di atas bangunan dengan jenis pemanfaatan atas fasilitas pertemuan termasuk kategori risiko III.

2. Menentukan faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa (I_e) diambil sesuai kategori risiko struktur bangunan sesuai Tabel 5.1 yakni kategori risiko III. Nilai (I_e) ada atas SNI 1726 : 2019; Tabel 4; Hal-25

Tabel 5.5 Faktor keutamaan gempa	
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I ataupun II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

3. Menentukan kelas situs

Kelas situs atas gedung ini mengikuti hasil data penyelidikan tanah dengan sondir. Jenis tanah yang dipakai ialah tanah keras dan tergolong kelas situs SC

4. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s dan S_i)

Nilai S_s (parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan guna periode pendek) dan S_1 (parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan guna periode 1,0 detik) atas penelitian ini didapatkan dari website rsa.ciptakarya.pu.go.id. Dengan memasukan lokasi perencanaan bangunan didapatkan nilai S_s guna daerah Manokwari ialah 2,5133 dan S_1 ialah 0,8508

5. Menentukan faktor koefisien situs (F_a dan F_v)

Nilai F_a (factor amplifikasi getaran terkait percepatan atas getaran periode pendek) didapatkan sesuai nilai S_s dan kelas situs yang ada atas SNI 1726:2019; Tabel 6:Hal-34. Sedangkan nilai F_v (factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik) didapatkan sesuai nilai S_1 dan kelas situs yang ada atas SNI 1726 : 2019 ; Tabel 7: Hal 34.

Tabel 5.6 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Terpetakan atas Periode Pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
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	1
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$S_s^{(a)}$					

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.7 Koefisien situs F_v

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Terpetakan atas Periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2
SF	$S_1^{(a)}$					

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

sesuai Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 dapat diketahui nilai F_a ialah 1,2 dan F_v ialah 1,4.

6. Menentukan parameter respons spectral percepatan (S_{MS} dan S_{MI})

Nilai S_{MS} dan S_{MI} didapatkan dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a S_s \\ &= 1,2 \times 2,5133 \\ &= 3,01596 \\ S_{MI} &= F_v S_I \\ &= 1,4 \times 0,8508 \\ &= 1,1911 \end{aligned}$$

7. Menentukan parameter percepatan spektral desain (S_{DS} dan S_{DI})

Parameter percepatan spektral desain atas periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{DI}) dihitung menggunakan persamaan atas SNI 1726:2019; Pasal 6.3; Hal-35 atas berikut.

didapatkan nilai S_{DS} dan S_{DI} atas berikut.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 3,01596 \\ &= 2,0106 \\ S_{DI} &= \frac{2}{3} S_{MI} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,1911 \\ &= 0,7941 \end{aligned}$$

8. Menentukan kategori desain seismik

Menurut SNI 2847:2019; Pasal 18.2.1.1 ; Hal 360, semua struktur harus dikenakan suatu kategori desain seismic (KDS) sesuai SNI 1726. Penentuan kategori desain seismic didapatkan sesuai nilai S_{DS} dan S_{DI} sesuai atas SNI 1726:2019; Pasal 6.5; Tabel 8 dan 9; Hal 37.

Tabel 5.8 Kategori desain seismic sesuai parameter respons parameter percepatan atas periode pendek.

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

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.9 Kategori desain seismic sesuai parameter respons parameter percepatan atas periode 1 detik.

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I ataupun II ataupun III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

sesuai Tabel 5.8 dan 5.9 dengan mempertimbangkan nilai S_{DS} setotal 2,0106 dan S_{D1} setotal 0,7941 serta struktur gedung yang termasuk kategori risiko III, maka ditetapkan bangunan berada atas Kategori Desain Seismik D (KDS D).

9. Menentukan system struktur sesuai KDS

Struktur yang masuk dalam KDS D, E ataupun F dapat terkena guncangan tanah yang kuat. sesuai SNI 2847:2019; Pasal R18.2; Hal 361, system struktur beton pemikul gaya seismik yang berlaku guna KDS D, E ataupun F ialah rangka pemikul momen khusus, dinding structural khusus ataupun kombinasi keduanya. Sistem pemikul gaya seismik yang dipakai atas penelitian ini ialah Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

SNI 1726:2019; Pasal 7.2.2; Tabel 12; Hal 50 mencantumkan batasan sistem dan tinggi struktur guna KDS D yang menggunakan SRPMK ialah tidak dibatasi (TB).

Tabel 5.10 Faktor R, Cd, dan Ω_0 guna system pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D	E	F	
C. Sistem rangka pemikul momen momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10	TI	TI	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang Pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI	
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan	3½	3	3½	10	10	10	10	10	

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

sesuai table diatas dapat diketahui parameter yang akan dipakai atas analisis beban gempa yakni atas berikut.

Koefisien modifikasi respons (R) = 8
 Faktor kuat lebih system (Ω_0) = 3
 Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

5.3 Preliminary Design

5.3.1 Dimensi Balok

Ketentuan dimensi balok ditulis atas SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1; Tabel 9.3.1.1 guna tinggi balok minimum dan Pasal 18.6.2.1; Poin (b) guna lebar balok SRPMK.

1. Balok B1 (300/700)

$$\text{Bentang (L)} = 10000 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : Tinggi balok (h)} \geq \text{tinggi minimum balok (h}_{\min})$$

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{10000}{16} \\ &= 625 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_{B1} = 700 \text{ mm} \geq h_{\min} \text{ (OK)}$$

Maka tinggi balok induk sesuai syarat tinggi minimum balok

$$\text{Syarat : Lebar balok (b}_w) > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 0,3h &= 0,3 \cdot 700 \\ &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{B1} = 300 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

2. Balok B2 (300/600)

$$\text{Bentang (L)} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : Tinggi balok (h)} \geq \text{tinggi minimum balok (h}_{\min})$$

$$\begin{aligned} h_{\min} &= 7000/16 \\ &= 437,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_{B2} = 600 \text{ mm} \geq h_{\min} \text{ (OK)}$$

Maka tinggi balok induk sesuai syarat tinggi minimum balok

$$\text{Syarat : Lebar balok (b}_w) > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 0,3h &= 0,3 \cdot 600 \\ &= 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{B2} = 300 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

3. Balok B3 (300/500)

$$\text{Bentang (L)} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : Tinggi balok (h)} \geq \text{tinggi minimum balok (h}_{\min})$$

$$\begin{aligned} h_{\min} &= 7000/16 \\ &= 437,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_{B3} = 500 \text{ mm} \geq h_{\min} \text{ (OK)}$$

Maka tinggi balok induk sesuai syarat tinggi minimum balok

Syarat : Lebar balok (b_w) > $0,3h$ dan 250 mm

$$0,3h = 0,3 \cdot 500$$

$$= 150 \text{ mm}$$

$$b_{B3} = 300 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

4. Balok Anak (250/500)

$$\text{Bentang (L)} = 6000 \text{ mm}$$

Syarat : Tinggi balok (h) $\geq$ tinggi minimum balok ($h_{\min}$)

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

$$= 6000/16$$

$$= 375 \text{ mm}$$

$$h_{BA} = 500$$

Maka tinggi balok anak sesuai syarat tinggi minimum balok.

Syarat : Lebar balok (b_w) > $0,3h$ dan 250 mm

$$0,3h = 0,3 \cdot 500$$

$$= 150 \text{ mm}$$

$$b_{BA} = 250 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

5.3.2 Dimensi Pelat

Ketentuan ketebalan pelat lantai yang punya balok disemua sisinya ditulis atas

SNI 2847-2019; Pasal 8.3.1.2; Tabel 8.3.1.2; Hal 134.

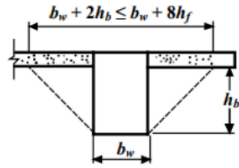
Balok B3 (300/700)

Kolom (700/700) **Asumsi**

Tebal awal pelat diasumsikan 150 mm **Asumsi**

Persyaratan tebal pelat dihitung dari persamaan (1) ataupun (2), jadi a_{fm} harus dihitung terlebih dahulu. Oleh sebab itu nilai I_b , I_s dan a_f guna balok dan pelat dalam arah panjang maupun pendek harus ditentukan terlebih dahulu.

guna konstruksi monolit ataupun konstruksi komposit penuh, sebagian dari pelat atas sayap ialah bagian dari balok maka akan dipakai aturan sesuai SNI 2847:2019; Pasal R8.4.1.8; Hal. 138



Menentukan Panjang sayap

$$b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$$

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$h_b = (700 - 150)$$

$$= 550 \text{ mm}$$

$$b_w + 2h_b = 300 + 2(550)$$

$$= 1400 \text{ mm}$$

$$b_w + 8h_f = 1500 \text{ mm}$$

dipakai hasil terkecil yakni 1400 mm

Menentukan titik berat penampang dengan mengambil statis momen atas sisi atas sayap.

$$\text{Luas sayap} = h_f \times b_e$$

$$= 150 \times 1400$$

$$= 210000 \text{ mm}$$

$$\text{Luas badan} = b_w \times h_b$$

$$= 300 \times 550$$

$$= 165000 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Total} = \text{Luas sayap} + \text{Luas badan}$$

$$= 375000 \text{ mm}$$

Menentukan titik berat penampang

$$\bar{Y} = (\text{L.sayap} \times \text{jarak titik berat sayap ke permukaan sayap}) + (\text{L.badan} \times \text{jarak titik berat badan ke permukaan sayap}) / \text{Luas Total}$$

$$= \frac{(210000 \times 75) + (165000 \times 425)}{375000}$$

$$= 229 \text{ mm}$$

Menghitung momen inersia

$$\begin{aligned}
 I_b &= 1/12 \times b_e \times h^3 + (L. \text{ sayap} \times \text{jarak titik berat sayap ke titik berat penampang}^2) + (1/12 \times b_w \times h_b^3 + (L. \text{ badan} \times \text{jarak titik berat badan ke titik berat penampang}^2) \\
 &= \left(\frac{1}{12} \times 1400 \times 150^3\right) + (210000 \times 154^2) + \left(\frac{1}{12} \times 300 \times 550^3\right) + (165000 \times 196^2) \\
 &= 15872125000
 \end{aligned}$$

Menghitung momen inersia pelat arah melintang

$$\begin{aligned}
 I_L &= \frac{1}{12} \times L_y \times h_f^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times (5000-700) \times 150^3 \\
 &= 1406250000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\eta} &= E_{Ib} / E_{IL} \\
 &= 15872125000 / 1406250000 \\
 &= 11,287
 \end{aligned}$$

Menghitung momen inersia pelat arah memanjang

$$\begin{aligned}
 I_L &= \frac{1}{12} \times L_y \times h_f^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times (10000-700) \times 150^3 \\
 &= 2812500000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{fs} &= E_{Ib} / E_{IL} \\
 &= 15872125000 / 2812500000 \\
 &= 5,643
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{fm} &= (a_{\eta} + a_{fs})/2 \\
 &= 8,465
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \frac{L_{nx}}{L_{ny}} \\
 &= (10000 - 700) / (5000 - 700) \\
 &= 2,163
 \end{aligned}$$

sebab $a_{fm} > 2,0$ maka nilai h_{min} dicari dengan persamaan (2)

$$\begin{aligned}
 h_{min} &= \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{4300(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + 9(2,163)} \\
 &= 182,045 > 90 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka tebal pelat dapat dipakai yakni 150 mm

5.3.3 Dimensi Kolom

Beban yang dipikul oleh kolom K1 Lantai 1 dengan tributary area seluas 25m² ialah.

1. Menghitung beban pelat

$$\begin{aligned} \text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{tebal pelat} \\ &= 24 \times 0,15 \\ &= 3,6 \text{ kN/m}^3 \\ \text{SIDL pelat} &= 1,177 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Beban hidup} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\ \text{W pelat} &= \text{selfweight} + \text{SIDL pelat} + \text{beban hidup} \\ &= 3,6 + 1,177 + 4,79 \\ &= 9,567 \text{ kN/m}^2 \\ \text{W}_T \text{ pelat} &= w \text{ pelat} \times 25 \\ &= 9,567 \times 25 \\ &= 239,175 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Beban Balok induk 300/700 Bentang 5m

$$\begin{aligned} \text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{lebar balok} \times \text{tinggi balok} \\ &= 24 \times 0,30 \times 0,7 \\ &= 5,04 \text{ kN/m}^2 \\ \text{W}_T \text{ balok induk} &= W_{\text{balok induk}} \times 8,8 \text{ m} \\ &= 5,04 \times 8,6 \\ &= 44,344 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Menghitung beban balok anak

$$\begin{aligned} \text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{lebar balok} \times \text{tinggi balok} \\ &= 24 \times \frac{1}{2} \times 0,25 \times 0,50 \\ &= 1,5 \text{ kN/m}^3 \\ \text{W}_T \text{ balok anak} &= W_{\text{balok anak}} \times (2,35 \times 4) \\ &= 1,5 \times (2,35 \times 4) \\ &= 14,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung beban kolom diatas kolom yang ditinjau

$$\begin{aligned} \text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{dimensi penampang kolom} \\ &= 24 \times 0,7 \times 0,7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{kolom}} &= 11,76 \text{ kN/m}^3 \\
 W_T \text{ kolom atas} &= W_{\text{kolom}} \times \text{tinggi kolom} \\
 &= 11,76 \times 4 \\
 &= 47,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Kalkulasi beban *tributary area*

$$\begin{aligned}
 \text{Beban total (P)} &= \mu W_T \text{ pelat} + \mu W_T \text{ balok induk} + \mu W_T \text{ balok anak} + \mu W_T \text{ kolom} \\
 &= 342,509 \text{ kN} + 60,682 \text{ kN} + 19,74 \text{ kN} + 65,856 \text{ kN} \\
 &= 488,8 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 488786,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

6. Menentukan dimensi perkiraan kolom

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{P}{\tau} \\
 \tau &= 0,3 \times f'c \\
 &= 0,3 \times 25 \\
 &= 7,5 \text{ N/mm}^2 \\
 A &= \frac{488786,6}{7,5} \\
 &= 65171,55 \\
 \text{Sisi kolom} &= \sqrt{65171,55} \\
 &= 255 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan yang sama dilaksanakan guna lantai 1 s/d 3 maka didapatkan hasil atas berikut.

Tabel 5.11 Preliminary design kolom tengah sesuai beban gravitasi

No	Lantai	Tributary Area	Pu Kolom	Ag	Sisi	Dimensi Pakai	Tipe Kolom
		m2	N	mm2	mm	mm	
1	Atap	6,1875	46215	6162	100	400 x 400	K4/KL
2	Lantai 3	39	280065	36048	200	500 x 500	K3
3	Lantai 2	30	335520	44736	250	500 x 500	K3
4	Lantai 1	25	277898	37053,1	255	600 x 600	K2
5	Basement	25	282650	37686,7	255	700 x 700	K1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

sesuai tabel diatas maka kolom **K1** (700 x 700 mm), **K2** (600 x 600mm), K3 (500x500mm) dan **K4/KL** (400x400mm) dapat dipakai. Persyaratan dimensi guna kolom SRPMK ada atas **SNI 2847-2019; Pasal 18.7.2.1; Hal. 38**, atas berikut :

- 4
1. Dimensi penampang terkecil tidak kurang atas 300mm

$$b_{\min} = 300$$

$$b_{\text{pakai}} = 700 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

2. Rasio penampang terkecil tidak kurang atas 0,4

$$\frac{b}{h} = \frac{700}{700}$$

$$= 1,0 > 0,4 \text{ (OK)}$$

Maka dimensi kolom K1, K2, K3 dan K4 sesuai syarat dimensi kolom SRPMK.

5.4 Analisa Pembebanan

Pembebanan atas perencanaan ulang gedung ini meliputi dua jenis analisa pembebanan yakni beban gravitasi dan beban gempa. Beban gravitasi ialah beban yang diakibatkan oleh gaya gravitasi. Beban gravitasi tersusun atas beban mati (dead load) dan beban hidup (live load). Peraturan yang mengatur pembebanan atas gedung ialah SNI 1727-2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait guna bangunan gedung dan struktur lain. Beban-beban yang bekerja atas perencanaan ulang gedung Mambruk kabupaten Manokwari dapat dikelompokkan atas berikut.

5.4.1 Beban Mati

Berat seluruh komponen struktur gedung yang terpasang ialah beban mati. ada dua kategori beban mati yakni beban mati akibat berat sendiri struktur yang disebut *dead load (DL)* ialah berat dari balok, kolom dan pelat, dan beban mati tambahan akibat berat diluar berat sendiri seperti berat dinding, plafon, dan lain-lain disebut atas *super imposed dead load (SIDL)*.

Tabel 5.12 Beban Mati

No	Material/komponen	Berat	Berat (kN/m ²)
----	-------------------	-------	----------------------------

		kN/m ³	
1	Beton Bertulang	24	
2	Dinding bata ½		2,50
3	Plafond		0,008
4	Curtain wall kaca clear Glass	25,1	0,301
5	MEP		0,25
6	Keramik	23,6	0,24
7	Spesi	20,4	0,816
8	Waterproofing + screed	18,0	0,36

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.4.2 Beban Hidup

Beban hidup ialah beban yang dapat bergerak dan juga berpindah-pindah. Berikut beban hidup yang diperhitungkan.

Tabel 5.13 Beban Hidup

No	Fungsi Ruang	Berat (kN/m ²)
1	Ruang Kantor	2,4
2	Lobi	4,79
3	Ruang Penyimpanan	7,18
4	Koridor	4,79
5	Koridor diatas lantai pertama	3,83
6	Ruang Makan/restoran	4,79
7	Ruang pertemuan	4,79
8	Toilet	2,87
9	Atap	0,96

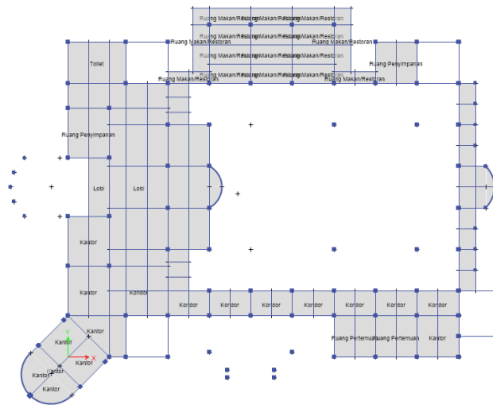
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Gambar 5.1 Pola Beban Hidup Lantai 1

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

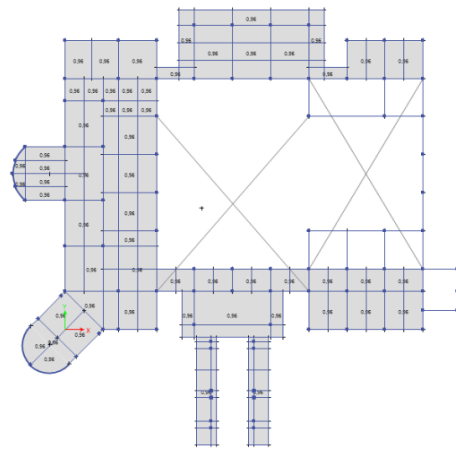
Gambar 5.2 Pola Beban Hidup Lantai 2

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5.3 Pola Beban Hidup Lantai 3

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5.4 Pola Beban Hidup Lantai 4

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.4.3 Beban SIDL Lantai 1-3

SIDL (*Super Imposed Dead Load*) ialah beban mati tambahan atas lantai 1 s/d 3 yang tersusun atas beban SIDL lantai, dinding, kaca, dan ACP. Perhitungan beban SIDL lantai ialah atas berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Plafond gypsum} &= 0,008 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Suspended steel channel system} &= 0,10 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{MEP} &= 0,25 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Keramik (t = 2 cm)} &= 0,472 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Spesi (t = 4 cm)} &= 0,816 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 1,646 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Berikut ialah hasil rekapitulasi beban mati tambahan guna lantai 1 sampai dengan lantai 3

Tabel 5.14 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 1

No	Jenis Beban	Beban	Luas (m ²)	Berat (kN/m ²)	Total (kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1223,2	1,646	2013,39
3	Mati	SIDL dinding bata	506,6	2,5	1266,50
4	Mati	SIDL Kaca	170	0,301	51,17

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.15 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 2

No	Jenis Beban	Beban	Luas (m ²)	Berat (kN/m ²)	Total (kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1838	1,646	3025,35
3	Mati	SIDL dinding bata	666	2,5	1665,00
4	Mati	SIDL Kaca	478,02	0,301	143,88

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.16 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 3

No	Jenis Beban	Beban	Luas (m ²)	Berat (kN/m ²)	Total (kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1054,9515	1,646	1736,45
2	Mati	SIDL Atap	59,8705	0,718	42,99
3	Mati	SIDL dinding bata	704,8	2,5	1762,00
4	Mati	SIDL Kaca	633,375	0,301	190,65

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.4.4 Beban SIDL Lantai 4 (Atap dak)

Beban mati tambahan ataupun SIDL (*Super Imposed Dead Load*) atas lantai atap tersusun atas SIDL atap, dan kaca. Perhitungan beban SIDL lantai ialah atas berikut.

$$\begin{aligned}\text{Plafond gypsum} &= 0,008 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Suspended steel channel system} &= 0,10 \text{ kN/m}^2 \\ \text{MEP} &= 0,25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Waterproofing + screed} &= 0,36 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,718 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Berikut ialah hasil rekapitulasi beban mati tambahan guna atap.

Tabel 5.17 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 4 (Atap)

No	Jenis Beban	Beban	Luas	Berat	Total
			(m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1184,0935	1,646	1949,02
3	Mati	SIDL dinding bata	704,8	2,5	1762,00
4	Mati	SIDL Kaca	68	0,301	20,47

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.5 Analisa Beban Gempa

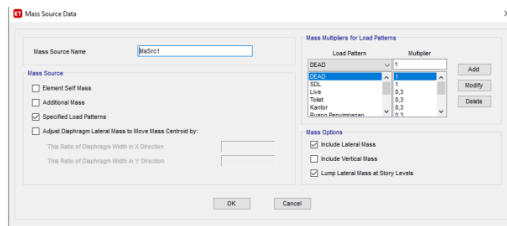
Perencanaan ulang struktur gedung Mambruk dengan menggunakan struktur beton bertulang ini dibangun di daerah manokwari. Sistem struktur yang dipakai ialah system rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Metode dalam perhitungan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dapat diketahui dari data tanah tempat bangunan yang dibangun. Data tanah bangunan ini menunjukkan hasil berupa tanah keras dan masuk dalam KDS D dan sesuai dengan ketentuan dari system rangka pemikul momen khusus.

5.5.1 Metode Static Equivalent

5.5.1.1 Perhitungan Berat Seismik Struktur (W)

Beban gravitasi hitungan manual diinput atas permodelan ETABS jadi didapatkan output berat sendiri bangunan dari ETABS. Hasil perhitungan dari ETABS berikutnya di bandingkan dengan hasil perhitungan manual berat sendiri struktur. Selisi terpenuhi bila nilai presentase kurang atas 5%.

Berat seismik struktur tersusun atas beban mati (dead load), beban mati tambahan (SDL) dan beban hidup (live load). Beban hidup atas penelitian ini direduksi jadi 30% sesuai dengan ketentuan atas SNI 1726-2019 dan SNI 1727-2020.



Gambar 5.5 Define Mass Source

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Berat Seismik Efektif (ETABS)

Total Berat (kN)	
Story 5	235,7
Story 4	8735,2
Story 3	15326,1
Story 2	22266,1
Story 1	17470,7
Total	64033,9

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.19 Persentase Selisih Berat Struktur ETABS dan Manual

Story	Manual	Etabs	Beda (%)
5	241,17	235,711	2%
4	8930,81	8728	2%
3	15662	15354,8	2%
2	22830	22265,3	2%
1	17624	17470,7	1%
Total	65287	64057,6	1,9%

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Perhitungan berat seismik struktur secara manual punya perbedaan dengan hasil perhitungan atas permodelan ETABS. Dengan demikian presentase selisih ataupun nilai eror didapatkan setotal 1,9%. Syarat eror atas perhitungan berat bangunan ialah 5% maka perhitungan dapat dilanjutkan..

5.5.1.2 Penentuan Periode Getar Struktur

Periode getar struktur dapat ditentukan melalui dua pendekatan atasmana ditulis atas SNI 1726-2019; Pasal 7.8.2; Hal. 71, yakni atas berikut :

- a. Pendekatan pertama, menggunakan nilai C_t dan x , yang ditentukan sesuai tipe struktur sesuai Tabel 5.25 ataupun Tabel 18; SNI 1726-2019; Hal. 72

Tabel 5.20 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya system yang disyaratkan dan tidak dilingkupi ataupun dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi bila dikenal gaya system:		
• 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 atas tekuk	0,0731	0,75
Semua ystem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

sesuai Tabel 5. Untuk rangka beton pemikul momen dipakai C_t yakni 0,0466 dan x yakni 0,9.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$= 0,0466 \times 20^{0,9}$$

$$T_a = 0,69074 \text{ detik}$$

- b. Pendekatan kedua, menggunakan total tingkatan (N) bila tingkatan struktur tidan lebih atas 12 tingkatan dimana system pemikul tersusun atas rangka pemikul momen yang seluruhnya beton ataupun seluruhnya baja dan rata-rata tingkatan tinggi sekurang-kurangnya 3m.

$$T_a = 0,1 \times N$$

$$= 0,1 \times 5$$

$$= 0,5 \text{ detik}$$

Hasil perhitungan kedua pendekatan dipilih nilai terbesar yakni 0,69074 detik atas periode fundamental struktur (T_a). Penentuan periode struktur dengan perbandingan hasil dari ETABS maka berlaku ketentuan berikut :

- bila $T_c > C_u.T_a$, Maka dipakai periode $T = C_u.T_a$
- bila $T_a < T_c < C_u.T_a$, Maka dipakai periode $T = T_c$
- bila $T_c < T_a$, maka dipakai periode $T = T_a$

Tabel 5.21 Koefisien guna batas atas atas periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain atas 1 detik, $SD1$	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Nilai C_u dapat ditentukan dengan melihat SNI 1726-2019; Hal. 72. Nilai $SD1$ atas penelitian ini ialah 0,7941 jadi nilai C_u dipakai ialah 1,4

$$T_{min} = 0,69074 \text{ detik}$$

$$T_{maks} = C_u \cdot T_a$$

$$= 1,4 \cdot 0,69074$$

$$= 0,967036 \text{ detik}$$

$$T_c (T_{compute}) : = 0,558 \text{ detik}$$

$$= 0,512 \text{ detik}$$

sebab nilai $T_{c,x} < T_{maks}$, maka dipakai nilai $T_{c,x}$ dan sebab nilai $T_{c,y} < T_{maks}$, maka dipakai nilai $T_{c,y}$. jadi periode struktur yang dipakai ialah $T_x = 0,558 \text{ detik}$ dan $T_y = 0,512 \text{ detik}$.

5.5.1.3 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Gaya geser dasar seismik struktur ditulis atas SNI 1726-2019; Pasal 7.8; Hal. 69.

Besaran yang diperlukan guna menghitung gaya geser diantaranya ialah koefisien respon seismik (C_s) dan berat total struktur (W). Berat total struktur sudah didapatkan dari Tabel 5.17 yakni $W = 64033,9 \text{ kN}$. Sedangkan koefisien respons seismik (C_s) ditentukan dengan cara atas berikut.

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{SD_s}{T_e} \\
 &= \frac{2,01064}{\frac{8}{1,25}} \\
 &= 0,31416
 \end{aligned}$$

sebab $T \leq T_L$ maka batas atas yang dipakai ialah:

$$\begin{aligned}
 C_{s, maks} &= \frac{SD1}{T_e} \\
 &= \frac{0,79408}{\frac{8}{1,25}} \\
 C_{s maks x} &= \frac{0,79408}{\frac{8}{1,25}} = 0,222357 \\
 C_{s Maks y} &= \frac{0,79408}{\frac{8}{1,25}} = 0,242334
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{s, min} &= 0,044 S_d s I_e \geq 0,01 \\
 &= 0,044 \cdot 2,01064 \cdot 1,25 \geq 0,01 \\
 &= 0,11059 \geq 0,01
 \end{aligned}$$

OK

sebab struktur atas penelitian ini berlokasi atas daerah $S_I \geq 0,6g$, maka C_s harus tidak kurang dikurang atas:

$$\begin{aligned}
 C_{s, maks} &= \frac{0,5 S_I}{\left(\frac{R}{T_e}\right)} \\
 &= \frac{0,5 \cdot 0,8508}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} \\
 &= 0,06647 \\
 &= 0,31416 \geq 0,06647 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

guna arah x :

$$\begin{aligned}
 C_{s, min} &\leq C_s \leq C_{s maks x} \\
 0,11059 &\leq 0,31416 \leq 0,222357
 \end{aligned}$$

C_s x pakai ialah 0,222357

guna arah y :

$$\begin{aligned}
 C_{s, min} &\leq C_s \leq C_{s maks y} \\
 0,11059 &\leq 0,31416 \leq 0,242334
 \end{aligned}$$

C_s y pakai ialah 0,242334

Gaya geser dasar seismik ditentukan menggunakan persamaan berikut.

$$V = C_s \cdot W$$

$$\begin{aligned}
 \text{guna arah x} &: \\
 V_x &= C_{s,x} \cdot W \\
 &= 0,222357 \cdot 64033,9 \\
 &= 14238,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{guna arah y} &: \\
 V_y &= C_{s,y} \cdot W \\
 &= 0,242334 \cdot 64033,9 \\
 &= 15517,58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5.1.4 Distribusi Vertikal Gaya Gempa (Fx)

Besaran gaya geser dasar seismic yang sudah dihitung berikutnya didistribusikan secara vertical atas tiap tingkatan struktur. Gaya gempa ditentukan dengan cara mengalikan faktor distribusi vertical (C_{vx}) dengan gaya geser dasar seismic (V).

Diketahui nilai $T_x = 0,558$ detik dan $T_y = 0,512$ detik, maka nilai k ditentukan dengan interpolasi linier diantara 1 dan 2 atas berikut :

$$k_x = 1 + \frac{0,558 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) = 1,029$$

$$k_y = 1 + \frac{0,512 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) = 1,006$$

Mengikuti SNI 1726-2019; Pasal 7.8.3; Hal-73, persamaan yang dipakai ialah:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_i \cdot h_i^k}{\sum_i^n w_i \cdot h_i^k}$$

guna arah x lantai 4 :

$$C_{vx} = \frac{235,711 \cdot 20^{1,029}}{616214,266}$$

$$= 0,00833$$

$$F_x = 0,00833 \times 14238,36 \text{ kN}$$

$$= 118,81 \text{ kN}$$

guna arah y lantai 4 :

$$C_{vy} = \frac{235,711 \cdot 20^{1,006}}{584415,7072}$$

$$= 0,0082$$

$$F_y = 0,0082 \times 15517,58 \text{ kN}$$

$$= 127,44 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan atas tiap lantai diuraikan atas tabel berikut:

Tabel 5.22 Distribusi vertical gaya gempa statik arah X

Lantai	Tinggi (m)	Tinggi ^k (m)	Massa Lantai (kN)	Wx.Hx ^k (kNm)	Cvx	V (kN)	Shear (kN)
4	20	21,815	235,711	5142,089	0,0083	118,81	118,81
3	16	17,339	8728,002	151465,461	0,246	3499,8	3618,60
2	12	12,896	15354,846	197656,162	0,321	4567,1	8185,68
1	8	8,497	22265,311	189201,043	0,307	4371,7	12557,39
Basement	4	4,164	17470,701	72749,510	0,1181	1681	14238,36
			Sum	616214,266	1		

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.23 Distribusi vertical gaya gempa statik arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Tinggi ^k (m)	Massa Lantai (kN)	Wx.Hx ^k (kNm)	Cvx	V (kN)	Shear (kN)
4	20	20,362	235,711	4799,721	0,0082	127,44	127,444
3	16	16,268	8728,003	142108,106	0,2432	3773,3	3900,741
2	12	12,180	15354,846	186676,302	0,3194	4956,7	8857,427
1	8	8,100	22265,311	180365,079	0,3086	4789,1	13646,535
Basement	4	4,033	17470,701	70466,498	0,1206	1871	15517,583
			Sum	584415,707	1		

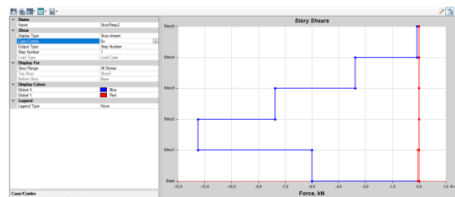
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Berikut ialah perbandingan gaya geser statik dengan analisis ETABS.

Tabel 5.24 Perbandingan Gaya Geser X manual dan ETABS (EX)

Gaya Geser Statik X		
Manual	ETABS (kN)	Beda
118,81	117,1878	1%
3618,60	3569,0719	1%
8185,68	8073,6379	1%
12557,39	12385,5126	1%
6052,68	6007,1503	1%

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



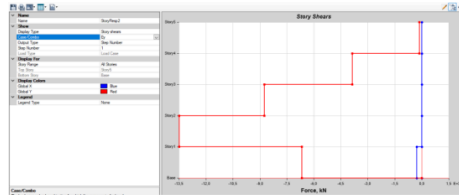
Gambar 5.6 Grafik Gaya Geser EX ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.25 Perbandingan Gaya Geser Y manual dan ETABS (EY)

Gaya Geser Statik X		
Manual	ETABS (kN)	Beda
127,44	125,845	1%
3900,74	3851,81	1%
8857,43	8746,3208	1%
13646,53	13475,3563	1%
6660,16	6663,9552	0,1%

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5.7 Grafik Gaya Geser EY ETABS

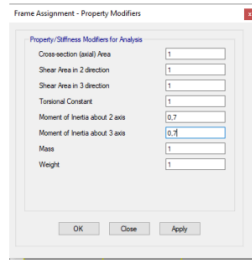
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.5.1.5 Reaksi Kekakuan Inersia Elemen Struktur

Dalam permodelan struktur ada dua kondisi permodelan penampang, yakni kondisi belum tereduksi ataupun tak retak (*uncracked*) dan kondisi tereduksi ataupun retak (*cracked*). Kondisi retak atas elemen-elemen struktur perlu diperhatikan sebab akan memberi dampak perilaku struktur saat menerima beban gempa. Sesuai aturan SNI 2847-2019; Tabel 6.6.3.1.1 (a); Hal-103, besaran inersia elemen struktur yang direduksi ialah atas berikut.

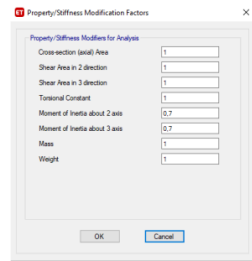
- Reduksi elemen kolom setotal $0,7 I_g$
- Reduksi elemen balok setotal $0,35 I_g$
- Reduksi elemen pelat setotal $0,25 I_g$

Kondisi eksisting struktur gedung atas penelitian ini menggunakan balok-T sedangkan atas permodelan ETABS, balok dimodelkan atas balok persegi. atas SNI 2847-2019; Pasal R6.6.3.1.1 disebutkan bahwasanya momen inersia balok-T atas umumnya diambil setotal $2I_g$ guna badan. Maka reduksi elemen balok atas permodelan diinput $0,35 \times 2I_g$ ataupun $0,7 I_g$.



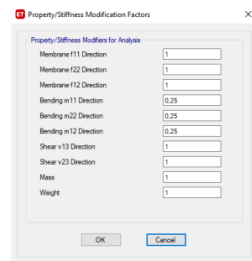
Gambar 5.8 Reduksi inersia kolom atas ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.9 Reduksi Inersia balok atas ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.10 Reduksi Inersia Pelat atas ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.5.2 Metode *Response Spectrum* (RS)

5.5.2.1 Permodelan Gempa *Response Spectrum*

Prosedur memodelkan grafik *response spectrum* ditulis atas SNI 176-2019; Pasal 6.4; Gambar 3; Hal 35-36. Sesudah data seismik gempa didapatkan, grafik RS dapat dimodelkan. Berikut ialah langkah memodelkan grafik RS.

1. Menghitung nilai T_0 , T_s , T_L .

$$\begin{aligned}T_0 &= 0,2 \frac{SD1}{SDS} \\&= 0,2 \frac{0,79408}{2,01064} \\&= 0,07899 \text{ detik} \\T_s &= \frac{SD1}{SDS}\end{aligned}$$

$$= \frac{0,79408}{2,01064}$$

$$= 0,3949$$

T_L = 6 detik (sesuai SNI 1726-2019; Gambar 20; Hal. 238)

2. Menghitung nilai percepatan S_a atas periode $T < T_0$

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

Contoh $T = 0$

$$S_a = 2,01064 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,07899} \right)$$

$$= 0,8043 \text{ g}$$

3. Nilai S_a atas rentang periode $T_0 < T < T_s$
atas rentang ini nilai S_a ialah konstanta sesuai nilai S_{DS}

4. Nilai S_a atas rentang periode $T_s < T < T_L$

atas rentang ini, nilai S_a ialah.

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

$$= \frac{0,79408}{T}$$

5. Nilai S_a atas rentang periode $T > T_L$

atas rentang ini, nilai S_a ialah.

$$S_a = \frac{SD1 T_L}{T^2}$$

$$= \frac{0,79408 \cdot 6}{T^2}$$

$$= \frac{4,76448}{T^2}$$

6. Grafik *response spectrum*

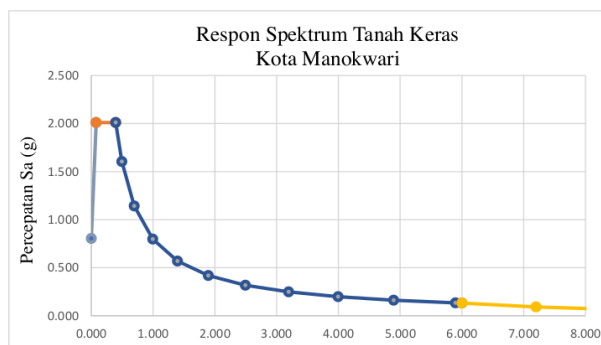
Dari persamaan yang didapatkan dari kondisi diatas maka dilaksanakan analisa dengan menghitung nilai S_a atas periode yang ditentukan jadi didapatkan hasil atas berikut.

Tabel 5.26 Perhitungan Spektrum Respon Percepatan Desain

T (s)	S (g)
0,000	0,804
0,079	2,011
0,395	2,011
0,495	1,604

0,695	1,143
0,995	0,798
1,395	0,569
1,895	0,419
2,495	0,318
3,195	0,249
3,995	0,199
4,895	0,162
5,895	0,135
6,000	0,132
7,200	0,092
8,500	0,066
9,900	0,049
11,400	0,037
13,000	0,028
14,700	0,022

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5.11 Grafiks Response Spectrum guna tanah keras kota Manokwari

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.5.2.2 Penskalaan Gaya *Response Spectrum* dan Gaya Geser Desain

Grafik *Respons spectrum* yang sudah dibuat selanjtnya diartikan dalam program ETABS, atas *load case data*. Beban gempa diberi nama Spek X (guna gempa arah x) dan atas bagian *load applied* diinput beban gravitasi ($g = 9,8\text{m/s}^2$). Namun

aturan SNI 1726-2019; Pasal 7.9.1.2; Hal-77, menyebutkan bahwasanya nilai g harus dibagi dengan (R/I_e) , jadi persamaan yang dipakai guna faktor skala gaya ialah :

$$\text{Faktor skala} = \frac{g}{R/I_e} \text{ ataupun } \frac{g I_e}{R}$$

Faktor skala itu berikutnya dinyatakan atas faktor skala awal. Adapun sesuai dengan SNI 1726-2019; Pasal 7.5.3; Hal 67, beban RS yang diinput tersusun atas 2 arah (arah x dan y) serta pembebanan gempa diterapkan terpisah dalam sembarang dua arah orthogonal, dimana beban atas arah sumbu utama diinput 100% serta 30% guna beban atas arah tegak lurus sumbu utama. Perhitungan diuraikan atas berikut.

1. Beban Spek X

$$\begin{aligned} \text{FS awal - U1 (100\%)} &= \frac{g I_e}{R} \\ &= \frac{9,8 \times 1,25}{8} \\ &= 1531,25 \text{ mm/s}^2 \\ \text{Fs awal - U2 (30\%)} &= \frac{g I_e}{R} \times 0,3 \\ &= \frac{9,8 \times 1,25}{8} \times 0,3 \\ &= 459,375 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Spek Y

$$\begin{aligned} \text{Fs awal - U1 (30\%)} &= \frac{g I_e}{R} \times 0,3 \\ &= \frac{9,8 \times 1,25}{8} \times 0,3 \\ &= 459,687 \text{ mm/s}^2 \\ \text{FS awal - U2 (100\%)} &= \frac{g I_e}{R} \\ &= \frac{9,8 \times 1,25}{8} \\ &= 1531,25 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

Berikut ialah hasil base reaction dari ETABS dengan penskalaan gaya awal

Tabel 5.27 Hasil Perhitungan Gaya Gempa ETABS

Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY
				kN	kN
EX	LinStatic	Step by Step	1	-13901,08	

EX	LinStatic	Step by Step	2	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	3	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	1	0	-15164,26
EX	LinStatic	Step by Step	2	0	-15164,26
EX	LinStatic	Step by Step	3	0	-15164,26
SPEK X	LinRespSpec	Max		12271,301	2920,4071
SPEK Y	LinRespSpec	Max		3711,8706	9605,2229

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

SNI 1726-2019; Pasal 7.9.1.9.1; Hal. 78, menyebutkan bahwasanya apabila kombinasi respons guna gaya geser dasar hasil analisa ragam (V_t) < 100% dari gaya geser (V) yang dihitung dengan metode statik ekuivalen, maka gaya itu harus dikalikan dengan V/V_t . Maka perlu dilaksanakan analisa atas nilai gaya geser yang didapatkan dari hasil analisis *response spectrum* (V_t) atas gaya geser statik ekuivalen (V). berikut ialah hasil gaya geser analisa *response spectrum* yang dikalikan dengan skala faktor awal.

sebab $V_t < V$, maka faktor skala awal harus dikali dengan (V/V_t) jadi didapatkan faktor skala baru yakni :

1. Beban Spek X

$$\begin{aligned}
 \text{FS baru - U1 (100\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times \frac{V_x}{V_{tx}} \\
 &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times \frac{13901,08}{12271,301} \\
 &= 1,735 \text{ m/s}^2 = 1734,619 \text{ mm/s}^2 \\
 \text{FS baru - U2 (30\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times 0,3 \times \frac{V_x}{V_{tx}} \\
 &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times 0,3 \times \frac{13901,08}{12271,301} \\
 &= 0,520 \text{ m/s}^2 = 520,386 \text{ mm/s}^2
 \end{aligned}$$

2. Beban Spek Y

$$\begin{aligned}
 \text{FS baru - U1 (30\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times 0,3 \times \frac{V_y}{V_{ty}} \\
 &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times 0,3 \times \frac{15164,26}{9605,2229} \\
 &= 2,417 \text{ m/s}^2 = 2417,463 \text{ mm/s}^2 \\
 \text{FS baru - U2 (100\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times \frac{V_y}{V_{ty}} \\
 &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times \frac{15164,26}{9605,2229} \\
 &= 0,725 \text{ m/s}^2 = 725,238 \text{ mm/s}^2
 \end{aligned}$$

Faktor skala baru berikutnya diinput ulang atas aplikasi ETABS. Sesudah penginputan skala baru perlu dilaksanakan pengecekan ulang atas nilai gaya geser dinamik (V_t) agar sesuai syarat $V_t = V$. Berikut ialah hasil gaya geser sesudah dikalikan dengan faktor skala baru.

Tabel 5.28 Hasil Perhitungan Gaya Gempa ETABS faktor skala baru

Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN
EX	LinStatic	Step by Step	1	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	2	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	3	-13901,08	
EY	LinStatic	Step by Step	1	0	-15164,26
EY	LinStatic	Step by Step	2	0	-15164,26
EY	LinStatic	Step by Step	3	0	-15164,26
SPEK X	LinRespSpec	Max		13901,08	3308,28
SPEK Y	LinRespSpec	Max		5860,12	15164,26

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

5.5.3 Analisa Modal Participating Mass Ratios (MPMR)

1. Metode Pentotalan Respons Ragam

Nilai periode setiap mode atas tabel modal participating mass ratios menentukan metode analisa yang dipakai. Metode akar kuadrat total kuadrat (SRSS) ataupun metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC). Penentuan metode analisa ialah dengan menghitung persentase selisih diantara Mode, bila nilai persentasi < 15% maka dipakai metode CQC dan berlaku sebaliknya.

Periode mode 1 = 0,558 ETABS

Periode mode 2 = 0,512 ETABS

Persentase selisih = $\frac{0,558 - 0,512}{0,558} \times 100\%$
= 8,24 %

guna meringkas perhitungan berikut persentase selisih dari 15 mode :

Tabel 5.29 Persentase selisih periode antar mode

Mode	Periode	Detik	%
1	0.558	0.082	8,24
2	0.512	0.139	13,87
3	0.441	0.506	50,57
4	0.218	0.101	10,09
5	0.196	0.015	1,53
6	0.193	0.109	10,88
7	0.172	0.000	0,00

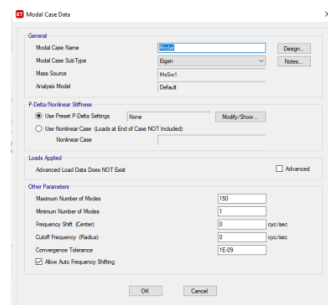
8	0,172	0,017	1,74
9	0,169	0,041	4,14
10	0,162	0,006	0,62
11	0,161	0,019	1,86
12	0,158	0,025	2,53
13	0,154	0,006	0,65
14	0,153	0,026	2,61
15	0,149	...	...
Rata-Rata			7,810

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Hasil perhitungan atas tabel di atas punya nilai nilai bervariasi jadi didapatkan nilai rata-rata setotal 7,810%. Nilai itu < 15% dan sesuai syarat nilai koreksi atas metode analisa CQC.

2. Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

Sesuai SNI 1726; Pasal 7.9.1.1; Hal-77, analisa *modal participating mass ratios* tujuannya guna memastikan bahwasanya analisis harus menyertakan total ragam yang cukup guna memperoleh partisipasi massa ragam terkombinasi setotal 100% dari massa struktur.



Gambar 5.12 Modal Cases atas ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Gambar 5.13 Menunjukan *mode shape* dipakai sebanyak 150 mode. Dari hasil running atas ETABS diketahui bahwasanya permodelan sudah mencapai nilai partisipasi massa raga terkombinasi yang disyaratkan, yakni atas *mode shape* 97 dimana nilai atas arah x = 1 (100%) dan arah y = 1 (100%). jadi permodelan

gedung yang sudah dimodelkan atas ETABS sesuai syarat partisipasi massa ragam atas SNI 1726-2019.

Gambar 5. 13 Modal Participating Mass Ratio atas ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.5.4 Analisa Simpangan Antar tingkatan (Δ)

Simpangan antar tingkatan dihitung dengan menggunakan parameter I_e dan C_d . Besaran parameter itu dapat dilihat atas Tabel 5. Dan Tabel 5. Yang ditulis atas SNI 1726-2019; Pasal 7.8.6; Hal-75 dan simpangan antar tingkatan izin diatur atas SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1; Hal 88.

Tabel 5.30 Simpangan antar tingkatan izin

Struktur	Kategori Risiko		
	I ataupun II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkatan ataupun kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang sudah didesain guna mengakomodasi simpangan antar tingkatan.	0,025 h_{sx}	0,02	0,015
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,01 h_{sx}	0,010 $_{sx}$	0,010 $_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 $_{sx}$	0,007 $_{sx}$
semua struktur lainnya	0,02 h_{sx}	0,015 $_{sx}$	0,010 $_{sx}$

(Sumber : SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 Tabel 12, 2024))

Menurut kategori resiko dan jenis struktur bangunan ditinjau termasuk dalam semua struktur lain dengan kategori resiko III, maka simpangan izin yang dipakai setotal 0,015h.

$$\text{Simpangan antar tingkatan izin } \Delta_a = 0,015 h$$

$$\text{Faktor reduksi } (\rho) = 1,3$$

$$\text{Story drift inelastic izin } (\Delta_{max}) = \Delta / \rho \text{ (guna KDS D)}$$

$$= 0,015h / 1,3$$

$$= 0,0115 h$$

$$\text{Faktor pembesaran defleksi } (C_d) = 5,5$$

$$\text{Faktor keutamaan gempa } (I_e) = 1,5$$

$$\text{Story drift inelastic} = (\delta e \cdot C_d) / I_e$$

Nilai simpangan (*displacement*) didapatkan dari tabel *Diaphragm CM Displacement* dengan load case gempa dinamik *response spectrum* yang terskala.

Tabel 5.31 *Diaphragm CM Displacement* Gempa Spek X

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
Story5	20	Top	34,672	12,842
Story4	16	Top	27,319	7,647
Story3	12	Top	20,812	5,313
Story2	8	Top	11,181	2,68
Story1	4	Top	4,372	1,033
Base	0	Top	0	0

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.32 *Diaphragm CM Displacement* Gempa Spek Y

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
Story5	20	Top	16,214	40,827
Story4	16	Top	11,954	30,354
Story3	12	Top	8,981	22,037
Story2	8	Top	4,776	11,97

Story1	4	Top	2,022	4,637
Base	0	Top	0	0

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Syarat simpangan yang diizinkan ialah bila nilai simpangan yang didapatkan dan nilai pembesaran simpangan yang terjadi lebih kecil dariatas nilai simpangan izin.

Berikut salah satu cara perhitungan simpangan arah x:

1. Menghitung simpangan elastic (*elastic drift*)

$$\delta e_5 = 34,672 \text{ mm}$$

$$\delta e_4 = 27,319 \text{ mm}$$

$$\Delta e_5 = \delta e_4 - \delta e_3$$

$$= 34,672 - 27,319$$

$$= 7,35 \text{ mm}$$

2. Menghitung simpangan yang diperbesar (*inelastic drift*)

$$\Delta_5 = \frac{\Delta e_4 \cdot C_d}{I_e}$$

$$= \frac{7,35 \cdot 5,5}{1,25}$$

$$= 32,25 \text{ mm}$$

3. Menghitung simpangan antar tingkatan inelastic izin (*drift limit*)

$$\Delta_{5\max} = 0,015 h$$

$$= 0,0115 \cdot 4000 \text{ mm}$$

$$= 46,15 \text{ mm}$$

4. Cek Simpangan

$$\text{Syarat} = \Delta_5 \leq \Delta_{5\max}$$

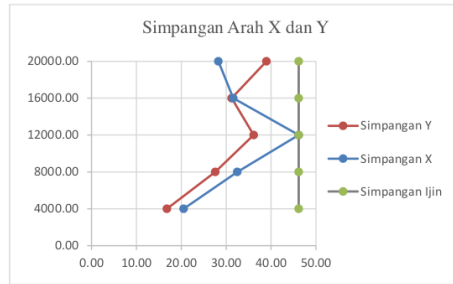
$$\text{Cek} : 32,25 \text{ mm} \leq 46,15 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Tabel 5.33 Simpangan antar tingkatan arah X dan Y

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	
5	34,672	40,83	7,35	10,47	20000	32,35	46,08	46,15	OK
4	27,319	30,35	6,51	8,32	16000	28,63	36,59	46,15	OK
3	20,812	22,04	9,63	10,07	12000	42,38	44,29	46,15	OK
2	11,181	11,97	6,81	7,33	8000	29,96	32,27	46,15	OK
1	4,372	4,64	4,37	4,64	4000	19,24	20,40	46,15	OK

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

sesuai Tabel 5.32 dapat diketahui nilai simpangan antar tingkatan atas struktur gedung mambruk tidak melebihi *drift limit*.



Gambar 5. 14 Grafik Simpangan Arah X dan Y

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

5.5.5 Analisa dampak P-Delta (P- Δ)

SNI 1726-2019; Pasal 7.8.7; Hal-76 mengatur perhitungan analisa P-Delta dimana dampak P-Delta tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas $(\theta) \leq 0,10$. Beban vertikal dipakai beban *gravity load* (DL, LL, SIDL) tidak melebihi 1,0, jadi kombinasi *service* perlu ditambahkan atas ETABS guna memperoleh beban desain vertikal total (P_x) dalam analisa dampak P-Delta. Adapun analisa dampak P-Delta dapat ditentukan dengan cara atas berikut.

1. Menghitung nilai simpangan yang diperbesar (*inelastic drift*) yang sudah dihitung atas analisa sebelumnya (Tabel 5.32)
2. Melihat *output* atas ETABS guna nilai P_x , V_x , dan V_y

Tabel 5 34 *Output* P_x , dengan Beban Service atas ETABS

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN
Story5	Servis	Combination	Top	173,664
Story4	Servis	Combination	Top	4779,76
Story3	Servis	Combination	Top	19064,5
Story2	Servis	Combination	Top	38924,2
Story1	Servis	Combination	Top	38129

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.35 *Output* Vx, dengan Beban Spek X atas ETABS

32 Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VX kN
Story5	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	275,877
Story4	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	4648,63
Story3	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	9521,4
Story2	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	13643,8
Story1	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	6719,56

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.36 *Output* Vy, dengan Beban Spek Y atas ETABS

32 Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VY kN
Story5	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	210,32
Story4	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	3936,14
Story3	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	7823,86
Story2	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	11274,1
Story1	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	5744,85

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Menghitung koefisien stabilitas (θ)

$$\begin{aligned}\theta_5 &= \frac{P \cdot \Delta_{5,1e}}{V_{X,1} \cdot h_{sx} \cdot C_d} \\ &= \frac{173,664 \cdot 32,353 \cdot 1,25}{275,877 \cdot 4000 \cdot 5,5} \\ &= 0,0012\end{aligned}$$

4. Menghitung batas stabilitas struktur (θ_{maks})

$$\begin{aligned}\theta_{maks} &= \frac{0,5}{(\beta \cdot C_d)} \\ &= \frac{0,5}{(1 \cdot 5,5)} \\ &= 0,0909\end{aligned}$$

5. Cek stabilitas

Syarat : $\theta_5 < \theta_{maks}$

$$0,0012 < 0,0909 \quad (\text{OK})$$

6. Cek dampak P-Delta

Syarat : $\theta_5 \leq 0,1$

$$0,0012 \leq 0,1 \quad (\text{OK})$$

Tabel 5.37 Hasil Analisa P-Delta guna Gempa arah X dan Y

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas dampak P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_x	θ_y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
5	32,353	46,081	173,66	275,88	210,32	20000	0,0012	0,0022	0,1	0,0909	OK
4	28,631	36,595	4779,76	4648,63	3936,14	16000	0,0017	0,0025	0,1	0,0909	OK
3	42,376	44,295	19064,47	9521,40	7823,86	12000	0,0048	0,0061	0,1	0,0909	OK
2	29,960	32,265	38924,25	13643,78	11274,15	8000	0,0049	0,0063	0,1	0,0909	OK
1	19,237	20,403	38129,04	6719,56	5744,85	4000	0,0062	0,0077	0,1	0,0909	OK

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

sesuai perhitungan atas tabel 5.37 dapat diketahui bahwasanya struktur stabil dan dampak P-Delta tidak diperhitungkan.

5.5.6 Analisa Ketidakberaturan Struktur

SNI 1726-2019; Pasal 7.3.2; Hal 57 disebutkan bahwasanya struktur harus dikelompokkan beraturan ataupun tidak beraturan sesuai atas kriteria dalam pasal. Klasifikasi struktur harus sesuai konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur.

1. Analisa Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan Horizontal struktur tersusun atas beberapa tipr (1a, 1b, 2, 3, 4, 5) yang perlu diperhitungkan sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2019; Tabel; Hal- 59.

Ketidakberaturan torsi 1a dan 1b ditinjau dari hasil output ETABS Display-show table-Analysis Results-joint output-displacements-table: story max over avg drifts.

Dari hasil output diambil nilai rasio tiap lantai. Berikut tabel klasifikasi ketidakberaturan torsi 1a dan 1b arah X dan Y.

Tabel 5.38 Analisa tipe ketidakberaturan torsi Arah X

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
5	1,17	Ok	1,08	Ok
4	1,266	1a	1,552	1b
3	1,24	1a	1,501	1b
2	1,426	1b	1,678	1b
1	1,168	Ok	1,544	1b

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.39 Analisa tipe ketidakberaturan torsi Arah Y

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
5	1,22	1a	1,003	Ok
4	1,668	1b	1,402	1b
3	1,578	1b	1,401	1b
2	1,597	1b	1,667	1b
1	1,415	1b	1,334	1a

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Analisa ketidakberaturan torsi lainnya di ringkas atas tabel berikut.

Tabel 5.40 Analisa tipe ketidakberaturan torsi 2,3,4, dan 5

2	Ketidakberaturan sudut dalam diartikan ada bila kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	Denah struktur ditinjau termasuk kategori 2 sebab lokasi sudut dalam lebih besar dari 15%
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma diartikan ada bila ada suatu diafragma yang punya diskontinuitas ataupun variasi kekakuan mendadak, termasuk yang punya daerah terpotong ataupun terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, ataupun perubahan kekakuan diafragma efektif lebih atas 50 % dari suatu tingkatan ke tingkatan berikutnya.	Struktur masuk dalam kategori 3 sebab Lantai 3 dan 4 punya bukaan lebih besar dari 50% total luas denah
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus atas bidang diartikan ada bila ada diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus atas bidang atas setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	Dalam kondisi ini, struktur tidak menggunakan shear wall dan struktur penahan lateral (balok-kolom) punya kontinuitas dalam lintasan gaya lateral, jadi struktur tidak termasuk kategori 4.
5	Ketidakberaturan sistem nonparallel didefinisikan ada bila elemen vertikal pemikul	Struktur termasuk kategori 5 sebab beberapa elemen vertikal (kolom) terletak

4	gaya lateral tidak paralel atas sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	tidak paralel ataupun tidak mengikuti sumbu utama struktur
---	--	--

(Sumber: Analisa penulis, 2025)

2. Analisa Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal struktur tersusun atas beberapa tipe (1a, 1b, 2, 3, 4, 5a, 5b) yang perlu diperhitungkan sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2019; Tabel 14; Hal-61.

Tabel 5.41 Ketidakberaturan Vertikal atas objek penelitian

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Analisa atas objek penelitian
7 1a	Ketidakberaturan Kekakuan tingkatan Lunak diartikan ada bila ada suatu tingkatan yang kekakuan lateralnya kurang atas 70 % kekakuan lateral tingkatan di atasnya ataupun kurang atas 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkatan di atasnya.	sesuai Tabel 5.42 dan Tabel 5.43 struktur tidak termasuk kategori 1a.
3 1b	Ketidakberaturan Kekakuan tingkatan Lunak Berlebihan diartikan ada bila ada suatu tingkatan yang kekakuan lateralnya kurang atas 60 % kekakuan lateral tingkatan di atasnya ataupun kurang atas 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkatan di atasnya.	sesuai Tabel 5.42 dan Tabel 5.43 struktur tidak termasuk kategori 1b.
37 2	Ketidakberaturan Berat (Massa) diartikan ad abila massa efektif disebarkan tingkatan lebih atas 150% massa efektif tingkatan di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	sesuai Tabel 5.44 struktur tidak termasuk kategori 2.
7 3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal diartikan ada bila dimensi horizontal system pemikul gaya seismik disebarkan tingkatan lebih atas 130% dimensi horizontal system pemikul gaya seismic tingkatan didekatnya..	sesuai Tabel 5.45 struktur tidak termasuk kategori 3.
7 4	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang atas Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral diartikan ada bila pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu ataupun ada reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkatan di bawahnya.	Tidak terjadi ketidak beraturan ini sebab posisi kolom menerus dari atas sampai bawah.
5a	Ketidakberaturan tingkatan Lemah Akibat Diskontinuitas atas Kekuatan Lateral tingkatan diartikan ada bila kekuatan lateral suatu tingkatan kurang atas 80 % kekuatan lateral tingkatan di atasnya. Kekuatan lateral tingkatan ialah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkatan atas arah yang ditinjau.	sesuai hasil perhitungan atas Tabel 5.47 Tidak terjadi ketidakberaturan itu.
4 5b	Ketidakberaturan tingkatan Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas atas Kekuatan Lateral tingkatan diartikan ada bila kekuatan lateral suatu tingkatan kurang atas 65 % kekuatan lateral tingkatan di atasnya. Kekuatan lateral tingkatan ialah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkatan atas arah yang ditinjau.	sesuai tabel 5.47 Struktur termasuk kategori 5b

(Sumber: Analisa penulis, 2025)

Tabel 5.42 Analisa Kekakuan tingkatan lunak arah X

Arah X						
Lantai	Kekakuan ke-i	Kategori 1a		Kategori 1b		Cek
		70% i+1	80% avg i+1 s/d i+3	60% i+1	70% avg i+1 s/d i+3	
						1a 1b

	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m		
5	31689,673	0	0	0	0	No	No
4	511062,66	22182,7711	0	19013,8	0	No	No
3	821730,144	357743,862	0	306637,6	0	No	No
2	1453953,589	575211,1008	363861,9939	493038,1	318379,245	No	No
1	1299068,92	1017767,512	743132,3715	872372,2	650240,825	No	No

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.43 Analisa Kekakuan tingkatan lunak arah Y

Arah Y							
Lantai	Kekakuan ke-i	Kategori 1a		Kategori 1b		Cek	
		70% i+1	80% avg i+1 s/d i+3	60% i+1	70% avg i+1 s/d i+3	1a	1b
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m		
5	34201,318	0	0	0	0	No	No
4	449385,233	23940,923	0	20520,79	0	No	No
3	580950,718	314569,663	0	269631,1	0	No	No
2	1211629,606	406665,503	283876,605	348570,4	248392,029	No	No
1	1016676,486	848140,724	597857,482	726977,8	523125,297	No	No

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.44 Analisa Ketidakberaturan berat (massa)

Lantai	Massa ke i	150% Massa i+1	150% Massa i-1	Cek
	kg	kg	kg	
5	24052,14	-	1337024,4	OK
4	891349,6	36078,21	2345838,12	OK
3	1563892,08	1337024,4	3408074,76	OK
2	2272049,84	2345838,12	2444430,24	OK
1	1629620,16	3408074,76	-	OK

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.45 Analisa Ketidakberaturan geometri vertikal

Story	d	130% d i+1	Cek
	mm	mm	
5	500	-	OK
4	650	650	OK
3	650	845	OK
2	700	845	OK
1	700	910	OK

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.46 Analisa Diskontinuitas kekuatan lateral tingkatan

Story	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
5	19624,99		28163	
4	334183,857	OK	528338	OK
3	460378,403	OK	1047884	OK
2	833902,094	OK	1047884	OK
1	690298,915	OK	942114	OK

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.47 Analisa Diskontinuitas kekuatan lateral tingkatan

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
5	275,8774		210,3197	
4	4648,6303	OK	3936,1436	OK
3	9521,3957	OK	7823,8606	OK
2	13643,7769	OK	11274,1495	OK
1	6719,5582	V.5b	5744,8531	V.5b

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

3. Konsekuensi dari ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal

Hasil analisa ketidakberaturan horizontal dan vertikal atas struktur berserta pasal konsekuensi di rangkum atas tabel berikut.

Tabel 5.48 Analisa ketidakberaturan torsi berserta pasal konsekuensinya

Horizontal						Vertikal		
Kat.	Pasal	Ket.	Kat.	Pasal	Ket.	Kat.	Pasal	Ket.
H.1a	11.3.4	I	H.2	7.3.3.4	I	V.1a	Tabel 16	no
	7.12.1			Tabel 16			7.3.3.1	no
	7.3.3.4		H.3	7.3.3.4	I	V.1b	Tabel 16	I
	7.7.3			Tabel 16			Tabel 16	
	7.8.4.3		11.3.4	V3	Tabel 16	no		
	Tabel 16		7.3.3.3		7.3.3.3			
H.1b	11.3.4	I	H.4	7.3.3.4	no	V4	7.3.3.4	no
	7.12.1			7.7.3			Tabel 16	
	7.3.3.4			Tabel 16		V.5a	7.3.3.1	no
	7.3.4.2			11.3.4			Tabel 16	
	7.7.3		H.5	7.5.3	I	V.5b		I
	7.8.4.3			7.7.3			Tabel 16	
	Tabel 16			Tabel 16				

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Struktur atas penelitian punya tinggi 20m dengan KDS D, kategori resiko III dan termasuk dalam beberapa ketidakberaturan sesuai Tabel 5.48. jadi struktur termasuk dalam kategori “semua struktur lainnya”. Maka prosedur analisis gempa yang diizinkan ialah **analisa spektrum respons ragam**.

5.6 Perhitungan Elemen Struktur

5.6.1 Perhitungan Pelat

1. Perhitungan Momen

Perhitungan pelat lantai dilaksanakan dengan menggunakan metode PBI 1971.

Nilai koefisien momen didapatkan dari tabel 13.3.1 PBI 1971. Analisa perhitungan ialah atas berikut.

Data Teknis :

Mutu beton ($f'c$) = 25 MPa
 $F_y \phi < 12 \text{ mm}$ = 240 Mpa
 $F_y \phi > 12 \text{ mm}$ = 400 Mpa
 Tebal pelat lantai = 150 mm

Tabel 5.49 Pembebanan atas Pelat

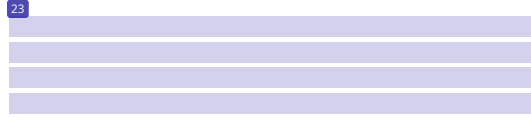
Jenis Bahan	Uraian	Berat (kN/m ²)
Pelat, tebal 150mm	$0.15 \times 24 \text{ kN/m}^3$	3,6
Spesi, tebal 40mm	$0.04 \times 20,4 \text{ kN/m}^3$	0,816
Keramik, tebal 20mm	$0.02 \times 24 \text{ kN/m}^3$	0,472
MEP		0,25

Plafond dan penggantung	0,108
Total (DL)	5,246

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Peraturan PBI 1971

a. Case 1



$$W_{LL} = 1,6 \times LL = 1,6 \times 4,79 \text{ (R. Pertemuan)} = 7,664 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{DL} = 1,2 \times DL = 1,2 \times 5,246 = 6,295 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = W_{LL} + W_{DL} = 7,664 + 6,295 = 13,959 \text{ kN/m}^2$$

$$L_x = 5 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$\text{Coefs } l_y/l_x = 1$$



$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 52 = -18,14696 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 21 = 7,32858 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 21 = 7,32858 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 52 = -18,14696 \text{ kNm}$$

b. Case 2



$$W_{LL} = 1,6 \times LL = 1,6 \times 4,79 \text{ (R. Makan)} = 7,664 \text{ kN/m}^2$$

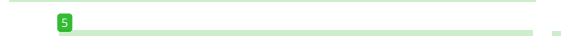
$$W_{DL} = 1,2 \times DL = 1,2 \times 5,246 = 6,295 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = W_{LL} + W_{DL} = 7,664 + 6,295 = 13,959 \text{ kN/m}^2$$

$$L_x = 3,5 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$\text{Coefs } l_y/l_x = 1$$



$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 73 = -12,483 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 34 = 5,814 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 18 = 3,078 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 57 = -9,747 \text{ kNm}$$

c. Case 3



$$\begin{aligned}
 W_{LL} &= 1,6 \times LL = 1,6 \times 2,5 = 4 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{DL} &= 1,2 \times DL = 1,2 \times 5,246 = 6,295 \text{ kN/m}^2 \\
 W_u &= W_{LL} + W_{DL} = 4 + 6,295 = 10,295 \text{ kN/m}^2 \\
 L_x &= 1,5 \text{ m} \\
 L_y &= 5 \text{ m} \\
 \text{Coefs } l_y/l_x &= 1 \\
 M_{tx} &= -0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 73 = -2,895 \text{ kNm} \\
 M_{lx} &= 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{lx} = 0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 34 = 1,459 \text{ kNm} \\
 M_{ty} &= 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{ty} = 0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 18 = 0,301 \text{ kNm} \\
 M_{tx} &= -0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 57 = -1,8299 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. d

Tabel 5.50 Nilai momen pelat terbesar

Momen	kNm
Mtx	-18,14696
MLx	7,32858
Mly	7,32858
Mty	-18,14696

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Hasil perhitungan diambil nilai momen terbesar yang terjadi atas case 1 dimana nilai Mtx dan Mty ialah -18,1469 kNm, serta nilai MLx dan Mly ialah 7,328.

2. Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan tulangan mengikuti peraturan SNI 2847-2019. Tahap perhitungan tulangan atas berikut.

a. Perhitungan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat (h)} &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Selimut tulangan (ts)} &= 20 \text{ mm (SNI 2847-2019; Tabel 20.6.1.3.3)} \\
 \text{Ø Tulangan} &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi efektif arah x (dx)} &= h - ds - \frac{1}{2} \cdot 10
 \end{aligned}$$

$$= 150 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 125 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif arah } y \text{ (dy)} = h - d_s - \phi_{tul} - \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 150 - 20 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 115 \text{ mm}$$

b. Perhitungan luas, jarak dan cek kapasitas tulangan

Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1):

$$\text{guna: } f_c' \leq 30 \text{ Mpa, } \beta_1 = 0,85 \text{ (SNI 2847-2019; Pasal 22.2.2.4.3, Hal.478)}$$

Momen negatif arah x (arah terpendek) : Mu terbesar -18,14696

1). Pemilihan rasio tulangan :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18146960}{0,8} = 22683700 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_a^2} = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d_k^2} = \frac{22683700}{0,8 \cdot 1000 \cdot 125^2} = 1,452 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,8 \cdot 25} = 18,824$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{1,044} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 1,452}{400}} \right)$$

$$= 0,0038$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{400} \cdot \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0,0203$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \rightarrow 0,0035 \leq 0,0038 \leq 0,0203 \text{ (sesuai)}$$

Maka nilai ρ yang dipakai ialah 0,0038

2). Perhitungan tulangan pokok

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_k$$

$$= 0,0038 \cdot 1000 \cdot 125$$

$$= 470,330$$

$$s = \frac{b \cdot \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \pi \cdot \phi_{tul}^2}{A_s} = \frac{1000 \cdot \left(\frac{1}{4}\right) \cdot 3,14 \cdot 10^2}{470,330}$$

$$= 166,904 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ maks (2h)} = 2 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm (SNI 2847-2019; Pasal 8.7.2.2; Hal 149)}$$

Dipilih yang paling terkecil yakni 166,904. Maka S dipilih 150 mm

$$A_{spilih} = \frac{b \cdot \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \pi \cdot \phi_{tul}^2}{s_{pilih}} = \frac{1000 \cdot \left(\frac{1}{4}\right) \cdot 25 \cdot 10^2}{150}$$

$$= 523,333 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

jadi dipakai tulangan Pokok As D10 – 150 = 523,333 mm²

3). Perhitungan tulangan bagi

$$Asb_1 = 20\% \cdot A_s$$

$$= 20\% \cdot 470,333$$

$$= 90,066 \text{ mm}^2$$

$$Asb_2 = 0,002 \times b \times h$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Dipilih Asb yang terbesar yakni 300 mm

Jarak tulangan :

$$s = \frac{(b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2)}{A_s}$$

$$= \frac{(1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2)}{300}$$

$$= 261,667 \text{ mm}$$

$$s \leq 5.h = 600\text{mm; dan } 450\text{mm (SNI 2847-2019; Pasal 24.4.3.3; Hal. 553)}$$

Dipilih yang paling kecil yakni 261,667mm, maka s pakai = 150mm

Luas tulangan :

$$Asb = \frac{(b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2)}{s}$$

$$= \frac{(1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2)}{150}$$

$$= 523,333 \text{ mm}^2 > Asb \text{ perlu}$$

jadi dipakai tulangan bagi As D10 – 150 = 523,333 mm²

4). Kontrol kapasitas tulangan

$$C_c = T_s \approx 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

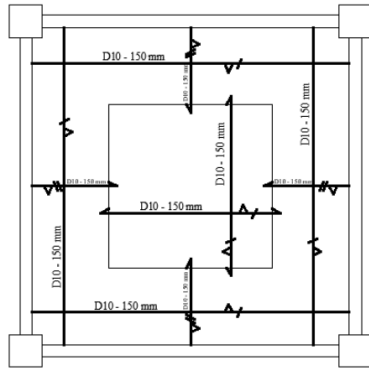
$$\begin{aligned}
 a &= \frac{1}{0,85} \cdot \frac{As \cdot fy}{f'c \cdot b} = \frac{523,333 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 9,851 \text{ mm} \\
 c &= a / \beta_1 = 9,851 / 0,85 = 11,5894 \text{ mm} \\
 Cc &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 9,851 \cdot 1000 = 209333,333 \text{ N} \\
 \epsilon_y &= \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000} = 0,002 \\
 \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{125-11,5894}{11,5894} \cdot 0,0294 \\
 \epsilon_s \geq \epsilon_y &\quad \text{Tulangan sudah leleh (fs = fy = 400Mpa)} \\
 Mn &= Cc \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot a \right) = 209333,333 \left(125 - \frac{1}{2} \cdot 9,851 \right) \\
 &= 25135597,39 \text{ N} \\
 &= 25,136 \text{ kN/m} \\
 Mr &= \phi \cdot Mn = 0,85 \cdot 25,136 = 20,108 \text{ kN/m} \\
 Mr (20,108 \text{ kNm}) &> Mu (18,14696 \text{ kNm}) \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.51 Hasil Analisa momen pelat lanti

2. Jenis Momen	Mumaks [kNm]	Tulangan Pokok	Tulangan bagi	Mr [kNm]
M ⁻ arah x	-18,14696	D 10 -150	D 10 -150	20,108
M ⁺ arah x	7,32858	D 10 -150	D 10 -150	18,434
M ⁻ arah y	7,32858	D 10 -150	D 10 -150	18,434
M ⁺ arah y	-18,14696	D 10 -150	D 10 -150	20,108

(Sumber : Analisa Penulis, 2024)

1
3. Gambar detail penulangan pelat

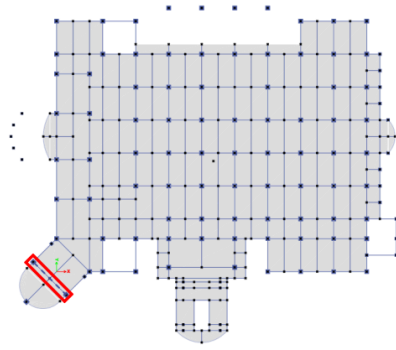


Gambar 5.15 Skema penulangan pelat

(Sumber: Analisis penulis, 2025)

5.6.2 Perhitungan Balok

Perubahan struktur dari struktur komposit ke struktur beton bertulang menghasilkan dimensi balok B1 300 x 700, B2 300 x 600, B3 300 x 500, BA 250 x 500. Balok akan di analisis dengan mengacu atas hasil output nilai momen ultimit terbesar atas setiap balok. atas contoh perhitungan balok B1 (B209 story 2) dengan *load case combination* 7 atas berikut.



Gambar 5.16 Lokasi balok B1 story 2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



5.6.2.1 Data Perencanaan

Diketahui :

B (lebar balok)	= 300 mm
h (tinggi balok)	= 700 mm
f'_c	= 25 MPa
t_s	= 40 mm
E_s	= 200000 Mpa
f_y	= 400 MPa
f_{ys}	= 240 MPa
Mu^+ tumpuan (maks)	= 463,763 kNm
Mu^- tumpuan (maks)	= 672,122 kNm
V_u	= 469,516 kNm

5.6.2.2 Perhitungan Penulangan Lentur

1. Desain tulangan lentur balok (Mu^- tumpuan)

Mu^- (maks)	= 672,122 kNm
---------------	---------------

Step 1 : menentukan nilai Mn balok

- a. Mengasumsikan nilai $c/dt \leq 0,25$ agar penampang terkontrol Tarik. Dengan metode *trial and error*, nilai ditentukan:

$$c/dt = 0,25$$

- b. Menentukan nilai Mn1 dan Mn2

- 1) Menentukan nilai c dengan nilai dari asumsi c/dt

$$\begin{aligned} dt &= h - ts - Dtul. geser - (Dtul. lentur / 2) \\ &= 700 - 40 - 12 - (25 / 2) \\ &= 635,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= 0,25 \cdot dt \\ &= 0,25 \cdot 635,5 \\ &= 158,875 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 2) Menghitung tinggi balok tegangan (a)

$$\begin{aligned} \beta \text{ (guna } f'c \text{ 25 Mpa)} &= 0,85 \\ a &= c \cdot \beta \\ &= 158,875 \cdot 0,85 \\ &= 135,044 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 3) Menghitung nilai gaya tekan (Cc)

$$\begin{aligned} Cc &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 135,044 \\ &= 860903,906 \text{ N} \end{aligned}$$

- 4) Menghitung nilai As1

$$\begin{aligned} T &= Cc \\ As1 \cdot fy &= Cc \\ As1 &= \frac{Cc}{fy} \\ &= \frac{860903,906}{400} \\ &= 2152,260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 5) Menentukan nilai Mn1

$$\begin{aligned} Mn1 &= As \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2}) \\ &= 2152,260 \cdot 400 \cdot (635,5 - \frac{135,044}{2}) \\ &= 488,975 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Cek Mn1 atas Mu- :

$$Mn1 = 488,975 \text{ kNm}$$

$$Mu = 672,122 \text{ kNm}$$

$Mn1 < Mu$ (Perlu tulangan tekan)

6) Menentukan Mn2

$$\begin{aligned} Mn2 &= \frac{Mu}{\phi} - Mn1 \\ &= \frac{672,122}{0,9} - 488,975 \\ &= 257,828 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Step 2 : menghitung total tulangan yang dipakai

a. Menghitung tegangan atas tulangan tekan (f_s')

$$\begin{aligned} ds' &= ts + \phi s + \frac{1}{2} D_{tul.lentur} \\ &= 40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25 \\ &= 64,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= 0,003 \cdot \frac{(c-ds')}{c} \\ &= 0,003 \cdot \frac{(158,875 - 64,5)}{158,875} \\ &= 0,00178 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s' &= E_s \cdot \epsilon_s \\ &= 200000 \cdot 0,00178 \\ &= 356,412 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Cek tegangan leleh (f_s' atas f_y)

$$f_s' \leq f_y ; 356,412 \leq 400 \text{ (tidak leleh, maka dipakai } f_s')$$

b. Menghitung nilai A_s'

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{Mn2}{f_s'(d-ds')} \\ &= \frac{257,828}{356,412 (635,5 - 64,5)} \\ &= 1266,897 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Menghitung nilai luasan teoritis A_s dan A_s'

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s1} + A_{s2} \\ &= 2152,260 + 1266,897 \\ &= 3419,157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Menghitung luas tulangan pakai

$$\begin{aligned} n \text{ As} &= \frac{As_{teoritis}}{1/4 \pi D^2} \\ &= \frac{3419,157}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2} \\ &= 6,969 \approx 7 \text{ buah (7 D 25)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ As}' &= \frac{As_{teoritis}}{1/4 \pi D^2} \\ &= \frac{1266,897}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2} \\ &= 2,58 \approx 4 \text{ buah (4 D 25)} \end{aligned}$$

guna sesuai syarat gempa, total tulangan tekan diambil setengah dari total tulangan Tarik. Maka luas tulangan yang dipakai balok ialah :

$$\begin{aligned} \text{As (7 D 25)} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 7 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 3434,375 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As' (4 D 25)} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 1962,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Step 3: Menghitung nilai a, c dan d yang baru

a. Cek dan hitung spasi tulangan (s)

Syarat : s min > 25 mm

$$n = 7 \text{ buah}$$

1 lapis tulangan :

$$\begin{aligned} s_{\min} &= \frac{b - (2 \cdot ts) - (2 \cdot \phi_s) - (n \cdot Dtul.lentur)}{(n-1)} \\ &= \frac{300 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 12) - (7 \cdot 25)}{(7-1)} \\ &= 3,5 \text{ mm (tidak sesuai syarat)} \end{aligned}$$

$$n \text{ lapis 1} = 4 \text{ buah}$$

$$n \text{ lapis 2} = 3 \text{ buah}$$

2 lapis tulangan :

$$\begin{aligned} s_{\min} &= \frac{b - (2 \cdot ts) - (2 \cdot \phi_s) - (n \cdot Dtul.lentur)}{(n-1)} \\ &= \frac{300 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 12) - (4 \cdot 25)}{(4-1)} \\ &= 32 \text{ mm (sesuai syarat)} \end{aligned}$$

b. Menghitung d baru dengan titik berat (y)

$$\begin{aligned}
 \text{As lapis 1} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot Dtul^2 \\
 &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\
 &= 1962,5 \text{ mm}^2 \\
 \text{As lapis 2} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot Dtul^2 \\
 &= 3 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\
 &= 1471,875 \text{ mm}^2 \\
 l_1 &= ts + Dgeser + \frac{1}{2} Dtul \\
 &= 40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25 \\
 &= 64,5 \text{ mm} \\
 l_2 &= l_1 + Dtul + 25 \text{ mm} \\
 &= 64,5 + 25 + 25 \text{ mm} \\
 &= 114,5 \text{ mm} \\
 y &= \frac{(n1 \cdot A tul.11) + (n2 \cdot A tul.12)}{n \text{ tot. } A tul} \\
 &= \frac{(4 \cdot 490,625 \cdot 64,5) + (3 \cdot 490,625 \cdot 114,5)}{7 \cdot 490,625} \\
 &= 85,929 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, didapatkan nilai d baru ialah atas berikut:

$$\begin{aligned}
 dt &= h - y \\
 &= 700 - 85,929 \\
 &= 614,071 \text{ mm} \\
 ds_1 &= h - ts - Dgeser - \frac{1}{2} Dtul \\
 &= 700 - 40 - 12 - \frac{1}{2} 25 \\
 &= 635,5 \text{ mm} \\
 ds_2 &= h - ts - Dgeser - \frac{3}{2} Dtul - 25 \text{ mm} \\
 &= 700 - 40 - 12 - \frac{3}{2} \cdot 25 - 25 \\
 &= 585,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung nilai a baru

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(As \cdot fy) - (As' \cdot fs')}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 400) - (1962,5 \cdot 356,412)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 105,771 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung nilai c baru

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta} \\
 &= \frac{105,771}{0,85} \\
 &= 124,437 \text{ mm} \\
 dt &= 614,071 \\
 c/dt &= \frac{124,437}{614,071} \\
 &= 0,203 \text{ mm} \\
 \epsilon_s &= 0,003 \cdot \frac{(ds2-c)}{c} \\
 &= 0,003 \cdot \frac{(585,5-124,437)}{124,437} \\
 &= 0,011 > 0,002 \text{ (OK) tulangan leleh} \\
 \epsilon_t &= 0,003 \cdot \frac{(ds1-c)}{c} \\
 &= 0,003 \cdot \frac{(635,5-124,437)}{124,437} \\
 &= 0,0120 > 0,005 \text{ (OK) terkendali Tarik}
 \end{aligned}$$

Cek nilai $c/dt < 0,25$ (penampang terkontrol tarik)

$$c/dt = 0,203 \text{ (terkontrol tarik)}$$

e. Menentukan nilai f_s'

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= 0,003 \cdot \frac{(c-ds')}{c} \\
 &= 0,003 \cdot \frac{(124,437-64,5)}{124,437} \\
 &= 0,0014 \text{ (tidak leleh)} \\
 f_s' &= E_s \cdot \epsilon_s \\
 &= 200000 \cdot 0,00144 \\
 &= 288,998 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Cek f_s' terhadap f_y :

$$f_s' \leq f_y \quad ; 288,998 \leq 400 \text{ (tidak leleh, maka dipakai } f_s')$$

Step 4: Cek kapasitas balok

a. Nilai C_c

$$C_c = 860903 \text{ N}$$

b. Menghitung nilai C_s

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \cdot f_y \\
 &= 1962,5 \cdot 400
 \end{aligned}$$

$$= 785000 \text{ N}$$

c. Menghitung nilai T

$$T = C_c + C_s$$

$$= 860903 + 785000$$

$$= 1645903,91 \text{ N}$$

d. Menghitung nilai Mn1

$$Mn1 = \frac{(As \cdot fy) - (As' \cdot fs') \cdot (d - \frac{a}{2})}{10^6}$$

$$= \frac{((3434,375 \cdot 400) - (1962,5 \cdot 288,998)) \cdot (614,071 - \frac{105,771}{2})}{10^6}$$

$$= 452,647 \text{ kNm}$$

e. Menghitung nilai Mn2

$$Mn2 = \frac{As' \cdot fs' \cdot (d - ds')}{10^6}$$

$$= \frac{1962,5 \cdot 288,998 \cdot (614,071 - 64,5)}{10^6}$$

$$= 311,694 \text{ kNm}$$

f. Menghitung nilai φMn

$$\phi Mn = \phi \cdot (Mn1 + Mn2)$$

$$= 0,9 \cdot (452,647 + 311,694)$$

$$= 687,908 \text{ kNm}$$

Cek φMn atas Mu :

φMn > Mu ; 687,908 kNm > 672,122 kNm (OK)

jadi dapat didapatkan penampang dapat menahan momen yang bekerja.

Tabel 5.52 Hasil Perhitungan Tulangan lentur tumpuan balok

Keterangan	Hasil perhitungan	Satuan
As	7 D 16	mm
As'	3 D 16	mm
b	300	mm
h	700	mm
d	635,5	mm
ts	40	mm
s	32,000	mm

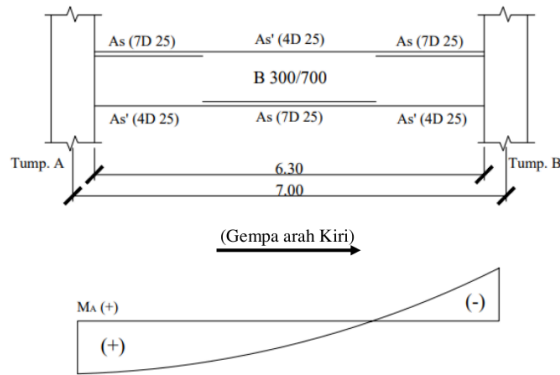
D geser	12	mm
ϕM_n	687,908	kNm

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

2. Analisis Mu- dan Mu+ tumpuan

Besaran momen positif dan negatif dari tumpuan balok dengan metode pendekatan perhitungan tulangan tunggal, jadi tulangan tekan (A_s') diabaikan.

Step 1: Analisis momen positif ($M+$) penampang tumpuan



Gambar 5. 17 Skema analisis M+ balok tumpuan

(sumber : Analisa Penulis, 2025)

Kondisi ($M+$) yang jadi tulangan Tarik ialah 4 D 25

a. Menghitung nilai A_s dan A_s' terpasang

$$A_s \text{ (4 D 25)} = 1962,5 \text{ mm}^2$$

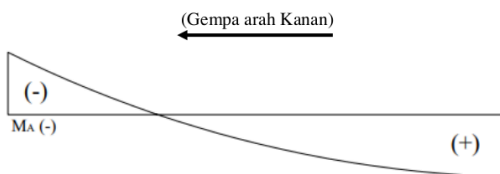
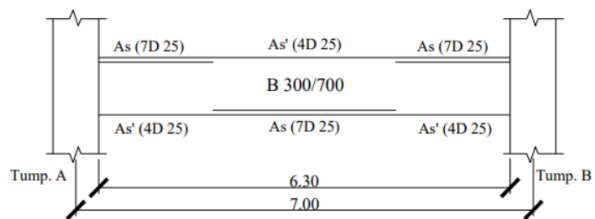
$$A_s' \text{ (7 D 25)} = 3434,375 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)}$$

b. Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$\begin{aligned} d &= h - t_s - D_{\text{geser}} - \frac{1}{2} D_{\text{tul.lentur}} \\ &= 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 25 \end{aligned}$$

- c. Menghitung nilai a
- $$= 635,5 \text{ mm}^2$$
- $$= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$
- $$= \frac{(1962,5 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$
- $$= 123,137 \text{ mm}$$
- d. Menghitung nilai C_c
- $$= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$
- $$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 123,137$$
- $$= 785000 \text{ N}$$
- e. Menghitung momen kapasitas balok (M_u)
- $$M_u = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$
- $$= 785000 \cdot \left(635,5 - \frac{123,137}{2} \right)$$
- $$= 450536127,5 \text{ Nmm} \approx 450,536 \text{ kNm}$$

Step 2: Analisis momen negatif (M_u) penampang tumpuan



Gambar 5.18 Skema analisis M_u - balok tumpuan

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Kondisi (M-) yang jadi tulangan Tarik ialah 7 D 25

a. Menghitung nilai A_s dan A_s' terpasang

$$A_s \text{ (4 D 25)} = 3434,375 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ (7 D 25)} = 1962,5 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)}$$

b. Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$\begin{aligned} y &= \frac{(n1 \cdot A_{tul.11}) + (n2 \cdot A_{tul.12})}{n_{tot} \cdot A_{tul}} \\ &= \frac{(4 \cdot 490,625 \cdot 64,5) + (3 \cdot 490,625 \cdot 114,5)}{7 \cdot 490,625} \\ &= 85,929 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Menghitung nilai a

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(3434,375 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\ &= 215,490 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Menghitung nilai C_c

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 215,490 \\ &= 1373750 \text{ N} \end{aligned}$$

e. Menghitung momen kapasitas balok (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1373750 \cdot \left(614,071 - \frac{215,490}{2}\right) \\ &= 695565796,6 \text{ Nmm} \approx 695,566 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan didapatkan momen kapasitas tumpuan balok (tumpuan A = tumpuan B) dalam kondisi positif dan negatif. Nilai momen kapasitas ini hanya dipakai guna analisis lentur balok SRPMK. Besar momen kapasitas tumpuan balok akibat beban gempa ialah.

$$M_A (+) = M_B (+) = 450,536 \text{ kNm}$$

$$M_A (-) = M_B (-) = 695,566 \text{ kNm}$$

3. Cek persyaratan lentur balok SRPMK

Step 1 : Dimensi balok (SNI 2847-2019; Pasal 18.6.2; Hal-377)

a. Bentang bersih

$$d = 635,5 \text{ mm}$$

$$l_n = 6300 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \cdot 635,5$$

$$= 2542 \text{ mm}$$

Cek syarat:

$$l_n \geq 4d; 6300 > 2542 \text{ (sesuai syarat)}$$

b. Lebar minimum

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$0,3h = 0,3 \cdot 700$$

$$= 210 \text{ mm}$$

Cek syarat :

$$h \geq 0,3h \text{ ataupun } 250; 700 \geq 210 \text{ ataupun } 250 \text{ (sesuai syarat)}$$

c. Proyeksi lebar balok

$$b \text{ balok} = 300 \text{ mm}$$

$$b \text{ kolom} = 700 \text{ mm}$$

Cek syarat :

$$b \text{ balok} < b \text{ kolom}; 300 < 700 \text{ (sesuai syarat)}$$

d. Cek nilai P_u sesuai persamaan

$$P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{10}$$

$$P_u = 0 \text{ kN}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$A_g = 210000 \text{ mm}^2$$

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_g \cdot f_c'}{10} = \frac{210000 \cdot 25}{10}$$

$$= 525 \text{ kN}$$

Cek syarat :

$$P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{10}; 0 \text{ kN} < 525 \text{ kN}$$

Step 2 : Ketentuan tulangan longitudinal (SNI 2847-2019 ; Pasal 18.6.3.1 ; Hal-378)

- a. total tulangan minimum balok

Syarat : minimum tersusun atas dua batang tul. Atas dan dua batang tul.

Bawah

total tul. tumpuan = 7 buah (As) dan 4 buah (As')

Cek syarat : (sesuai syarat)

- b. Luas tulangan minimum balok

Syarat : tidak boleh kurang atas nilai terbesar dari A_s min1 dan A_s min2

$$\begin{aligned} A_s \text{ min1} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{25}}{400} \cdot 300 \cdot 635,5 \\ &= 595,781 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min2} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \cdot 300 \cdot 635,5 \\ &= 667,275 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil A_s min terbesar = 667,275 mm²

A_s minimum (2 D 25) = 981,25

Cek syarat :

$A_s > A_s \text{ min}$; 981,275 > 667,275 (sesuai syarat)

- c. Luas maksimum tulangan

A_s maksimum (7 D 25) = 3434,375 mm²

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \cdot h} \\ &= \frac{3434,375}{300 \cdot 700} \\ &= 0,016 \end{aligned}$$

Cek syarat :

$\rho \leq 0,025$; 0,016 $\leq$ 0,025 (sesuai syarat)

Step 3 : Kekuatan M_n+ dan M_n- sesuai tulangan yang terpasang (SNI 2847-2019; Pasal 18.6.3.2; Hal-279)

- a. Syarat atas tumpuan balok SRPMK

Syarat : $M (+) \geq \frac{1}{2} M (-)$

$M (+)$ = 450,536 kNm

$$M (-) = 695,566 \text{ kNm}$$

Cek Syarat :

$$450,536 \geq \frac{1}{2} 695,566 = 450,536 \geq 347,83 \text{ (sesuai syarat)}$$

b. Syarat atas sepanjang bentang balok SRPMK

Syarat : $M (+)$ ataupun $M (-) \geq \frac{1}{4} M$ maksimum

Diambil terkecil :

$$M (-) = 237,351 \text{ kNm}$$

Diambil momen terbesar :

$$M (-) = 695,566 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{4} M \text{ maksimum} = \frac{1}{4} \cdot 695,566 = 173,891 \text{ kNm}$$

Cek syarat :

$$M (-) \text{ terkecil} \geq \frac{1}{4} \text{ maksimum} ; 237,351 \geq 173,891 \text{ (sesuai syarat)}$$

5.6.2.3 Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser balok SRPMK didapatkan dari kapasitas momen balok dengan mutu baja yang ditingkatkan jadi 1,25 fy.

Step 1 : Perhitungan kapasitas momen guna analisa geser balok

a. Analisa momen positif ($M+$) penampang yumpuan dengan 1,25 fy

Dalam kondisi ($M+$) yang jadi tulangan Tarik 4 D 25

1) Menghitung nilai As dan As' terpasang

$$As (4 \text{ D } 25) = 1962,5 \text{ mm}^2$$

$$As' (7 \text{ D } 25) = 3434,375 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)}$$

2) Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$\begin{aligned} d &= h - ts - D_{geser} - \frac{1}{2} D_{tul, \text{lentur}} \\ &= 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 25 \\ &= 635,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai a

$$\begin{aligned} a &= \frac{(As \cdot 1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\ &= 153,922 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai C_c

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,922 \\ &= 981250 \text{ N} \end{aligned}$$

5) Menghitung momen kapasitas balok (M^+)

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 981250 \cdot \left(635,5 - \frac{153,922}{2} \right) \\ &= 548066605,4 \text{ Nmm} \approx 548,067 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Analisis momen negatif (M^-) penampang tumpuan dengan 1,25 f_y
 Dalam kondisi (M^-) yang jadi tulangan Tarik ialah 7 D 25

1) Menghitung nilai A_s dan A_s' yang terpasang

$$\begin{aligned} A_s \text{ (4 D 25)} &= 1962,5 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)} \\ A_s' \text{ (7 D 25)} &= 3434,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$\begin{aligned} y &= 85,93 \text{ mm} \\ d &= h - y \\ &= 700 - 85,93 \\ &= 462,88 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai a

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s \cdot 1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\ &= 269,363 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai C_c

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,363 \\ &= 1717188 \text{ N} \end{aligned}$$

5) Menghitung momen kapasitas balok (M^-)

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1717188 \cdot \left(614,07 - \frac{269,363}{2} \right) \\ &= 823202611,8 \text{ Nmm} \approx 823,203 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan didapatkan momen kapasitas tumpuan balok (tumpuan A = tumpuan B) dalam kondisi positif dan negatif. Nilai Mn yang didapatkan dipakai guna analisa geser balok SRPMK. Besar momen kapasitas tumpuan balok akibat beban gempa.

$$M_n (+) = 548,067 \text{ kNm}$$

$$M_n (-) = 823,203 \text{ kNm}$$

Step 2 : Gaya geser desain sesuai (M+) dan (M-)

- a. Menghitung gaya geser desain (Vu) akibat beban gravitasi

Kombinasi yang dipakai $Q_u = 1,2DL + LL$

$$V_u = 186,773 \text{ kN}$$

- b. Menghitung gaya geser desain (Vu) akibat beban gempa arah kiri (struktur bergoyang ke kanan)

$$V_u = \frac{M_A (+) + M_B (-)}{L_n}$$

$$V_u \text{ kiri} = \frac{548,067 + 823,203}{6,3}$$

$$= 217,662 \text{ kN}$$

- c. Menghitung gaya geser desain (Vu) akibat beban gempa arah kanan (struktur bergoyang ke kiri)

$$V_u = \frac{M_A (-) + M_B (+)}{L_n}$$

$$V_u \text{ kanan} = \frac{823,203 + 548,067}{6,3}$$

$$= 217,662 \text{ kN}$$

- d. Menghitung nilai geser desain balok SRPMK dari kombinasi beban gravitasi dan beban gempa.

$$V_u \text{ komb} = V_u, \text{ gravitasi} \pm V_u, \text{ gempa kiri}$$

$$= 186,773 \pm 217,662$$

$$= 404,434 \text{ kN} \text{ ataupun } 30,889 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ pakai} = 404,434 \text{ kN} \text{ guna tumpuan A dan B}$$

Step 3 : Perhitungan tulangan atas tumpuan balok SRPMK

dipakai persamaan :

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.1)$$

Dimana :

43

V_n = gaya geser nominal (N)

V_c = gaya geser kontribusi dari beton (N)

V_s = gaya geser geser tulangan

Nilai V_c ialah 0 bila sesuai syarat atas berikut.

a. Syarat 1 : $V_u \text{ gempa} \geq \frac{1}{2} V_u \text{ kombinasi}$

$$V_u \text{ gempa} = 217,662 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_u \text{ kombinasi} = \frac{1}{2} \cdot 404,434 \text{ kN} \\ = 202,217 \text{ kN}$$

Cek syarat :

$$217,662 > 202,217 \quad (\text{sesuai syarat})$$

b. Syarat 2 : $P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{20}$

$$A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$P_u = 13116,5 \text{ N (ETABS)}$$

$$\frac{A_g \cdot f_c'}{20} = \frac{490000 \cdot 25}{20} \\ = 612500 \text{ N (sesuai syarat)}$$

Kedua syarat diatas terpenuhi maka nilai $V_c = 0$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 0 + V_s$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} \\ = \frac{404,434}{0,75} \\ = 539,246 \text{ kN}$$

Cek kapasitas geser penampang balok

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f_c'} b d = 539246 \text{ N} \leq 607930 \text{ N (sesuai syarat)}$$

Step 4 : Menentukan jarak tulangan geser yang akan dipakai

a. Menentukan jarak sengkang atas area sendi plastis, diambil nilai paling kecil atas tiga syarat berikut :

$$1) d/4 = 614,07 / 4$$

$$= 153,52 \text{ mm}$$

$$2) \text{ } 6d \text{ tulangan} = 6 \cdot 25$$

$$= 150 \text{ mm}$$

$$3) \text{ } s \text{ min} = 150 \text{ mm}$$

Diambil nilai s maks 153,52 mm, maka dipakai :

$$s \text{ sendi plastis} = 100 \text{ mm}$$

- b. Menentukan jarak sengkang atas area diluar sendi plastis, diambil nilai paling kecil atas dua syarat berikut:

$$1) \text{ } d/2 = 614,07/2$$

$$= 307,036 \text{ mm}$$

$$2) \text{ } s \text{ maks} = 150 \text{ mm}$$

dipakai jarak terkecil yakni:

$$s \text{ lapangan} = 150 \text{ mm}$$

- c. Menentukan luas tulangan geser

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \\ &= \frac{539246 \cdot 100}{240 \cdot 614,07} \\ &= 365,895 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- d. Menentukan total kaki tulangan geser (D 12mm) yang diperlukan

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_v}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{365,895}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2} \\ &= 3,24 \approx 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

- e. Menghitung kembali luas tulangan geser aktual

$$\begin{aligned} A_v &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{geser}}^2 \\ &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\ &= 452 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- f. Menghitung kapasitas geser balok B1 (300 x 700)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{452 \cdot 240 \cdot 614,07}{100} \\ &= 539,246 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Syarat kapasitas geser balok

$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u \\ \phi(V_c + V_s) &\geq V_u \\ 0,75 (0 + 539,246) &\geq 202,217 \\ 404,434 &\geq 202,217 \quad (\text{sesuai syarat})\end{aligned}$$

5.6.2.4 Hasil Perhitungan Balok SRPMK

1. Hasil analisis perhitungan balok SRPMK

Tabel 5.53 Hasil Perhitungan Desain Balok B1

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	300 x 700	300 x 700	mm
As	7 D 25	4 D 25	mm
As'	4 D 25	7 D 25	mm
Av	4 D 12	4 D 12	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕM_n	687,908	687,908	kNm
ϕV_n	404,434	404,434	kN

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.54 Hasil Perhitungan Desain Balok B2

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	300 x 600	300 x 600	mm
As	7 D 22	4 D 22	mm
As'	4 D 22	6 D 22	mm
Av	4 D 10	4 D 10	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕM_n	448,683	448,683	kNm
ϕV_n	376,983	376,983	kN

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.55 Hasil Perhitungan Desain Balok B3

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	300 x 500	300 x 500	mm
As	6 D 22	4 D 22	mm

As'	4 D 22	6 D 22	mm
Av	4 D 10	4 D 10	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕM_n	309,550	309,550	kNm
ϕV_n	259,482	259,482	kN

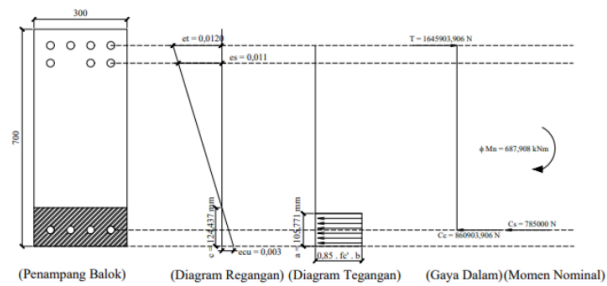
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.56 Hasil Perhitungan Desain Balok BA

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	250 x 500	250 x 500	mm
As	4 D 22	2 D 22	mm
As'	2 D 22	4 D 22	mm
Av	2 D 10	2 D 10	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕM_n	309,550	309,550	kNm
ϕV_n	259,482	259,482	kN

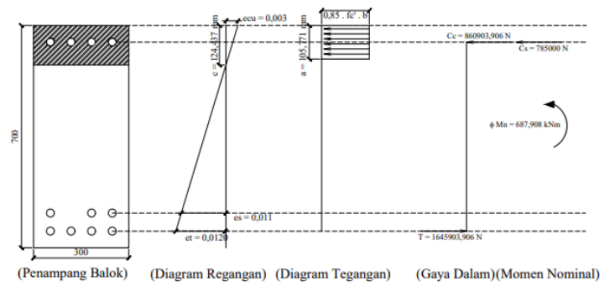
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

2. Diagram tegangan regangan balok



Gambar 5.19 Diagram tegangan-regangan balok B1 tumpuan

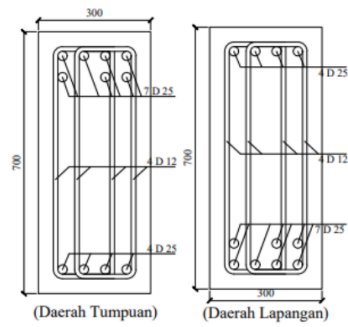
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5. 20 Diagram tegangan-regangan balok B1 lapangan

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

3. 16 Gambar detail penampang balok



Gambar 5.21 Detail penampang balok B1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.3 Perhitungan Kolom

Perubahan struktur dari struktur komposit jadi struktur beton bertulang mengakibatkan perubahan dimensi kolom awal K1 600x600 jadi K1 700x700.

Analisis dilaksanakan atas kolom dengan nilai gaya aksial terbesar.

1. Data Perencanaan

Diketahui :

b (lebar kolom)	= 700 mm
h (tinggi kolom)	= 700 mm
f'_c	= 25 Mpa
f_y	= 400 Mpa
f_{ys}	= 240 Mpa
D.tul utama	= 22 mm
D.tul geser	= 12 mm
Dimensi balok melintang	= 300/700 mm
Dimensi balok memanjang	= 300/700 mm
Tinggi lantai	= 4000 mm
P (maks)	= 2323,773 kN
Mu	= 411,238 kNm
Vu	= 452,891 kN

2. Desain Tulangan Lentur Kolom (*spColumn*)

Tulangan lentur didesain menggunakan software *spColumn* yakni dengan mengasumsikan tulangan pakai 20 D 22 mm jadi didapatkan rasio tulangan > 1% serta memasukan beban ultimit hasil analisa software ETABS. Berikut ialah hasil analisa dengan *spColumn*.

Tabel 5.57 Gaya Dalam atas Kolom K1

No	Kombinasi	P (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)
1	1,4DL	1869,6367	15,0028	3,2462
2	1,2DL + 1,6LL	1646,415	12,5875	3,2269
3	1,2DL + LL + RSX	2323,7734	134,6773	359,2231
4	1,2DL + LL + RSY	2234,5579	408,1937	155,1758
5	0,9DL + RSX	1895,7187	137,7222	358,2497
6	0,9DL + RSY	1806,5032	411,2385	154,2023

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Kombinasi no 1 dan 2 ialah kombinasi dari gravity load yang tersusun atas **dead load (DL) dan Live load (LL)**. Serta **kombinasi** akibat gravity load dan lateral load (gempa), terbagi jadi dua sesuai arah gaya gempa yakni X dan Y. guna beban gempa arah X diwakili atas kombinasi No. 3 dan 5. Sedangkan guna beban gempa akibat arah Y diwakili kombinasi No. 4 dan 6.

Tabel 5.58 Hasil analisis *spColumn* atas Kolom K1

No.	Demand			Capacity			Parameters at Capacity			Capacity
	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕP_n	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	NA Depth	ϵ_t	ϕ	Ratio
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm			
1	1869,60	0,00	0,00	6938,89	0,00	0,00	700,00	0,00	0,65	0,27
2	1646,4	0,00	0,00	177,01	856,04	0,00	125,00	0,01	0,90	0,27
3	2323,77	134,68	359,22	3363,24	308,34	822,44	517,00	0,00	0,65	0,49
4	2234,56	408,19	155,18	3363,24	820,21	311,81	518,00	0,00	0,65	0,53
5	1895,72	137,72	385,25	0,00	270,93	757,86	224,00	0,01	0,90	0,52
6	1806,50	411,24	154,20	0,00	754,11	282,77	229,00	0,01	0,90	0,55

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Hasil resume yang dikeluarkan *spColumn* dapat ditinjau kembali atas kekuatan kolom apakah sudah sesuai syarat $fM_n/M_u > 1$. bila demikian, maka kolom dinyatakan kuat menerima beban yang direncanakan. Berikut perhitungan pengecekan kekuatan kolom.

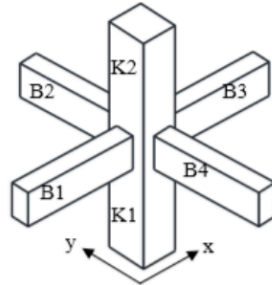
Tabel 5.59 Pengecekan syarat $fM_n/M_u > 1$

Mnx	Mny	$\phi M_n/\mu$	Cek
$\phi M_{nx} / \phi$	$\phi M_{ny} / \phi$		
0	0	999,999	OK
951,156	0	999,999	OK
474,369	1265,29	2,289	OK
1261,862	479,708	2,009	OK
301,033	842,067	1,967	OK
837,9	314,189	1,834	OK

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Analisis ⁴Strong column-weak Beam (SCWB)

Analisis **strong column weak beam** atas kolom dilaksanakan guna memastikan bahwasanya elemen kolom tidak lebih lemah dari elemen balok.



Gambar 5.22 Tinjauan joint guna analisis SCWB

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Step 1 : Analisis momen balok atas arah X

Analisis kapasitas balok atas arah X yang menumpu atas kolom K1 melibatkan dua balok yakni B1 dan B3. Kondisi yang dianalisis ialah atas saat terjadinya gempa dari arah kiri dan arah kanan. Ilustrasi itu dapat dilihat atas gambar Berikut.



Gambar 5.23 Skema analisis balok arah x atas SCWB

(Sumber : Analisis Penulisan, 2025)

Momen kapasitas balok – Gempa kiri (bergoyang ke kanan)

Balok B1 (B1 300/700)

$$A_s (7 D 25) = 3434,375 \text{ mm}^2$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = 614,07 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(As \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 215,49 \text{ mm} \\
 Cc &= \frac{1}{2} \cdot 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 215,49 \\
 &= 1373750 \text{ N} \\
 Mn &= Cc \cdot (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 1373750 \cdot (614,07 - \frac{215,49}{2}) \\
 &= 695,566 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Balok B3 (B3 300/700)

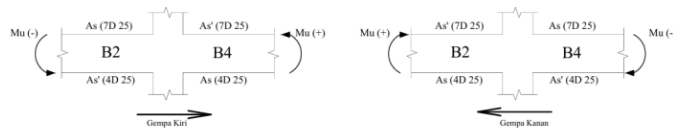
$$\begin{aligned}
 \sum As (4 D 25) &= 1962,5 \text{ mm}^2 \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 635,50 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(As \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{(1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 123,14 \text{ mm} \\
 Cc &= \frac{1}{2} \cdot 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 123,14 \\
 &= 785000 \text{ N} \\
 Mn &= Cc \cdot (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 785000 \cdot (635,5 - \frac{123,14}{2}) \\
 &= 450,536 \text{ kNm} \\
 \sum Mnb (\text{gempa kiri}) &= Mn B1 + Mn B3 \\
 &= 695,566 \text{ kNm} + 450,536 \text{ kNm} \\
 &= 1146,102 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

sebab kondisi struktur saat bergoyang ke kiri (gempa kanan) dipikul oleh total tulangan Tarik yang sama atas kondisi struktur saat bergoyang ke kanan (gempa

kiri), maka nilai kapasitas momen balok guna arah X akibat gempa kiri dan gempa kanan ialah sama, jadi $\sum M_{nb-x} = 1146,102 \text{ kNm}$

Step 2 : Analisis momen balok atas arah Y

Analisis kapasitas balok atas arah Y yang menumpu atas kolom K1 melibatkan dua balok yakni balok B2 dan B4. Kondisi yang dianalisis ialah atas saat terjadinya gempa dari arah kiri dan arah kanan. Ilustrasi kondisi itu dapat dilihat atas gambar berikut.



Gambar 5.24 Skema analisis balok arah Y atas SCWB

(Sumber : Analisis Penulisan, 2025)

Momen kapasitas balok – Gempa kiri (bergoyang ke kanan)

Balok B2 (B2 300/700)

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ (7 D 25)} &= 3434,375 \text{ mm}^2 \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 614,07 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(A_s \cdot 1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 269,36 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36 \\
 &= 1717187,5 \text{ N} \\
 M_n &= C_c \cdot (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 1717187,5 \cdot (614,07 - \frac{269,36}{2}) \\
 &= 695,566 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Balok B4 (B4 300/700)

$$A_s \text{ (4 D 25)} = 1962,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 635,5 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(A_s \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 123,137 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 123,137 \\
 &= 785000 \text{ N} \\
 M_n &= C_c \cdot (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 785000 \cdot (635,5 - \frac{123,137}{2}) \\
 &= 450,536 \text{ kNm} \\
 \sum M_{nb} \text{ (gempa kiri)} &= M_n B2 + M_n B4 \\
 &= 695,566 \text{ kNm} + 450,536 \text{ kNm} \\
 &= 1146,102 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dari kedua nilai momen balok akibat gempa arah kiri dan kanan memperoleh nilai yang sama yakni $\sum M_{nb-y} = 1146,102 \text{ kNm}$. (atas catatan bila nilai momen berbeda maka diambil nilai terbesar)

Step 3 : Analisis kapasitas momen kolom

Kapasitas momen kolom didapatkan dari momen kolom atas dan kolom bawah atas joint yang ditinjau, dalam hal ini ialah kolom K1 dan K1. Kolom tipe K1 (700/700), dimana total tulangannya sama jadi kapasitas momennya pun sama. Adapun besar kapasitas momen didapatkan dari hasil analisis menggunakan software *spColumn*.

a) Kapasitas momen kolom arah X (M_{nc-y})

Gempa arah x atas kolom mengakibatkan kolom bergoyang ke arah x, hal itu sebab adanya momen yang berputar atas sumbu y (M_{nc-y}). Nilai momen didapatkan dari nilai terkecil atas kombinasi yang mengandung beban gempa arah x (kombinasi 3 dan 5)

$$\text{Kolom K1 (700x700) ; } M_{nc1-y} = \frac{757,86}{0,65}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1165,94 \text{ kNm} \\
 \text{Kolom K2 (700x700) ; } M_{nc2-y} &= \frac{757,86}{0,65} \\
 &= 1165,94 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Kapasitas momen kolom arah Y (Mnc-x)

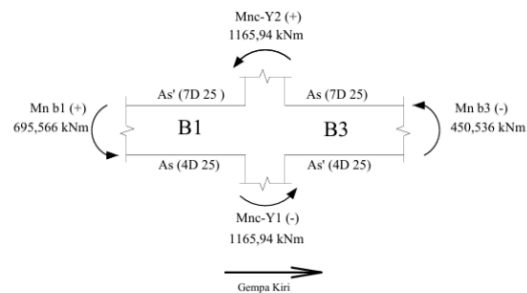
$$\begin{aligned}
 \text{Kolom K1 (700x700) ; } M_{nc1-x} &= \frac{754,11}{0,65} \\
 &= 1160,17 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kolom K2 (700x700) ; } M_{nc2-x} &= \frac{754,11}{0,65} \\
 &= 1160,17 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Step 4 : Analisis syarat SCWB

Kekuatan lentur kolom harus sesuai syarat yang ditentukan dalam [SNI 2847:2019; Pasal 18.7.3.2; Hal-385](#).

guna arah X :

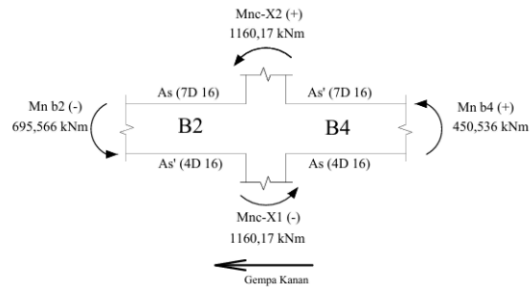


Gambar 5. 25 Hasil analisis SCWB arah X

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}
 \sum M_{nc-y} &\geq 1,2 \sum M_{nb-x} \\
 (M_{nc1-y} + M_{nc2-y}) &\geq 1,2 \sum M_{nb-x} \\
 (1165,94 + 1165,95) &\geq 1,2 \cdot 1146,102 \\
 2331,88 \text{ kNm} &\geq 1375,322 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

guna arah Y :



Gambar 5.26 Hasil analisis SCWB arah Y

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}\sum M_{nc-x} &\geq 1,2 \sum M_{nb-y} \\ (M_{nc1-x} + M_{nc2-x}) &\geq 1,2 \sum M_{nb-y} \\ (1160,17 + 1160,17) &\geq 1,2 \cdot 1146,102 \\ 2320,34 \text{ kNm} &\geq 1375,322 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

4. Analisis Gaya Geser Ultimate Kolom SRPMK

Geser kolom harus ditentukan dengan tiga tinjauan yakni gaya geser yang diakibatkan momen kapasitas kolom (V_e dari kolom, gaya geser yang diakibatkan momen kapasitas balok (V_e dari balok) dan gaya geser yang dihitung dari hasil analisis struktur (V_e dari *ETABS*).

Step 1 : Nilai V_e dari kapasitas momen kolom

Mencari nilai kapasitas momen kolom guna memperoleh nilai V_e yakni dengan analisis menggunakan *spColumn* seperti atas step 3 analisis SCWB. Perbedaannya ialah nilai f_y yang dipakai yakni $1,25f_y$ dan factor reduksi (ϕ) yakni setotal 1,0. jadi dapat diambil momen terbesar dari seluruh kombinasi yang itu atas *momen probable* (M_{pr}).

Tabel 5.60 Hasil analisis kolom K1 70x70 dengan 1,25fy dan $\phi = 1,0$

33 No	Pu kN	M _{ux} kNm	M _{uy} kNm	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	$\phi M_n/M_u$	ϕ
1	1869,60	0,00	0,00	1161,14	0,00	999,999	1,000
2	1646,42	0,00	0,00	1161,14	0,00	999,999	1,000
3	2323,77	134,68	359,22	372,68	994,03	2,77	1,000
4	2234,56	408,19	155,18	992,33	377,24	2,43	1,000
5	1895,72	137,72	385,25	357,40	999,75	2,60	1,000
6	1806,50	411,24	154,20	994,02	372,73	2,42	1,000

(Sumber : Analisa Penulis, 2024)

Nilai Mpr diambil dari nilai terbesar dari enam kombinasi yang dipakai. atas tabel diatas nilai Mpr ialah 999,75 kNm. Nilai Mpr yang didapatkan dianggap atas momen atas ujung kolom baik dalam arah x maupun arah y. jadi dapat dihitung nilai V_e dari kolom menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 V_e \text{ dari kolom} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= \frac{999,75 + 999,75}{3,3} \\
 &= 605,909 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Step 2 : Nilai V_e dari kapasitas momen balok

Perhitungan nilai kapasitas momen balok atas tahap ini sama seperti perhitungan sebelumnya, perbedaannya ialah nilai f_y yang digunakan yakni 1,25fy. Maka didapatkan nilai momen kapasitas balok ialah:

$$\sum M_{nb-x} = 1146,102 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb-y} = 1146,102 \text{ kNm}$$

Nilai gaya geser dapat dihitung dengan cara atas berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{e-x} \text{ dari balok} &= \frac{\sum M_{nb-x}}{l_n} \\
 &= \frac{1146,102}{3,3} \\
 &= 347,304 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{e-y} \text{ dari balok} &= \frac{\sum M_{nb-y}}{l_n} \\
 &= \frac{1146,102}{3,3} \\
 &= 347,304 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai geser V_e balok = 347,304 kN

Step 3 : Nilai V_e dari hasil analisa struktur (ETABS)

Gaya geser hasil analisa *software* ETABS dilihat dari beban kombinasinya. Gaya geser yang didapatkan ialah:

V_e dari ETABS = 452,891 kN

Step 4 : Gaya geser desain kolom

sesuai hasil analisis gaya geser didapatkan gaya geser desain guna kolom ialah atas berikut.

V_e (dari kolom) = 605,909 kN

V_e (dari balok) = 347,304 kN

V_u (dari ETABS) = 452,891 kN

Mengacu atas SNI 2847:2019; Pasal 18.7.6.1.1; Hal-391, nilai gaya geser kolom tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan joint sesuai Mpr balok yang merangka ke joint dan nilai V_e tidak boleh kurang atas geser terfaktor sesuai analisis struktur. bila dimuat dalam persamaan, maka:

$$V_e \text{ (dari ETABS)} \leq V_e \text{ (dari kolom)} \leq V_e \text{ (dari balok)}$$

$$452,891 \leq 605,909 \leq 347,304$$

sesuai nilai diatas V_e dari kolom melebihi V_e balok, jadi nilai geser V_e akibat kolom cukup diambil setotal V_e balok. Jadi gaya geser rencana dalam desain geser kolom ialah $V_u = V_e$ akibat balok = 347,304 kN

Step 5 : Menentukan panjang sendi plastis l_0 atas ujung kolom

1. h = 700 mm

2. $1/6 l_n$ = $1/6 \cdot 3300$
= 550 mm

3. 450 mm

jadi diambil nilai terbesar yakni 700 mm sepanjang l_0

Step 6 : Menghitung spasi tulangan geser kolom SRPMK

Jarak tulangan geser dibedakan jadi dua yakni sepanjang l_0 dan diluar l_0 . Jarak tulangan geser atas daerah sepanjang l_0 ditulis atas SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5.3; Hal-389, dimana nilai spasi tidak melebihi nilai paling kecil atas:

1. $1/4h$ kolom = $1/4 \cdot 700$

1. 6D tul. utama = 6 . 22

$$\begin{aligned}
 &= 132 \text{ mm} \\
 2. \quad S_o &= 100 + 1/3(350-hx) \\
 hc &= b - 2 (ts + D_{geser}) - D_{tul} \\
 &= 700 - 2 (40 + 12) - 22 \\
 &= 574 \text{ mm} \\
 hx &= hc / (\text{total baris tulangan} - 1) \\
 &= 574 / (6-1) \\
 &= 114,800 \text{ mm} \\
 S_o &= 100 + 1/3(350 - 114,800) \\
 &= 178,400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Nilai terkecil yakni 132 mm. Maka dipakai jarak tulangan geser atas l_o yakni 100 mm.

Adapun guna jarak ³⁴ tulangan geser diluar daerah panjang l_o ditulis atas SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5.8; Hal-390, dimana nilai spasi tidak melebihi nilai paling kecil atas.

$$\begin{aligned}
 1. \quad 6D &= 6 \cdot 22 \\
 &= 132 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$2. \quad 150 \text{ mm}$$

Nilai terkecil yakni 132 mm. maka dipakai jarak tulangan diluar daerah l_o yakni 130 mm

Step 7 : Menghitung tulangan geser kolom SRPMK

1. Analisis nilai geser beton (V_c) atas sendi plastis

Sebelum menghitung kebutuhan tulangan geser, terlebih dahulu dihitung kontribusi geser beton (V_c) sesuai dengan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.6.2; Hal-392. Asumsi nilai $V_c = 0$ bila sesuai syarat atas berikut:

$$\begin{aligned}
 a. \quad \text{Syarat 1 : } V_e \text{ dari balok} &> \frac{1}{2} V_e \text{ dari kolom} \\
 V_e \text{ dari balok} &= 347,304 \text{ kN} \\
 \frac{1}{2} V_e \text{ dari kolom} &= \frac{1}{2} \cdot 605,909 \text{ kN} \\
 &= 302,955 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$347,304 \text{ kN} > 302,955 \text{ kN} \quad (\text{sesuai syarat})$$

$$b. \quad \text{Syarat 2 : } P_u < \frac{A_g \cdot f_{c'} }{20}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= 490000 \text{ mm}^2 \\
 f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
 P_u &= 2323773,4 \text{ N} \\
 \frac{A_g \cdot f_c'}{20} &= \frac{490000 \cdot 25}{20} \\
 &= 612500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$2323773,4 \text{ N} < 612500 \text{ N} \quad (\text{tidak sesuai})$$

sebab hanya satu syarat yang terpenuhi, maka $V_c \neq 0$

2. Menghitung nilai V_c

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b d$$

$$\begin{aligned}
 N_u &= 1646420 \text{ N} \\
 d &= 0,8 \cdot 700 \\
 &= 560 \text{ mm} \\
 A_g &= 490000 \text{ mm}^2 \\
 \lambda &= 1 \\
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{1646420}{14 \cdot 490000} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 700 \cdot 560 \\
 &= 830,152 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V_s perlu dihitung bila $V_c < V_u$ pakai. sebab $V_c > V_u$ pakai, maka nilai V_s tidak perlu dihitung.

3. Menghitung luasan tulangan geser sepanjang l_o

Perhitungan luas tulangan geser ditulis atas SNI 2847:2019; Tabel 18.7.5.4; Hal-390. Persamaan yang dipakai ditentukan dari control nilai gaya aksial dan mutu beton. sebab nilai P_u guna kolom $K_1 \leq 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ Mpa}$, maka nilai A_{sh} dipilih yang terbesar didiantara dua persamaan berikut:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 s &= 100 \text{ mm} \\
 bc &= h - 2 \cdot t_s \\
 &= 700 - 2 \cdot 40 \\
 &= 620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= bc \cdot bc \\
 &= 620 \cdot 620 \\
 &= 384400 \text{ mm}^2 \\
 A_g &= 490000 \text{ mm}^2 \\
 \text{a. } A_{sh1} &= 0,3 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\
 &= 0,3 \cdot \frac{100 \cdot 620 \cdot 25}{240} \cdot \left[\frac{490000}{384400} - 1 \right] \\
 &= 532,258 \text{ mm}^2 \\
 \text{b. } A_{sh2} &= 0,09 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \\
 &= 0,09 \cdot \frac{100 \cdot 620 \cdot 25}{240} \\
 &= 581,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar :

$$\begin{aligned}
 A_{sh, \min} &= 581,25 \text{ mm}^2 \\
 A_{\text{tul. geser}} &= \frac{1}{4} \pi D_{\text{geser}}^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 113,04 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kaki tulangan (n)} &= \frac{A_{sh, \min}}{A_{\text{tul. geser}}} \\
 &= \frac{581,25}{113,04} \\
 &= 4,7 \approx 6 \text{ kaki}
 \end{aligned}$$

Maka luas tulangan geser atas daerah sendi plastis dapat dihitung:

$$\begin{aligned}
 A_{sh} = A_v &= n \times A_{\text{tul. geser}} \\
 &= 6 \cdot 113,04 \\
 &= 678,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat geser yang dihasilkan oleh tulangan geser ialah:

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \\
 &= \frac{678,24 \cdot 240 \cdot 560}{100} \\
 &= 911,555 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi kuat nominal geser atas sepanjang l_o :

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \\
 &= 830,152 + 911,555
 \end{aligned}$$

$$= 1741,706 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u \text{ pakai}$$

$$0,75 \cdot 1741,706 \geq 347,304$$

$$1219,19 \geq 347,304 \quad (\text{sesuai syarat})$$

jadi tulangan geser yang dipakai atas daerah sendi plastis ialah 6 D 12 – 100 mm.

4. Tulangan geser diluar l_o

Tulangan geser diluar sendi plastis menggunakan nilai V_u hasil dari analisis ETABS dan V_c dari hasil perhitungan sebelumnya. sama atas kondisi sendi plastis, nilai V_c lebih besar dari V_u , maka nilai V_s tidak perlu dipertimbangkan. Adapun guna luasan sengkang yang dipakai sama atas daerah sendi plastis, yang membedakan ialah jarak sengkang. jadi tulangan sengkang yang dipakai diluar daerah sendi plastis ialah 6 D 12 – 130 mm.

5.6.2.5 Momen Interaksi Kolom

Perhitungan momen interaksi kolom punya 5 kondisi, yakni saat beban sentris, saat kondisi eksentris $c > c_b$, kondisi eksentris $c < c_b$, kondisi seimbang, dan kondisi $P = 0$.

Step 1 : Kondisi beban sentris

$$\begin{aligned} P_0 &= 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_s) + f_y A_s \\ &= 0,85 \cdot 25 (490000 - 7598,8) + 400 \cdot 7598,8 \\ &= 13290,55 \text{ kN} \\ \phi P_0 &= 0,65 \cdot 13290,55 \\ &= 8638,855 \text{ kN} \\ P_{n \text{ maks}} &= 0,8 \cdot 13290,55 \\ &= 10632,44 \text{ kN} \\ \phi P_{n \text{ maks}} &= 0,65 \cdot 10632,44 \\ &= 6911,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Step 2 : Kondisi eksentris $c > c_b$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{(600 \cdot d)}{(600 - f_y)} \\ &= \frac{(600 \cdot 637)}{(600 - 400)} \\ &= 382,2 \\ C_{\text{missal}} &= 383 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 \cdot c \\
 &= 0,871 \cdot 383 \\
 &= 333,757 \\
 z_c &= \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \\
 &= \frac{700}{2} - \frac{333,757}{2} \\
 &= 183,121 \text{ mm} \\
 \frac{42}{cc} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 333,121 \cdot 700 \\
 &= 4964637,5 \text{ Nmm} \\
 mc &= cc \cdot z_c \\
 &= 4964637,5 \cdot 183,121 \\
 &= 909131511,3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Sampel perhitungan konfigurasi tulangan yang terletak atas 63 mm dari tepi kolom (d') dengan total tulangan 6 buah ($A_{sn} = 2279,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 Z_s &= 0,5 \cdot h - d \\
 &= 0,5 \cdot 700 - 63 \\
 &= 287 \text{ mm} \\
 \epsilon_{sn} &= 0,003 \cdot \frac{c-d}{c} \\
 &= 0,003 \cdot \frac{383-63}{383} \\
 &= 0,0025
 \end{aligned}$$

bila $\epsilon_{sn} > \epsilon_y$ ($f_y/200000$), maka $f_s = f_y$

$$\begin{aligned}
 F_s &= 400 \text{ Mpa} \\
 N &= f_s \cdot A_{sn} \\
 &= 400 \cdot 2279,6 \\
 &= 911856 \text{ N} \\
 N \cdot s &= 261702672 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.61 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c > c_b$

A _{sn}	(h/2)-d	f _s	N	N. jarak
2279,64	287	400	911856	261702672
759,88	177	328,982	249986,6319	44247634
759,88	67	156,658	119041,2533	7975764
759,88	-67	-53,264	-40474,02611	2711759,7
759,88	-177	-225,59	-171419,4047	30341235
2279,64	-287	-397,91	-907094,3499	260336078
Total			161896,1044	607315143

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}
 T_s &= 161896,1 \text{ N} \\
 m_s &= 607315143 \text{ Nmm} \\
 P_n &= T_s + C_c \\
 &= 5126,534 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0,85 \cdot 5126,534 \\
 &= 4357,554 \\
 M_n &= m_c + m_s \\
 &= 1516,447 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 985,690 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Step 3 : Kondisi seimbang $c = c_b$

$$\begin{aligned}
 c &= 382,2 \\
 a &= \beta_1 \cdot c \\
 &= 0,871 \cdot 382,2 \\
 &= 333,06 \\
 z_c &= \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \\
 &= \frac{700}{2} - \frac{333,06}{2} \\
 &= 183,57 \text{ mm} \\
 42 \quad cc &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 333,06 \cdot 700 \\
 &= 4954267,5 \text{ Nmm} \\
 m_c &= cc \cdot z_c \\
 &= 4954267,5 \cdot 183,57 \\
 &= 908959458,2 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Sampel perhitungan konfigurasi tulangan yang terletak atas 173 mm dari tepi kolom (d') dengan total tulangan 2 buah ($A_{sn} = 759,88 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} Z_s &= 0,5 \cdot h - 173 \\ &= 0,5 \cdot 700 - 173 \\ &= 177 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sn} &= 0,003 \cdot \frac{c-d}{c} \\ &= 0,003 \cdot \frac{382,2-173}{382,2} \\ &= 0,0016 \end{aligned}$$

bila $\varepsilon_{sn} > \varepsilon_y$ ($f_y/200000$), maka $f_s = f_y$

$$\begin{aligned} F_s &= 0,0016/200000 \\ &= 328,414 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= f_s \cdot A_{sn} \\ &= 328,414 \cdot 759,88 \\ &= 249555,57 \text{ N} \end{aligned}$$

$$N \cdot s = 44171335 \text{ Nmm}$$

Tabel 5.62 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi c = cb

A_{sn}	(h/2)-d	f_s	N	N. jarak
2279,64	287	400	911856	261702672
759,88	177	328,414	249555,567	44171335
759,88	67	155,73	118336,100	7928518,7
759,88	-67	-54,631	-41513,068	2781375,5
759,88	-177	-227,32	-172732,534	30573658
2279,64	-287	-400	-911856	261702672
Total			153646,066	608860232

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned} T_s &= 153646,066 \text{ N} \\ m_s &= 608860232 \text{ Nmm} \\ P_n &= T_s + C_c \\ &= 5107,914 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0,85 \cdot 5107,914 \\ &= 4341,726 \text{ kN} \\ M_n &= m_c + m_s \\ &= 1517,820 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 986,583 \text{ kNm}$$

Step 4 : Kondisi eksentris $c < cb$

$$C \text{ missal} = 380$$

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 \cdot c \\ &= 0,871 \cdot 380 \\ &= 331,14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} zc &= \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \\ &= \frac{700}{2} - \frac{331,14}{2} \end{aligned}$$

$$= 184,428 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} cc &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 331,14 \cdot 700 \\ &= 4925750 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} mc &= cc \cdot zc \\ &= 4925750 \cdot 184,428 \\ &= 908449035,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sampel perhitungan konfigurasi tulangan yang terletak atas 283 mm dari tepi kolom (d') dengan total tulangan 2 buah ($A_{sn} = 759,88 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} Z_s &= 0,5 \cdot h - 283 \\ &= 0,5 \cdot 700 - 283 \\ &= 67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sn} &= 0,003 \cdot \frac{c-d}{c} \\ &= 0,003 \cdot \frac{380-283}{380} \\ &= 0,0008 \end{aligned}$$

bila $\epsilon_{sn} > \epsilon_y$ ($f_y/200000$), maka $f_s = f_y$

$$\begin{aligned} F_s &= 0,0008/200000 \\ &= 153,158 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= f_s \cdot A_{sn} \\ &= 153,158 \cdot 759,88 \\ &= 116381,62 \text{ N} \end{aligned}$$

$$N \cdot s = 7797568,6 \text{ Nmm}$$

Tabel 5.63 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c < c_b$

A_{sn}	$(h/2)-d$	f_s	N	N. jarak
2279,64	287	400	911856	261702672
759,88	177	326,842	248360,779	43959858
759,88	67	153,158	116381,621	7797568,6
759,88	-67	-58,421	-44392,989	2974330,3
759,88	-177	-232,11	-176372,147	31217870
2279,64	-287	-405,79	-925053,9158	265490474
Total			130779,347	613142773

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}
 T_s &= 130779,347 \text{ N} \\
 m_s &= 613142773 \text{ Nmm} \\
 P_n &= T_s + C_c \\
 &= 5056,529 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0,85 \cdot 5056,529 \\
 &= 4298,05 \text{ kN} \\
 M_n &= m_c + m_s \\
 &= 1521,592 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 989,035 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

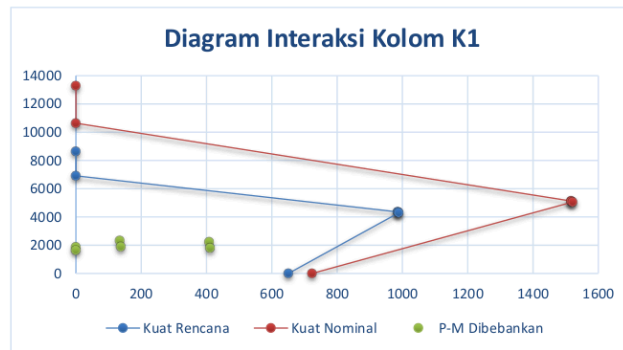
Step 5 : Kondisi $P = 0$

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 3799,4 \text{ mm}^2 \\
 d_s' &= 173 \text{ mm} \\
 a &= (A_s' \cdot f_y) / 0,85 \cdot f_c \cdot b \\
 &= (3799,4 \cdot 400) / 0,85 \cdot 25 \cdot 700 \\
 &= 102,169 \\
 M_n &= A_s' \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\
 &= 3799,4 \cdot 400 \cdot (173 - 102,169/2) \\
 &= 723,277 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 650,950 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.64 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K1

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	8638,85	13290,5455	0	0
Beban Sentris, Pn max	6911,08	10632,4364	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	4357,55	5126,534	985,690	1516,447
Kondisi Seimbang	4341,73	5107,914	986,583	1517,820
Kondisi Eksentris $c < c_b$	4298,05	5056,529	989,035	1521,592
Kondisi P=0	0	0	650,950	723,2775

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



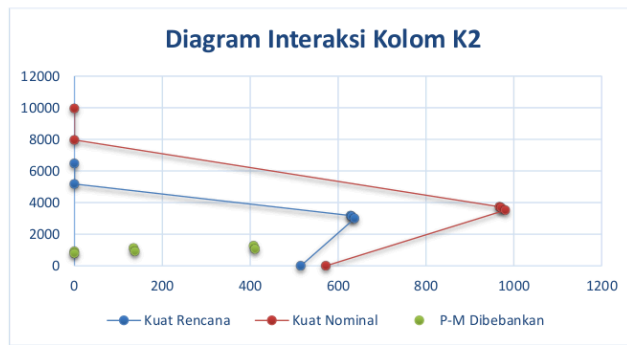
Gambar 5. 27 Diagram Interaksi Kolom K1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5 65 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K2

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	6469,08	9952,4364	0	0
Beban Sentris, Pn max	5175,27	7961,94912	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	3172,68	3732,563	628,977	967,656
Kondisi Seimbang	3123,0	3674,114	631,356	971,318
Kondisi Eksentris $c < c_b$	2993,3	3521,586	637,473	980,728
Kondisi P=0	0	0	515,185	572,4282

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



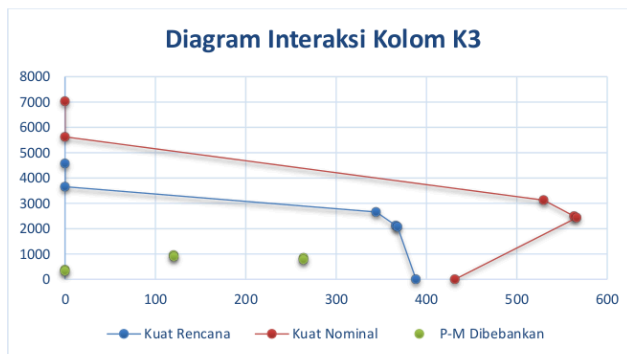
Gambar 5.28 Diagram Interaksi Kolom K2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.66 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K3

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	4569,38	7029,8131	0	0
Beban Sentris, Pn max	3655,5	5623,85048	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	2657,31	3126,242	344,333	529,743
Kondisi Seimbang	2117,9	2491,667	366,219	563,414
Kondisi Eksentris $c < c_b$	2069,4	2434,570	368,029	566,198
Kondisi $P=0$	0	0	388,344	431,4938

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



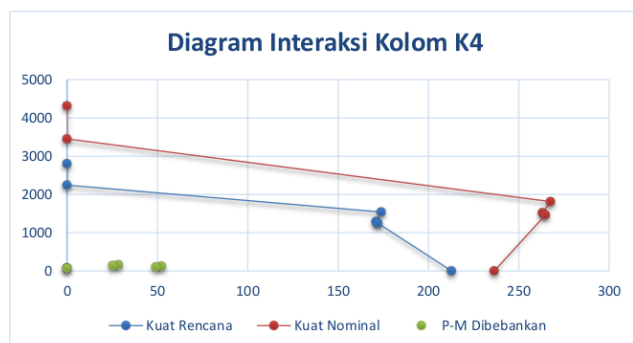
Gambar 5.29 Diagram Interaksi Kolom K3

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.67 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K4

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	2803,69	4313,3632	0	0
Beban Sentris, Pn max	2242,95	3450,69056	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	1540,42	1812,262	173,929	267,583
Kondisi Seimbang	1292,4	1520,514	171,002	263,080
Kondisi Eksentris $c < c_b$	1245,5	1465,352	172,070	264,723
Kondisi $P=0$	0	0	212,752	236,3913

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



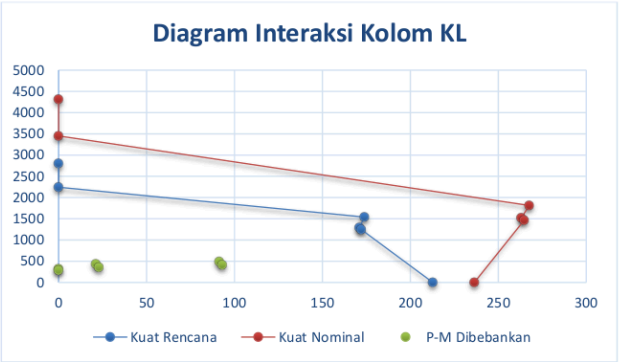
Gambar 5.30 Diagram Interaksi Kolom K4

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.68 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom KL

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	2803,69	4313,3632	0	0
Beban Sentris, Pn max	2242,95	3450,69056	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	1540,42	1812,262	173,929	267,583
Kondisi Seimbang	1292,4	1520,514	171,002	263,080
Kondisi Eksentris $c < c_b$	1245,5	1465,352	172,070	264,723
Kondisi $P=0$	0	0	212,752	236,3913

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.31 Diagram Interaksi Kolom KL

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.2.6 Hasil Perhitungan Kolom SRPMK

1. Hasil analisis perhitungan kolom SRPMK

Tabel 5.69 Hasil Perhitungan Desain Kolom K1

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	700x700	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	20 D 22	mm
Tul. Geser Tumpuan	4 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	4 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	550	mm
Rasio Tulangan	1,58	%

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5 70 Hasil Perhitungan Desain Kolom K2

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	600x600	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	16 D 22	mm
Tul. Geser Tumpuan	6 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	6 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	566,667	mm
Rasio Tulangan	1,72	%

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.71 Hasil Perhitungan Desain Kolom K3

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	500x500	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	16 D 19	mm
Tul. Geser Tumpuan	5 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	5 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	600	mm
Rasio Tulangan	1,82	%

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.72 Hasil Perhitungan Desain Kolom K4

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	400x400	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	12 D 16	mm
Tul. Geser Tumpuan	4 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	4 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	600	mm
Rasio Tulangan	1,49	%

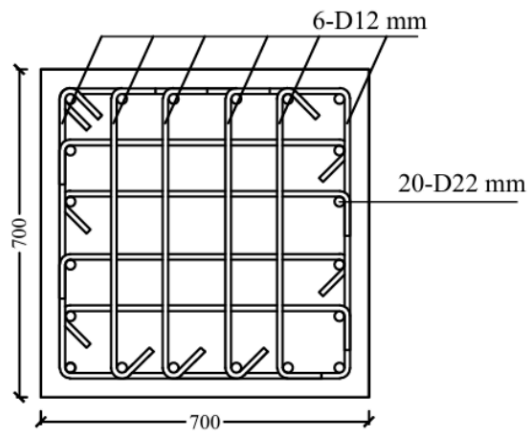
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.73 Hasil Perhitungan Desain Kolom KL

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	400x400	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	12 D 16	mm
Tul. Geser Tumpuan	4 D 12 - 80	mm
Tul. Geser Lapangan	4 D 12 - 120	mm
Panjang Sendi plastis	600	mm
Rasio Tulangan	1,49	%

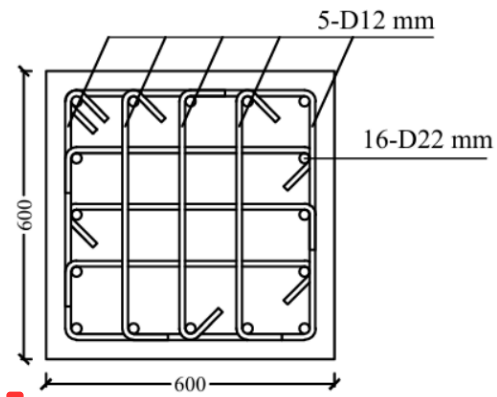
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

2. Gambar detail Penampang kolom



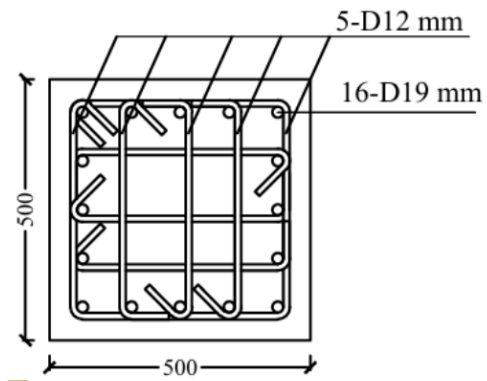
Gambar 5. 32 Diagram Interaksi Kolom K1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



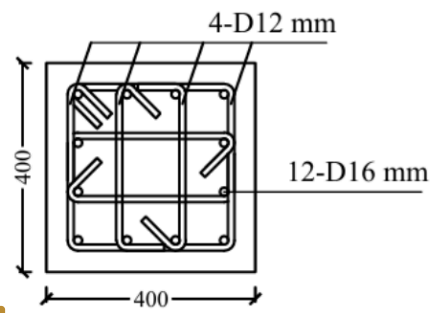
¹ Gambar 5. 33 Diagram Interaksi Kolom K2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



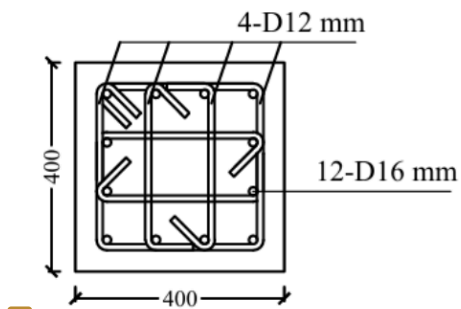
66
Gambar 5.34 Diagram Interaksi Kolom K3

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



66
Gambar 5.35 Diagram Interaksi Kolom K4

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.36 Diagram Interaksi Kolom KL

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.4 Perhitungan HBK SRPMK

Perhitungan HBK (hubungan balok kolom) SRPMK sesuai SNI 2847:2013.

Berikut tahapan perhitungan yang dilaksanakan.

Diketahui data perencanaan.

Kolom K1

b = 700 mm

h = 700 mm

Tul. Utama = 22 mm

Tul. geser = 12 mm

Balok B1

b = 300 mm

h = 700 mm

Tul. Utama = 25 mm

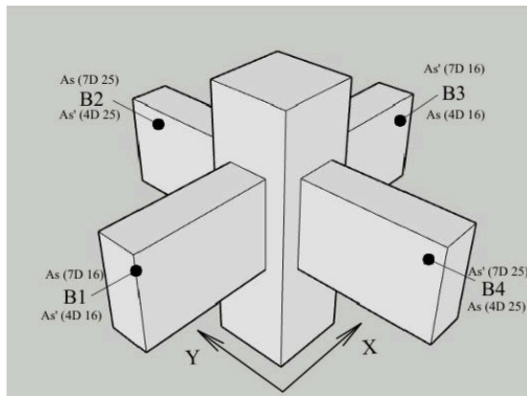
Tul. geser = 12 mm

Mutu f_c' = 25 Mpa

f_y = 400 Mpa

f_{ys} = 240 Mpa

Gaya Aksial = 1646,415 kN (1,2DL + 1,6LL)



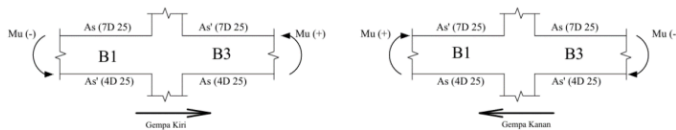
Gambar 5.37 Desain HBK dengan Empat Balok Pengekang

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Analisis HBK akan ditinjau atas kapasitas balok dari arah X dan arah Y sesuai dengan tulangan yang terpasang. Perhitungan menggunakan analisis tulangan tunggal dengan mutu baja tulangan utama balok setotal 1,25fy.

Step 1 : Perhitungan Momen Kapasitas balok atas arah X

Perhitungan kapasitas balok arah X, akan melibatkan balok B1 dan B3. Analisis akan dilaksanakan dalam dua arah, yakni saat struktur bergoyang ke kanan dan saat struktur bergoyang ke kiri. Nilai terbesar dari kedua analisis itu akan dipilih atas nilai yang mewakili arah X.



Gambar 5.38 Analisisn Kapasitas Momen HBK atas Arah X

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

1. Perhitungan momen kapasitas (struktur bergoyang ke kanan)

Balok B1 (300/700)

Tulangan Tarik As = 7 D25 = 3434,375 mm²

b = 300 mm

$$\begin{aligned}
 d &= 614,07 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(As - \text{pasang} \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 269,36 \text{ mm} \\
 Cc &= 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36 \\
 &= 1717187,5 \text{ N} \\
 Mn &= Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1717187,5 \cdot \left(614,07 - \frac{269,36}{2}\right) \\
 &= 823,203 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Balok B3 (300/700)

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Tarik As} &= 4 D25 = 19625,5 \text{ mm}^2 \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 635,5 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(As - \text{pasang} \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 153,92 \text{ mm} \\
 Cc &= 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,92 \\
 &= 981250 \text{ N} \\
 Mn &= Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 401920 \cdot \left(635,5 - \frac{153,92}{2}\right) \\
 &= 548,067 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan ialah

$$\begin{aligned}
 \sum Mnb \text{ (gempa kiri)} &= Mn B1 + Mn B3 \\
 &= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm} \\
 &= 1371,269 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan moemen kapasitas (struktur bergoyang ke kiri)

Balok B1 (300/700)

Tulangan Tarik As = 4 D25 = 19625,5 mm²

b = 300 mm

d = 635,5 mm

$$a = \frac{(As - pasang \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$

$$= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

= 153,92 mm

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

= 0,85 · 25 · 300 · 153,92

= 981250 N

$$Mn = Cc \cdot (d - \frac{a}{2})$$

= 401920 · (635,5 - $\frac{153,92}{2}$)

= 548,067 kNm

Balok B3 (300/700)

Tulangan Tarik As = 7 D25 = 3434,375 mm²

b = 300 mm

d = 614,07 mm

$$a = \frac{(As - pasang \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$

$$= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

= 269,36 mm

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

= 0,85 · 25 · 300 · 269,36

= 1717187,5 N

$$Mn = Cc \cdot (d - \frac{a}{2})$$

= 1717187,5 · (614,07 - $\frac{269,36}{2}$)

= 823,203 kNm

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan ialah

Σ Mnb (gempa kiri) = Mn B1 + Mn B3

$$= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm}$$

$$= 1371,269 \text{ kNm}$$

Dari kedua perhitungan 1 dan 2 didapatkan hasil yang sama. Jadi nilai momen yang dipakai ialah $\sum M_{nb} = 1371,269 \text{ kNm}$ guna arah X.

Step 2 : Perhitungan Momen Kapasitas balok atas arah Y

Analisis kapasitas balok atas arah Y yang menumpu atas kolom K1 melibatkan dua balok yakni B2 dan B4. Kondisi yang dianalisis ialah atas saat terjadi gempa dari arah kiri dan arah kanan. Ilustrasi kondisi itu dapat dilihat atas gambar berikut.



Gambar 5. 39 Analisisn Kapasitas Momen HBK atas Arah X

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

1. Perhitungan moemn kapasitas (struktur bergoyang ke kanan)

Balok B2 (300/700)

Tulangan Tarik As $= 7 \text{ D}25 = 3434,375 \text{ mm}^2$

b $= 300 \text{ mm}$

d $= 614,07 \text{ mm}$

$$a = \frac{(As - \text{pasang} \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$

$$= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 269,36 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36$$

$$= 1717187,5 \text{ N}$$

$$Mn = Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1717187,5 \cdot \left(614,07 - \frac{269,36}{2}\right)$$

$$= 823,203 \text{ kNm}$$

Balok B4 (300/700)

Tulangan Tarik As = 4 D25 = 19625,5 mm²

b = 300 mm

d = 635,5 mm

$$a = \frac{(As - pasang \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$
$$= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 153,92 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,92$$

$$= 981250 \text{ N}$$

$$Mn = Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 401920 \cdot \left(635,5 - \frac{153,92}{2}\right)$$

$$= 548,067 \text{ kNm}$$

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan ialah

$$\sum Mn_b (\text{gempa kiri}) = Mn \text{ B1} + Mn \text{ B3}$$

$$= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm}$$

$$= 1371,269 \text{ kNm}$$

2. Perhitungan momen kapasitas (struktur bergoyang ke kiri)

Balok B1 (300/700)

Tulangan Tarik As = 4 D25 = 19625,5 mm²

b = 300 mm

d = 635,5 mm

$$a = \frac{(As - pasang \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$
$$= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 153,92 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,92$$

$$= 981250 \text{ N}$$

$$Mn = Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 401920 \cdot \left(635,5 - \frac{153,92}{2}\right)$$

$$= 548,067 \text{ kNm}$$

Balok B3 (300/700)

Tulangan Tarik As = 7 D25 = 3434,375 mm²

b = 300 mm

d = 614,07 mm

$$a = \frac{(As_{\text{pasang}} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 269,36 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36$$

$$= 1717187,5 \text{ N}$$

$$Mn = Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1717187,5 \cdot \left(614,07 - \frac{269,36}{2}\right)$$

$$= 823,203 \text{ kNm}$$

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan ialah

$$\sum Mnb \text{ (gempa kiri)} = Mn B1 + Mn B3$$

$$= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm}$$

$$= 1371,269 \text{ kNm}$$

Dari kedua perhitungan 1 dan 2 didapatkan hasil yang sama. Jadi nilai momen yang dipakai ialah $\sum Mnb = 1371,269 \text{ kNm}$ guna arah Y.

Step 3 : Menghitung gaya geser atas kolom

Momen kapasitas arah X = 1371,269 kNm

Momen kapasitas arah Y = 1371,269 kNm

1. Gaya geser kolom arah X

$$Mu_{\text{kolom-x}} = \frac{\sum Mnb - x}{2}$$

$$= \frac{1371,269}{2}$$

$$= 685,635 \text{ kNm}$$

$$Vu_{\text{kolom-x}} = \frac{Mu_{\text{kolom-x}}}{l_{\text{(kolom)}}}$$

$$= \frac{685,635}{3,3}$$

$$= 207,768 \text{ kNm}$$

2. Gaya geser kolom arah Y

$$\text{Mu kolom-x} = \frac{\sum Mnb-y}{2}$$

$$= \frac{1371,269}{2}$$

$$= 685,635 \text{ kNm}$$

$$\text{Vu kolom-x} = \frac{Mu \text{ kolom-x}}{l(kolom)}$$

$$= \frac{685,635}{3,3}$$

$$= 207,768 \text{ kNm}$$

Step 4 : Menghitung gaya Tarik yang terjadi atas tulangan Tarik balok

1. Perhitungan gaya Tarik yang terjadi atas arah X (struktur bergoyang ke kanan)

$$\text{T}_{B1} (7 \text{ D } 25) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 1717,19 \text{ kN}$$

$$\text{T}_{B2} (4 \text{ D } 25) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 981,25 \text{ kN}$$

2. Perhitungan gaya tarik yang terjadi atas arah Y (struktur bergoyang ke kiri)

$$\text{T}_{B2} (4 \text{ D } 16) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 981,25 \text{ kN}$$

$$\text{T}_{B4} (7 \text{ D } 16) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 1717,19 \text{ kN}$$

Step 5 : Menghitung gaya geser atas HKB

1. Gaya geser (Vu) atas inti HKB arah X

$$V_{ux} = T_{B1} + T_{B3} - V_{u \text{ kolom-x}}$$

$$= 1717,19 + 981,25 - 207,768$$

$$= 2490,669 \text{ kN}$$

2. Gaya geser (V_u) atas inti HBK arah Y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= T_{B2} + T_{B4} - V_{u \text{ kolom-y}} \\ &= 981,25 + 1717,19 - 207,768 \\ &= 2490,669 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u \text{ Pakai} = 2490,669 \text{ kN}$$

Step 6 : Menghitung V_{ijin} dari HBK

Perhitungan geser ijin sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.7.4 persamaan, yang dipakai tergantung dengan total balok yang mengekang atas sisi kolom. Dalam hal ini ada 4 kolom yang mengekang jadi perhitungan lengkap terkait geser ijinnya ialah atas berikut:

$$\begin{aligned} V_{ijin} &= 1,7 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j \\ &= 1,7 \cdot \sqrt{25} \cdot (700 \times 700) \\ &= 4165 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$V_u < V_{ijin}$$

$$2490 \text{ kN} < 4165 \text{ kN} \quad (\text{sesuai persyaratan})$$

Step 7 : Menghitung tulangan geser HBK

atas Tahap ini akan segera ditentukan nilai dari diameter tulangan dan jarak yang dipakai dalam HBK struktur SRPMK. guna itu terlebih dahulu harus dihitung nilai geser yang disumbangkan oleh beton (V_c). Rumus V_c akan menggunakan persamaan sesuai pasal 11.2.1.2

$$\begin{aligned} N_u &= 1646,42 \text{ kN} \\ d &= 660 \text{ mm} \\ \lambda &= 1 \\ V_c &= 0,17 \left(1 - \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b d \\ &= 0,17 \left(1 - \frac{1646,42}{14 \cdot 490000} \right) 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 700 \cdot 660 \\ &= 94,249 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung nilai V_s

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{2490,669}{0,75} - 94,249$$

$$= 3226,644 \text{ kN} = 3226643,554 \text{ N}$$

berikutnya menghitung luasan tulangan geser, dengan menetapkan langsung jarak sengkang setotal $s = 90 \text{ mm}$ dan mutu tulangan diasumsikan 400 Mpa . Maka luasan yang diperlukan atas berikut.

$$s = 90 \text{ cm}$$

$$f_{yt} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_{ys} \cdot d}$$

$$= \frac{3226643,554 \cdot 90}{400 \cdot (700 - 40)}$$

$$= 1099,992 \text{ mm}^2$$

Dicoba dengan D16 mm

$$A_s \text{ 16 mm} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2$$

$$= 200,96 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_v}{A_{16\text{mm}}}$$

$$= \frac{1099,992}{200,96}$$

$$= 5,47 \approx 6 \text{ kaki}$$

jadi dipakai

$$A_v \text{ 6 D 16} = 1205,76 \text{ mm}^2$$

Cek kekuatan dengan tulangan baru

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d}{s}$$

$$= \frac{1205,76 \cdot 400 \cdot (700 - 40)}{90}$$

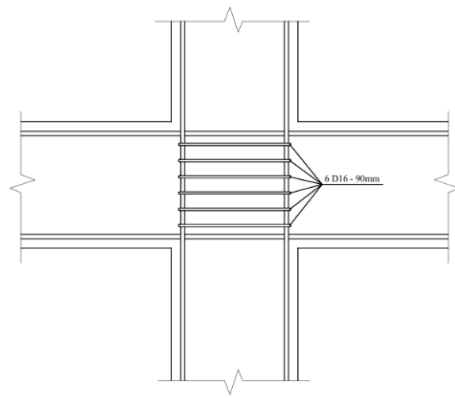
$$= 3536896 \text{ N}$$

jadi

$$\phi V_n > V_u$$

$$\phi \cdot (V_s + V_c) > V_u$$

$$2723,36 \text{ kN} > 2490,669 \text{ kN} \quad (\text{sesuai syarat})$$



Gambar 5. 40 Detail tulangan HBK dari Struktur SRPMK

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.5 Perhitungan *Diaphragm Wall*

Dinding Basement direncanakan secara rinci dari *preliminary design* hingga analisa stabilitas dinding dengan menggunakan software PLAXIS.

1. Preliminary design

Perhitungan diawali dengan penentuan parameter-parameter pendukung seperti data tanah, dan juga perencanaan awal/*preliminary design* guna mempermudah perencanaan.

a. Data Tanah

Data tanah yang dipakai dalam perencanaan basemen punya 3 lapisan tanah yakni tanah lempung dengan kedalaman 0 – 0,6m, tanah lanau 0,6 – 1,2m, tanah pasir atast di kedalaman 1,2 – 1,6m.

Tabel 5.74 Data Tanah

H(m)	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	Jenis Tanah
0.0	0	0	-
0.2	5	490	Lempung sangat lunak
0.4	15	1470	lempung lunak
0.6	10	980	lempung sangat lunak
0.8	60	5880	lanau berpasir sedang
1.0	45	4410	lanau berlempung sedang
1.2	110	10780	pasir berlanau sangat atast
1.4	145	14210	pasir sangat atast
1.6	175	17150	pasir berlanau keras

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

b. Korelasi nilai tahanan konus (qc) atas parameter plaxis

Parameter-parameter plaxis ditentukan dengan korelasi atas nilai tahanan konus (qc).

- Penentuan parameter E_{ref} .

Trofimenkov (1974) korelasi guna nilai modulus elastisitas atas pasir dan lempung ditentukan atas berikut.

$$E_s = 3q_c \text{ (Pasir)}$$

$$E_s = 7q_c \text{ (Lempung)}$$

- Penentuan parameter sudut geser dalam ϕ ($^{\circ}$)

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.75 korelasi parameter sudut geser dalam ϕ ($^{\circ}$)

Jenis Tanah	ϕ ($^{\circ}$)
Lempung sangat lunak	$19^{\circ} - 24^{\circ}$
Lempung lunak	$19^{\circ} - 29^{\circ}$
Lanau pasir sedang	$27^{\circ} - 31^{\circ}$
Pasir - pasir sangat atast	$35^{\circ} - 42^{\circ}$

(Sumber: Lunne dkk,1997)

- Penentuan parameter C_{ref} (kN/m^2)

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.76 Hubungan diantara konsistensi dengan tekanan konus

Konsistensi	Tekanan Konus q_c (kg/cm^2)	Undrained Cohesion (T/m^2)
Sangat Lunak	$< 2,5$	$< 1,25$
Lunak	$2,5 - 5,0$	$1,25 - 2,50$
Kaku sedang	$5,0 - 10,0$	$2,50 - 5,0$
Kaku	$10,00 - 20,00$	$5,0 - 10,0$
Sangat Kaku	$20 - 40$	$10,0 - 20,0$
Keras	> 40	> 20

(Sumber: Begeman,1965)

- Penentuan Parameter γ_{unsat} dan γ_{sat}

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.77 Parameter γ_{unsat} dan γ_{sat}

Jenis Tanah	γ_{unsat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)
Lempung	8	14
Lanau	16	18
Pair atast	19	21

(Sumber: Look, 2007)

- Penentuan parameter Posion Rasio (v)

Parameter ini ditentukan sesuai tabel berikut ini.

Tabel 5.78 nilai representatif parameter poison rasio

Jenis Tanah	Poisson ratio
Pasir lepas (Gembur)	0,2-0,4
Pasir sedang	0,25-0,4
Pasir atast	0,3-0,45
Pasir Lanau	0,3-0,4
Tanah Lempung	0,15-0,25
Lempung Sedang	0,2-0,5

(Sumber : Das, 2010)

- Penentuan parameter sudut dilatasi (ψ)

Menurut Das (2010), Sudut dilatasi atas umumnya ditetapkan sama atas nol guna analisa tak terdrainase dan ($\phi' - 30^\circ$) guna analisa terdrainase.

- Penentuan parameter R_{inter}

Tanah lempung $R_{inter} = 0,5$

Tanah Lanau R_{inter} = dimodelkan rigit

Tanah Pasr = 0,7

Hasil penentuan parameter-parameter plaxis dirangkum atas tabel berikut ini.

Tabel 5.79 Hasil Penentuan Parameter Plaxis

H(m)	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	Jenis Tanah	E _{ref} (kN/m ²)	ϕ (°)	C _{ref} (kN/m ²)	γ_{unsat}	γ_{sat}	v	ψ	R_{inter}
0.0	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	5	490	Lempung sangat lunak	3430	19	24,52	8	14	0,15	0	0,5
0.4	15	1470	lempung lunak	10290	25	73,55	8	14	0,33	0	0,5
0.6	10	980	lempung sangat lunak	6860	19	49,03	8	14	0,33	0	0,5
0.8	60	5880	lanau berpasir sedang	41160	27	205,94	16	18	0,3	0	rigit
1.0	45	4410	lanau berlempung sedang	30870	22	205,94	16	21	0,3	0	rigit
1.2	110	10780	pasir berlanau sangat atast	32340	38	205,94	19	21	0,3	8	0,7
1.4	145	14210	pasir sangat atast	42630	39	205,94	19	21	0,3	9	0,7
1.6	175	17150	pasir berlanau keras	51450	40	205,94	19	21	0,3	10	0,7

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

c. *Diaphragm Wall*

Panjang dinding penahan tanah diasumsikan sedalam 4,5 m. berikutnya dilaksanakan perencanaan awal / *preliminary design* guna parameter-parameter lainnya atas berikut:

Tinggi	= 4,5 m
Tebal	= 0,5 m
Luas Penampang (A)	= 0,5 m ²
Inersia Penampang (I)	= 0,046875 m ⁴
Mutu Beton (f'c)	= 40 Mpa
Mutu Baja (fy)	= 410 Mpa
Modulus Elastisitas beton (E)	= 4700 √f'c
	= 4700 √40
	= 29725,41 kN/m ²
EA	= E x A
	= 29725,41 x 0,5
	= 18000000
EI	= E x I
	= 29725,41 x 0,046875
	= 375000
Berat Dinding	= 12,157 kN/m ²

d. *Pembebanan*

Beban yang terjadi atas perencanaan ini ialah beban mati dari struktur *diaphragm wall* itu sendiri dan beban hidup yang tersusun atas beban akibat tanah, air dan beban diatas tanah (*surchage*).

Beban diatas tanah (*surchage*).

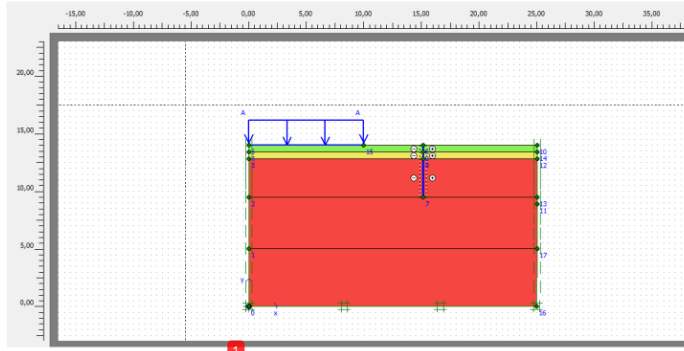
Beban Jalan Raya (q)	= 10 kN/m ²
Lebar jalan	= 10 m
Jarak ke dinding	= 5 m

2. *Analisa Stabilitas*

Analisa stabilitas dinding dilaksanakan guna mengetahui apakah suatu struktur dinding penahan tanah sudah sesuai syarat yang berlaku ataupun belum. Dimana defleksi Maksimum < Defleksi ijin (1 inci).

a. *Input Parameter*

Penginputan atas plaxis dilaksanakan dengan ¹ membuat geometri lapisan tanah, struktur dan mendefinisikan material-material serta parameter-parameter yang sudah ditentukan sebelumnya.



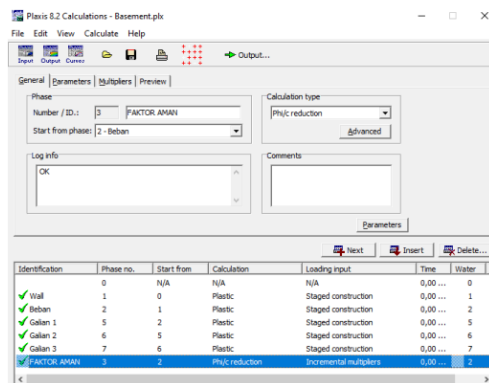
¹ Gambar 5. 41 *Geometri Input* atas Program Plaxis V.8.2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Lapisan Tanah atas perencanaan basemen ini ada tiga yakni tanah lempung dengan kedalaman 0 – 0,6m, tanah lanau 0,6 – 1,2m, dan tanah pasir atast di kedalaman 1,2 – 14,5m.

b. *Calculation* ataupun Kalkulasi

Kalkulasi dilaksanakan dengan beberapa tahapan atas setiap fase kalkulasi yang mempresentasikan pekerjaan atas kondisi sesungguhnya.



Gambar 5. 42 Calculation dengan program bantu Plaxis V.8.2

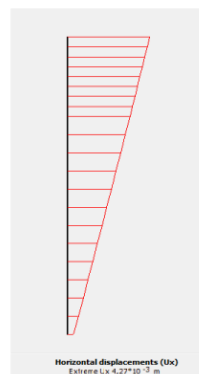
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Hasil analisis program plaxis menyatakan bahwasanya setiap fase yang dianalisis mendapat centang hijau ✓ yang artinya model diaphragm wall yang direncanakan dapat dipakai. guna syarat defleksi mengacu atas **SNI 8460:2017 Pasal 10.3.8.2 Hal 213.**

Defleksi maksimum = 4,27 mm

Defleksi ijin 0,5%h = 22,5 mm

Defleksi maks < defelsi ijin SNI 8460:2017 (sesuai syarat)



Gambar 5.43 Defleksi Maksimum program bantu Plaxis V.8.2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

3. Perhitungan Penulangan

Perhitungan tulangan atas basemen mengacu atas peraturan perhitungan beton bertulang SNI 2847:2019 tentang persyaratan beton struktural bangunan gedung.

a. Perhitungan nilai M_R

Diketahui

Mutu beton (f'_c)	= 40 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 410 Mpa
b	= 1000 mm
D_{tul}	= 22 mm
d	= $h - t_s - 1/2 D$
	= 414 mm
ϕ	= 0,9 (guna lentur terkendali tarik)

Mencari nilai β_1 (SNI 2847:2019) Tabel 22.2.2.4.3 Hal 478

guna f_c 28 Mpa < f_c < 55 Mpa dipakai persamaan dibawah ini:

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 ((f'_c - 28)/7) \geq 0,65 \\ &= 0,85 - 0,05 ((40 - 28)/7) \geq 0,65 \\ &= 0,764 \geq 0,65 \text{ OK}\end{aligned}$$

Mencari nilai ρ_b dan ρ_{max} : (SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2 Hal 189)

$$\begin{aligned}\rho_b &= (0,25 \cdot \sqrt{f_c}) / f_y \\ &= (0,25 \cdot \sqrt{40}) / 410 \\ &= 0,038\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,038 \\ &= 0,0285\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_R &= \frac{1}{\phi} \rho_{max} \cdot f_y \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_{max} \cdot f_y}{f'_c} \right) \cdot b \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{0,9} 0,0285 \cdot 410 \left(1 - 0,59 \cdot \frac{0,0285 \cdot 410}{40} \right) \cdot 1000 \cdot 414^2 \\ &= 1.839.967.423 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

b. Tulangan Vertikal

tulangan vertikal direncanakan menggunakan hasil momen dari program bantu Plaxis V.8.2.

$$\begin{aligned}M_u &= 10,1 \text{ kN/m/m} \\ &= 10.100.000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Cek $M_u \leq \phi M_R$

$$10.100.000 \text{ Nmm} < 0,9 \cdot 1.839.967.423$$

$$10.100.000 \text{ Nmm} < 1.655.970.680 \text{ (sesuai syarat)}$$

Maka tidak diperlukan tulangan tekan.

Menentukan rasio kekuatan material:

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2m \cdot M_n}{f_y \cdot b \cdot d^2} \right)} \right) \\ \frac{57}{m} &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\ &= \frac{410}{0,85 \cdot 40} \\ &= 12,0588\end{aligned}$$

Menentukan Rasio tulangan:

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi \\ &= 11.222.222,22 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2m \cdot M_n}{f_y \cdot b \cdot d^2} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{12,059} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 12,059 \cdot 11.222.222,22}{410 \cdot 1000 \cdot 414^2} \right)} \right) \\ &= 0,0019276\end{aligned}$$

Disebabkan nilai mutu baja $f_y < 420 \text{ Mpa}$, maka nilai $\rho_{min} = 0,002$

sebab nilai $\rho <$ dari ρ_{min} jadi nilai yang dipakai atas rasio tulangan ialah $\rho = \rho_{min}$

Menentukan luas tulangan yang diperlukan (A_s):

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ d_y &= h - t_s - D - 1/2D \\ &= 392 \text{ mm} \\ A_s &= 784 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan spasi tulangan:

Harus kurang atas $3h$ dan 450 mm SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 Hal 126

$$3h = 1500 \text{ mm}$$

Dan 450 mm

S pakai 200 mm

Menentukan total tulangan:

Direncanakan menggunakan tulangan D22 jadi kebutuhan tulangan ialah :

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$A_s \text{ Tul.} = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2$$

$$= 379,94 \text{ mm}^2$$

$$A_s / A_s \text{ Tul} = \frac{784}{379,94}$$

$$= 2,0635$$

$$= 3 \text{ buah/m}$$

Maka dipakai tulangan D22 – 200 mm

c. Tulangan Horizontal

Tulangan horizontal diperlukan sebab efek susut beton oleh temperatur. atas mutu tulangan $f_y < 420 \text{ Mpa}$, maka dapat dihitung atas berikut.

Menentukan luas tulangan yang diperlukan:

$$A_g = 500000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = f_y < 420, \text{ maka } A_s = 0,002 A_g$$

$$= 0,002 \cdot 500000$$

$$= 1000 \text{ mm}^2$$

Menentukan total tulangan:

Direncanakan menggunakan tulangan D22

$$A_s \text{ tul} = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$A_s / A_s \text{ tul} = 2,632$$

$$= 3 \text{ buah/m}$$

d. Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser dilaksanakan sesuai hasil nilai V_u yang didapatkan menggunakan program bantu Plaxis V 8.2

$$V_u = 24,11 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d) \\
 \phi V_c &= 0,75 (0,17 \cdot 1,0 \sqrt{40} \cdot 1000 \cdot 414) \\
 &= 333841,653 \text{ N} \\
 &= 333,842 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek syarat $\phi V_c > V_u$

$$333,842 \text{ kN} > 24,11 \text{ kN} \quad (\text{sesuai syarat})$$

e. **Kontrol Uplift**

Uplift ataupun buoyancy ialah gaya tekanan air tanah keatas yang diakibatkan terangkatnya suatu struktur dalam tanah akibat dampak dari tekanan air keatas yang lebih besar dari atas berat struktur itu. Daya dukung tanah melawan gaya uplift ialah gesekan diantara struktur dengan tanah yang ada disekitarnya ditambah dengan berat struktur itu sendiri. (Kurniawan, 2017)

Besaran beban uplift ialah perbedaan tinggi muka air dikalikan dengan volume air. jadi besaran tekanan yang mengangkat seluruh bagian dinding basement ialah atas berikut:

$$\begin{aligned}
 F &= (h_{\text{air}} - h_{\text{dasar}}) \times \gamma_w \\
 h_{\text{air}} &= 5 \text{ m} \\
 h_{\text{dasar}} &= 4,5 \text{ m} \\
 \gamma_w &= 1 \text{ t/m}^3 \\
 F &= (5 - 4,5) \text{ m} \times 1 \text{ t/m}^3 \\
 &= 0,5 \text{ t/m}^2 \\
 \Sigma F &= 0,5 \cdot 168 \text{ (lebar basemen)} \\
 &= 84 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Beban uplift yang harus ditahan oleh struktur ialah setotal 84 t/m.

Besar gaya friksi dari Diaphragm Wall dapat dikalkulasikan menggunakan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_u &= (2LH + 2BH) \times C_u \\
 L &= 1 \text{ m} \\
 B &= 0,5 \text{ m} \\
 H &= 4,5 \text{ m} \\
 C_u &= 205,94 \text{ kN/m}^2 \\
 &= (2 \cdot 1 \cdot 4,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 4,5) \cdot 205,94
 \end{aligned}$$

$$= 2780,185 \text{ kN}$$

$$= 283,495 \text{ t/m}$$

1

Perhitungan gaya tahanan yang diakibatkan oleh berat struktur ialah dengan mengalikan Volume/m' struktur dengan berat jenis beton jadi didapatkan hasil atas berikut.

Berat/m' Diaphragm Wall.

$$\text{Luas dinding} = 4,5 \text{ m}^2$$

$$W = 12,157 \cdot 4,5$$

$$= 50,707 \text{ kN}$$

$$= 5,578 \text{ t/m}$$

jadi gaya penahan uplift total:

$$Q_{all} = (Q_u + W)/SF$$

$$= (283,495 + 5,578)/3$$

$$= 96,358 \text{ t/m}$$

Kontrol uplift $\sum F < Q_{all}$

$$84 \text{ t/m} < 96,358 \text{ t/m} \quad (\text{sesuai syarat})$$

5.6.6 Perhitungan Pondasi

Perhitungan pondasi dilaksanakan dengan beberapa tahapan atas berikut.

Diketahui.

f_c'	= 30 Mpa
f_y	= 400 Mpa
D	= 300 (dimensi tiang pancang persegi)
Kolom	
b	= 700 mm
h	= 700 mm
Dtul	= 22 mm

Tabel 5.80 Tabel output Gaya-gaya dalam *joint reaction* ETABS

Tidak terfaktor			Satuan	Terfaktor			Satuan
P	1362,87	139,01	ton	P (1,2D+1,6L)	1646,42	167,934	ton
Mux	30,4215	3,103	ton	Mux (1,2D+1,6L)	36,5213	3,725	ton
Muy	35,2007	3,590	ton	Muy (1,2D+1,6L)	42,2913	4,314	ton

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Step 1. Menentukan daya dukung ijin tekan:

Daya dukung ijin dihitung dari nilai q_c sondir dengan persamaan berikut.

q_{ijin}	= $(k \cdot q_c) / FS$
q_c	= 17150 kN/m ²
k	= 0,4 (pasir atast)
FS	= 3
q_{ijin}	= $(0,4 \cdot 17150) / 3$
	= 2286,67 kN/m ²
	= $2286,67 / (1,65 \cdot 1,65)$ Asumsi awal luas plat
	= 839,91 kN
q_{ijin}	= 85,6 ton

Step 2. Menentukan total tiang, panjang penyalur, dan dimensi pile cap:

Nilai P_u dipakai tidak terfaktor.

P_u	= 139,01 ton
q_{ijin}	= 85,6 ton
n	= P_u / q_{ijin}
	= 1,62 $\approx$ 2 titik

Jarak antar tiang (as ke as).

Syarat. $2,5D \leq S \leq 4D$

D = 300 mm (dimensi tiang pancang persegi)

S = 750 mm

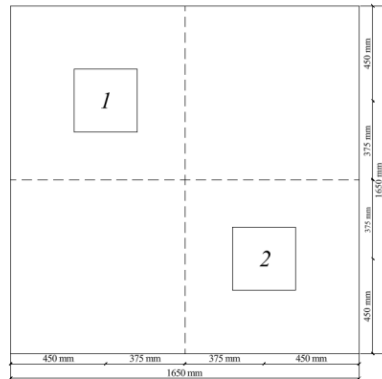
$750 \leq 750 \leq 1200$ (sesuai syarat)

Jarak antar tiang ketepi pile cap.

Syarat. $1,5D \leq S1 \leq 2D$

S = 450mm

$450 \leq 450 \leq 600$ (sesuai syarat)



Gambar 5.44 Rencana dimensi pile cap tiang pancang persegi

(Sumber: Analisa penulis,2025)

Panjang penyaluran.

Panjang penyaluran kondisi Tarik.

$$\begin{aligned}
 ld &= \left(\frac{0,24 f_y \Psi_t \Psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f_{ci}}} \right) d_b \\
 &= \left(\frac{0,24 \cdot 400 \cdot 1,1}{1,7 \cdot 1 \cdot \sqrt{30}} \right) 22 \\
 &= 945,089 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka panjang penyaluran kondisi Tarik ialah 945,089 mm. bila ³ besaran ld terlalu besar, maka atas alternative bisa dipilih panjang penyaluran berupa kait standar (hanya khusus batang Tarik).

Panjang penyaluran kait standar.

Diambil nilai terbesar dari:

$$\begin{aligned} l_{dh} &= \left(\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b \\ &= \left(\frac{0,24 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{1 \cdot \sqrt{30}} \right) 22 \\ &= 226,822 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_d &= 8 d_b \\ &= 8 \cdot 22 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil nilai terbesar} = 226,826 \text{ mm}$$

Parameter sisi dalam bengkokan = 6 db

$$\begin{aligned} &= 6 \cdot 22 \\ &= 123 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan (tulangan menerus kolom ke pondasi)

$$\begin{aligned} l_{dc} &= \left(\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b \\ &= \left(\frac{0,24 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{1 \cdot \sqrt{30}} \right) 22 \\ &= 226,822 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{dc} &= 0,043 \cdot f_y \cdot \Psi_r \cdot d_b \\ &= 0,043 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 22 \\ &= 378,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{dc} = 200 \text{ mm}$$

diambil nilai terbesar yakni 378,4 mm. maka panjang penyaluran tekan yang diperlukan oleh tulangan kolom dipakai **380 mm**.

Menentukan ketebalan pelat:

sesuai SNI 2847:2019; Pasal 13.4.2.1; Hal 267, tinggi efektif (d) pile cap harus lebih besar sama atas 300 mm. selain itu perlu mempertimbangkan parameter lain, yakni panjang penyaluran yang diperlukan oleh tulangan kolom yakni setotal 380 mm. jadi ketebalan pile cap setotal **h = 500mm**

Evaluasi ulang total tiang pancang:

Evaluasi dilaksanakan lagi sebab adanya tambahan beban yang belum terhitung yakni beban dari berat sendiri pile.

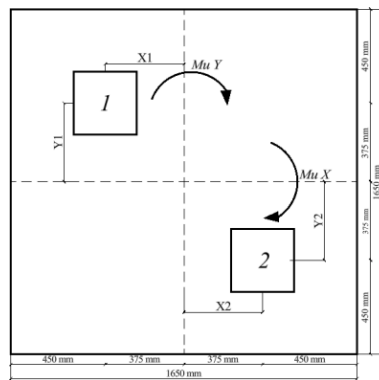
$$\begin{aligned}
 P &= 1,65 \text{ m} \\
 L &= 1,65 \text{ m} \\
 P_u &= (P.L.H.Bj \text{ beton}) + P_u \text{ awal} \\
 &= (1,65.1,65.0,5) + 1362,87 \\
 &= 1395,5443 \text{ kN} \\
 &= 142,354 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

total tiang pancang baru

$$\begin{aligned}
 n &= P_u / P_{ijin} \\
 &= 142,354 / 85,6 \text{ ton} \\
 &= 1,663 \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Step 3. Menentukan gaya tekan atas tiang pancang

Gaya dalam yang dipakai ialah gaya dalam tak berfaktor. Mekanisme beban yang berkerja atas pondasi dapat dilihat atas gambar berikut.



Gambar 5.45 Mekanisme beban luar yang bekerja atas pondasi

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

atas tahap ini, gaya tekan yang diterima tiang pancang akan dihitung dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 P_i &= \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum Y^2} \\
 \text{Tiang pancang no.1} &= \frac{P_u}{n} - \frac{M_y X_1}{\sum X^2} - \frac{M_x Y_1}{\sum Y^2} \\
 &= \frac{142,345}{2} - \frac{3,590 \cdot 0,375}{0,28125} - \frac{3,103 \cdot 0,375}{0,28125}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 62,248 \text{ ton} \\
 \text{Tiang Pancang no. 2} &= \frac{P_u}{n} + \frac{M_y X_2}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_2}{\sum Y^2} \\
 &= \frac{142,345}{2} + \frac{3,590 \cdot 0,375}{0,28125} + \frac{3,103 \cdot 0,375}{0,28125} \\
 &= 80,097 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Besaran gaya yang diterima tiang pancang:

$$P1 = 62,248 \text{ ton}$$

$$P2 = 80,097 \text{ ton}$$

Step 4. Cek Kapasitas tiang pancang

Tahap ini dilaksanakan guna memeriksa syarat kapasitas tiang pancang atas beban yang dipikul tiang. Tahap ini akan dibagi dua yakni kapasitas per unit tiang dan kapasitas kelompok.

Cek Kapasitas per-unit tiang pancang.

Besaran gaya yang diambil ialah gaya terbesar.

$$P_{\max} = 80,097 \text{ ton}$$

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}}$$

$$80,097 \text{ ton} < 85,6 \text{ ton} \quad (\text{sesuai syarat})$$

Cek kapasitas kelompok.

$$\begin{aligned}
 \eta &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\
 m &= 2 \\
 n &= 1 \\
 D &= 300 \text{ mm} \\
 S &= 750 \text{ mm} \\
 \theta &= \arctan \left(\frac{D}{S} \right) \\
 &= \arctan (0,3/0,75) \\
 &= 0,381 \\
 \eta &= 1 - 0,381 \frac{(1-1)2 + (2-1)1}{90 \cdot 2 \cdot 1} \\
 &= 0,998
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek syarat } n \cdot P_{\text{ijin}} \cdot \eta > P_u$$

$$170,874 > 139,013 \quad (\text{sesuai syarat})$$

Step 5. Analisis Punching shear

Perhitungan arah x

$$\begin{aligned}d_x &= h - t_s - (D/2) \\&= 500 \text{ mm} - 75 - (22/2) \\&= 414 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_y &= h - t_s - D - (D/2) \\&= 500 - 75 - 22 - (22/2) \\&= 392 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif (d)} &= (d_x + d_y)/2 \\&= 403 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan geser ultimate (V_u)

Menggunakan gaya dalam terfaktor.

Aksi dua arah :

$$\begin{aligned}V_u &= (P_u / A_{\text{pelat}}) \cdot A_{\text{eff}} \\A_{\text{eff}} &= \text{luasan pelat} - \text{luasan kritis} \\&= (1,65 \cdot 1,65) - (1,006 \cdot 1,006) \\&= 1,710 \text{ m}^2 \\V_u &= (167,934 / (1,65 \cdot 1,65)) \cdot 1,710 \\&= 105,508 \text{ ton} \approx 1035034 \text{ N}\end{aligned}$$

Aksi satu arah :

$$\begin{aligned}V_u &= (P_u / A_{\text{pelat}}) \cdot A_{\text{eff}} \\A_{\text{eff}} &= \text{luasan pelat} - \text{luasan kritis} \\&= 1,65 - 0,169 \\&= 0,27885 \text{ m}^2 \\V_u &= (167,934 / (1,65 \cdot 1,65)) \cdot 0,27885 \\&= 17,2 \text{ ton} \approx 168737 \text{ N}\end{aligned}$$

Analisa nominal punching atas kondisi dua arah.

$$\begin{aligned}b_0 &= 4 \cdot (1006) \\&= 4212 \text{ mm (keliling critical section)} \\ \beta &= 700/700 \\&= 1 \\ a_s &= 40 \text{ (posisi kolom ditengah pelat pondasi)}\end{aligned}$$

Persamaan 1

$$\begin{aligned} V_c &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 4212 \cdot 403 \\ &= 3.213.772 \text{ N} \end{aligned}$$

Persamaan 2

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 4212 \cdot 403 \\ &= 3.311.160 \text{ N} \end{aligned}$$

Persamaan 3

$$\begin{aligned} V_c &= 0,0083 \left(\frac{a_s d}{b_0}\right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,0083 \cdot \left(\frac{40.353}{4212}\right) 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 4212 \cdot 403 \\ &= 1.623.953 \text{ N} \end{aligned}$$

Nilai V_c diambil yang terkecil yakni **$V_c = 1.623.953 \text{ N}$**

Syarat. $\phi V_c \geq V_u$

$$0,75 \cdot 1.623.953 \geq 1.035.034$$

$$1.217.965 \text{ N} \geq 1.035.034 \quad (\text{sesuai syarat})$$

Analisa atas kondisi satu arah.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f'c'} b d \\ &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 1.65 \cdot 0,306 \\ &= 619.153,8 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat. $\phi V_c \geq V_u$

$$0,75 \cdot 619.153 \geq 1.035.034$$

$$464.365 \text{ N} \geq 168.737 \text{ N} \quad (\text{sesuai syarat})$$

Step 6. Desain Tulangan Lentur pile cap

Perhitungan diawali dengan menghitung besar momen ultimate yang diterima pile cap. Perlu diperhatikan atas tahap ini beban yang dipakai ialah beban ultimate terfaktor. Artinya perhitungan atas step 3 harus dihitung ulang.

$$P_u (\text{terfaktor}) = 167,934 \text{ ton}$$

$$M_{ux} (\text{terfaktor}) = 3,725 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Muy (terfaktor)} &= 4,314 \text{ ton} \\
 P_i &= \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum Y^2} \\
 \text{Tiang pancang no.1} &= \frac{P_u}{n} - \frac{M_y X_1}{\sum X^2} - \frac{M_x Y_1}{\sum Y^2} \\
 &= \frac{167,934}{2} - \frac{3,725 \cdot 0,375}{0,28125} - \frac{4,314 \cdot 0,375}{0,28125} \\
 &= 73,248 \text{ ton} \\
 \text{Tiang Pancang no. 2} &= \frac{P_u}{n} + \frac{M_y X_2}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_2}{\sum Y^2} \\
 &= \frac{167,934}{2} + \frac{3,725 \cdot 0,375}{0,28125} + \frac{4,314 \cdot 0,375}{0,28125} \\
 &= 94,685 \text{ ton} \\
 \text{Besaran gaya yang diterima tiang pancang.} \\
 P1 &= 73,249 \text{ ton} \\
 P2 &= 94,686 \text{ ton} \\
 \text{Menghitung momen ultimate.} \\
 \text{Analisa Momen My (tulangan arah X)} \\
 \text{a. Momen My arah (+X)} \\
 P_u &= 94,686 \text{ ton} \\
 \text{Gaya dari pile cap (berat sendiri)} \\
 Q &= \text{Vol} \cdot \text{Bj beton} \\
 &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\
 &= 1,6335 \text{ ton} \\
 \text{Momen ultimate} \\
 M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\
 &= (94,686 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\
 &= 34,833 \text{ tm} \\
 &= 348.333.107,3 \text{ Nmm} \\
 \text{b. Momen My arah (-X)} \\
 P_u &= 73,249 \text{ ton} \\
 \text{Gaya dari pile cap (berat sendiri)} \\
 Q &= \text{Vol} \cdot \text{Bj beton} \\
 &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\
 &= 1,6335 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\ &= (73,249 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\ &= 26,794 \text{ tm} \\ &= 267.944.255,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil momen } M_y \text{ terbesar} = 348.333.107,3 \text{ Nmm}$$

Analisa Momen M_x (tulangan arah Y)

c. Momen M_y arah (+Y)

$$P_u = 73,249 \text{ ton}$$

Gaya dari pile cap (berat sendiri)

$$\begin{aligned} Q &= \text{Vol} \cdot B_j \text{ beton} \\ &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\ &= 1,6335 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\ &= (73,249 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\ &= 26,794 \text{ tm} \\ &= 267.944.255,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

d. Momen M_y arah (-X)

$$P_u = 94,686 \text{ ton}$$

Gaya dari pile cap (berat sendiri)

$$\begin{aligned} Q &= \text{Vol} \cdot B_j \text{ beton} \\ &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\ &= 1,6335 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\ &= (94,686 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\ &= 34,833 \text{ tm} \\ &= 348.333.107,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil momen } M_y \text{ terbesar} = 348.333.107,3 \text{ Nmm}$$

Menghitung tulangan lentur pile cap.

- Tulangan X (M_y)

$$M_y = 267.944.255,3 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / \phi$$

$$= 267.944.255,3 \cdot 0,9$$

$$= 297715839,2 \text{ Nmm}$$

$$R_n = M_n / (b \cdot d \cdot x^2)$$

$$= 297715839,2 / (1000 \cdot 414^2)$$

$$= 1,737$$

$$m = f_y / (0,85 \cdot f_c')$$

$$= 400 / (0,85 \cdot 30)$$

$$= 15,686$$

$$\text{Rasio tulangan } \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,737}{400}} \right)$$

$$= 0,004501$$

$$\rho_{\min} = 0,002 \text{ (} f_y < 420 \text{)}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0045$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot x$$

$$= 0,0045 \cdot 1000 \cdot 414$$

$$= 1863,596 \text{ mm}^2$$

Penentuan batas spasi tulangan pelat mengacu atas SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3

Hal 126. Nilai spasi harus kurang atas.

$$3h = 2100 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

$$\text{dipakai} = 175 \text{ mm}$$

$$A_s = 1000 / s \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 1000 / 175 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2$$

$$= 2171,086 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_s > A_{s \text{ awal}}$

$$2171,086 > 1863,596 \text{ mm}^2 \quad (\text{sesuai syarat})$$

Maka dipakai tulangan lentur D22 – 175 mm

- Tulangan Y (M_x)

$$M_x = 348.333.107,3 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \phi \\
 &= 348.333.107,3 \cdot 0,9 \\
 &= 387.036.785,8 \text{ Nmm} \\
 R_n &= M_n / (b \cdot d^2) \\
 &= 387.036.785,8 / (1000 \cdot 392^2) \\
 &= 2,519 \\
 \frac{1}{m} &= f_y / (0,85 \cdot f_c') \\
 &= 400 / (0,85 \cdot 30) \\
 &= 15,686 \\
 \text{Rasio tulangan } \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 2,519}{400}} \right) \\
 &= 0,006643 \\
 \rho_{\min} &= 0,002 \text{ (} f_y < 420 \text{)} \\
 \rho_{\text{pakai}} &= 0,00664 \\
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d_y \\
 &= 0,00664 \cdot 1000 \cdot 392 \\
 &= 2750,163 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Penentuan batas spasi tulangan pelat mengacu atas ³ SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3

Hal 126. Nilai spasi harus kurang atas.

$$3h = 2100 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

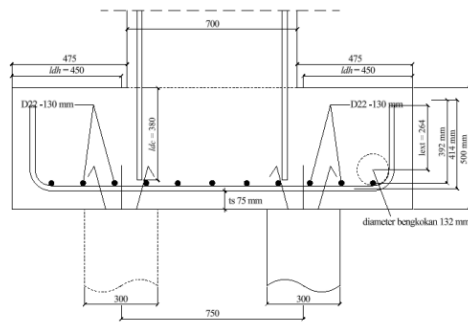
$$\text{dipakai} = 130 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1000 / s \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 1000 / 130 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2 \\
 &= 2922,615 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat $A_s > A_{s \text{ awal}}$

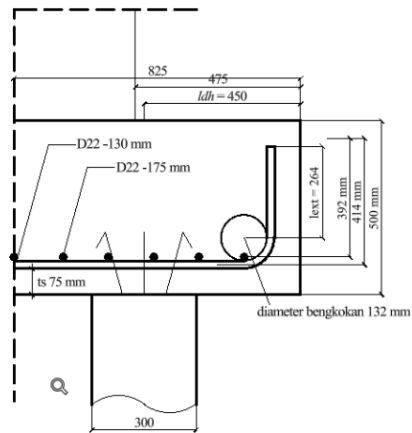
$$2922,615 > 2750,163 \text{ mm}^2 \quad (\text{sesuai syarat})$$

Maka dipakai tulangan lentur D22 – 130 mm



Gambar 5.46 Detail Panjang penyaluran kondisi tekan
(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

As Kolom



Gambar 5.47 Detail Panjang penyaluran kondisi Tarik arah X dan arah Y
(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

BAB 6

KESIMPULAN

15

6.1 Kesimpulan

Kesimpulan dari Hasil perencanaan ulang struktur gedung Mambruk satu basemen 3 lantai ini atas berikut.

1. Hasil Perhitungan Elemen Struktur

- a. Pelat lantai tebal 15 cm dengan tulangan D10 -150mm.
 - b. Dimensi balok yang diubah dari balok baja WF ke Balok beton bertulang bervariasi yakni, Balok B1 (30 cm x 70 cm) didapatkan tulangan $A_{stumpuan}$ 7D25 $A_{s'tumpuan}$ 4D25, $A_{slapangan}$ 4D25, dan $A_{s'lapangan}$ 7D25. Balok B2 (30 cm x 60 cm) didapatkan tulangan $A_{stumpuan}$ 7D22 $A_{s'tumpuan}$ 4D22, $A_{slapangan}$ 4D22, dan $A_{s'lapangan}$ 6D22. Balok B3 (30 cm x 50 cm) didapatkan tulangan $A_{stumpuan}$ 6D22 $A_{s'tumpuan}$ 4D22, $A_{slapangan}$ 4D22, dan $A_{s'lapangan}$ 6D22. Balok BA (25 cm x 50 cm) didapatkan tulangan $A_{stumpuan}$ 4D22 $A_{s'tumpuan}$ 2D22, $A_{slapangan}$ 2D22, dan $A_{s'lapangan}$ 4D22.
 - c. Dimensi kolom yang diubah dari kolom baja WF ke kolom beton bertulang bervariasi yakni, Kolom K1 (70 cm x 70 cm) didapatkan tulangan 20D22 dengan rasio tulangan 1,58%. Kolom K2 (60 cm x 60 cm) didapatkan tulangan 16D22 dengan rasio tulangan 1,72%. Kolom K3 (50 cm x 50 cm) didapatkan tulangan 16D19 dengan rasio tulangan 1,82%. Kolom K4 (40 cm x 40 cm) didapatkan tulangan 12D16 dengan rasio tulangan 1,49%. Kolom KL (50 cm x 50 cm) didapatkan tulangan 12D16 dengan rasio tulangan 1,49%.
 - d. Dinding basemen diaphragm wall dirancang dengan korelasi nilai tahanan konus (qc) atas parameter-parameter plaxis. Didapatkan tebal dinding 0,5m, panjang kedalaman dinding 4,5m, serta dipakai tulangan D22-200mm.
 - e. Dimensi Pondasi pile cap didapatkan tebal 1,65m x 1,65m dengan tebal 0,5 m.dengan tulangan lentur D22-175 guna arah X dan D22-130mm guna arah Y , serta punya 2 tiang pancang.
2. Perhitungan Beban gempa sesuai SNI 1726:2019 tabel 16 mendapati bahwasanya prosedur analisis yang diizinkan ialah analisis beban gempa

dengan metode respons spectrum. Metode statik ekuivalen tetap diperhitungkan guna mengetahui nilai skala faktor atas proses input beban gempa desain. Beban gempa sesudah dikalikan faktor skala baru atas berikut.

Vx arah x = 13901,08 kN

Vx arah y = 3308,28 kN

Vy arah x = 5860,12 kN

Vy arah y = 15164,26 kN

3. Struktur gedung dapat menahan simpangan akibat beban gempa desain, atas contoh atas story 4 simpangan yang didapatkan setotal 36,59 mm. namun simpangan izin lantai sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 ialah setotal 46,15 mm. struktur atas gedung ini mengalami ketidakberaturan torsi, jadi perlu sesuai konsekuensi pasal yang ada atas SNI 1726:2019 tabel 13 guna ketidakberaturan horizontal dan tabel 14 guna ketidakberaturan vertikal. atas contoh ketidakberaturan horizontal 1a harus sesuai pasal 11.3.4 dimana eksentrisitas ditetapkan setotal 5%. Perhitungan gempa desain yang dilaksanakan atas struktur yang didesain ulang dapat menahan beban gempa desain dilokasi gedung penelitian.

6.2 Saran

sesuai kendala yang dihadapi penulis selama melakukan penelitian ini. Penulis memberikan saran dalam perencanaan struktur gedung diantara lain.

1. Mengkaji ulang konsekuensi ketidakberaturan torsi atas gedung Mambruk Kota Manokwari, Papua Barat.
2. Evaluasi dampak perubahan struktur gedung yang awalnya menggunakan struktur komposit (baja dan beton) dan didesain ulang menggunakan struktur beton bertulang atas metode pengerjaan dan biaya konstruksi atas gedung Mambruk Kota Manokwari, Papua Barat.
3. Penelitian dapat dilanjutkan dengan menganalisis Plat lantai basemen.
4. Penelitian dapat dilanjutkan dengan menganalisis Atap baja dan tangga.

dd

DAFTAR PUSTAKA

- Ainanda, N., & Putri, N. S. (2022). "Perencanaan Struktur Beton Bertulang guna Gedung Laboratorium Terpadu 5 Lantai."
- Annisa, F. (2023). Redesain Struktur Fakultas Hukum Untirta Sindangsari Dengan Penambahan Lantai. *Universitas Sultan Ageng Tirtayasa*.
- Damayanti, D. A. (2022). *Perencanaan Ulang Struktur Gedung Kantor Pemerintahan Terpadu Kabupaten Brebes*.
- Dwinata, R. H., Untung, D., & Suwarno. (2015). Perencanaan basement gedung parkir apartemmet skyland city education park – bandung. *Jurnal Teknik POMITS*, 1(1), 1–6.
- Hartono, R., Suwarjo, & Nasution, A. E. (2021). Redesain Gedung Kuliah Berlantai Empat Universitas Muara Bungo. *Jurnal Komposits*, 2(1), 36–45.
- Hermawan, O. H., Kurmiawan, A., Santoso, T. H., & Weimintoro. (2021). Redesain perencanaan gedung trasa mart slawi menggunakan struktur beton bertulang. *Sigma Jurnal Teknik Sipil*, 1(2), 1–16.
- Kevin Pramasetya, N., Fadila, R., Sumirin, & Rusli Ahyar, M. (2020). Redesain Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Gedung Dekanat Universitas Wahid Hasyim Semarang. *Konferensi Ilmiah Mahasiswa Unissula (KIMU)* 4, 196–200.
- Liando, F. J., Dapas, S. O., & Wallah, S. E. (2020). Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai. *Jurnal Sipil Statik*, 8(4), 471–482. <https://ejournal.unsrat.ac.id/index.php/jss/article/view/29894>
- Nofrizal, Yurisman, & Apwiddhal. (2015). PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG PERKANTORAN TIGA LANTAI MENGGUNAKAN BETON BERTULANG JALAN BYPASS KOTA atasNG. *Rekayasa Sipil*, XIX(1), 32–44.
- Muhammad Imaduddin, dkk. (2021) Analisa Penulangan Konstruksi Gedung Satu Basemen Empat Lantai.
- Dzaky Alpin Kurniawan. (2017). Perencanaan Dinding Penahan Tanah atas *Basement Midtown Point and Ibis Styles Hotel Jakarta*.
- Das B. M. (2007). Principles of Foundation Engineering, Seventh Edition.
- Nurfrida Nashira Ramadhanti. (2012). Perencanaan Dinding Diafragma guna Basement Apartement The East Tower Essence on Darmawangsa, Jakarta.
- Lunne T, at all. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice

Badan Standarisasi Nasional. 2019. Persyaratan Beton Struktural guna Bangunan Gedung dan Penjelasan (SNI 2847-2019). *Jakarta*.

Badan Standarisasi Nasional. (2019). Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa guna Struktural Bangunan Gedung dan Nongedung (SNI 1726:2019). *Jakarta*.

Badan Standarisasi Nasional. (2020). Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait guna Bangunan Gedung dan Struktural lain (SNI 1727:2020). *Jakarta*.

Lesmana, Yudha. (2020). Handbook Desain Struktur Beton Bertulang sesuai SNI 2847:2019. Edisi pertama.

Lesmana, Yudha. Konsep dan Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Beton Bertulang Tahan Gempa.

Asroni, Ali. (2010). Kolom Fondasi dan Balok T Beton Bertulang. Yogyakarta: Graha Ilmu.

Setiawan, Agus. (2016). Perencanaan Struktur Beton Bertulang sesuai SNI 2847:2013. Jakarta:Erlangga

ORIGINALITY REPORT

24%	23%	6%	13%
SIMILARITY INDEX	INTERNET SOURCES	PUBLICATIONS	STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1	repository.its.ac.id Internet Source	6%
2	dspace.uii.ac.id Internet Source	2%
3	Submitted to Universitas Bung Hatta Student Paper	2%
4	e-journal.uajy.ac.id Internet Source	1%
5	fliphtml5.com Internet Source	1%
6	text-id.123dok.com Internet Source	1%
7	repository.ummat.ac.id Internet Source	1%
8	eprints.untirta.ac.id Internet Source	1%
9	Submitted to Universitas Andalas Student Paper	1%
10	positori.uma.ac.id Internet Source	<1%
11	eprints.itn.ac.id Internet Source	<1%
12	repository.uhn.ac.id Internet Source	<1%

13	Submitted to Program Pascasarjana Universitas Negeri Yogyakarta Student Paper	<1 %
14	herbycalvinpascal.files.wordpress.com Internet Source	<1 %
15	123dok.com Internet Source	<1 %
16	repository.umsu.ac.id Internet Source	<1 %
17	eskripsi.usm.ac.id Internet Source	<1 %
18	Submitted to Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya Student Paper	<1 %
19	search.unikom.ac.id Internet Source	<1 %
20	erepository.uwks.ac.id Internet Source	<1 %
21	repository.ugj.ac.id Internet Source	<1 %
22	repository.ub.ac.id Internet Source	<1 %
23	pt.scribd.com Internet Source	<1 %
24	Submitted to Roger Bacon High School Student Paper	<1 %
25	pdfcoffee.com Internet Source	<1 %
26	Submitted to Forum Perpustakaan Perguruan Tinggi Indonesia Jawa Tengah Student Paper	<1 %

27	Submitted to Université Saint-Esprit Kaslik Student Paper	<1 %
28	eprints3.upgris.ac.id Internet Source	<1 %
29	Submitted to Universitas Sultan Ageng Tirtayasa Student Paper	<1 %
30	Submitted to Sultan Agung Islamic University Student Paper	<1 %
31	Submitted to Politeknik Negeri Bandung Student Paper	<1 %
32	repositorio.ucv.edu.pe Internet Source	<1 %
33	Submitted to Universitas Pancasila Student Paper	<1 %
34	eprints.umm.ac.id Internet Source	<1 %
35	Submitted to Universitas Diponegoro Student Paper	<1 %
36	digilib.polban.ac.id Internet Source	<1 %
37	www.scribd.com Internet Source	<1 %
38	docplayer.info Internet Source	<1 %
39	repository.pnj.ac.id Internet Source	<1 %
40	repository.uib.ac.id Internet Source	<1 %
41	Submitted to Universitas Merdeka Malang Student Paper	

<1 %

42 mafiadoc.com
Internet Source

<1 %

43 edoc.site
Internet Source

<1 %

44 repository.unbari.ac.id
Internet Source

<1 %

45 Submitted to Sriwijaya University
Student Paper

<1 %

46 jurnal.ugj.ac.id
Internet Source

<1 %

47 eprints.unmas.ac.id
Internet Source

<1 %

48 www.researchgate.net
Internet Source

<1 %

49 tekniksipil.umy.ac.id
Internet Source

<1 %

50 repository.usu.ac.id
Internet Source

<1 %

51 Submitted to Fakultas Ekonomi dan Bisnis
Universitas Gadjah Mada
Student Paper

<1 %

52 idoc.pub
Internet Source

<1 %

53 rama.unimal.ac.id
Internet Source

<1 %

54 digilib.unila.ac.id
Internet Source

<1 %

55 www.ejurnal.warmadewa.ac.id
Internet Source

<1 %

56	Submitted to Universitas Islam Indonesia Student Paper	<1 %
57	core.ac.uk Internet Source	<1 %
58	Submitted to Universitas International Batam Student Paper	<1 %
59	Yulius Sovian Pesung, Vector R. R Hutubessy, Herry Henry Roberth. "Perhitungan Struktur Aman terhadap Gempa Gedung Hotel Nunusaku di wilayah Kota Ambon", KOLONI, 2025 Publication	<1 %
60	journal.uwks.ac.id Internet Source	<1 %
61	docobook.com Internet Source	<1 %
62	e-journal.unmas.ac.id Internet Source	<1 %
63	repository.podomorouniversity.ac.id Internet Source	<1 %
64	repository.unja.ac.id Internet Source	<1 %
65	Putri Aru Anjani, Radinal Bakri, Yoga C. V. Tethool. "Structure Design Modification of DPW Nasdem Office Building using Steel Special Moment Resisting Frame", JISTECH: Journal of Information Science and Technology, 2023 Publication	<1 %
66	journal.um-surabaya.ac.id Internet Source	<1 %

67	pdfcookie.com Internet Source	<1 %
68	Jianfeng Chen, Songbo Yu, Jianfeng Xue, Zhenming Shi. "Experimental measurement and numerical computation of geogrid tension in centrifuge modeling", KSCE Journal of Civil Engineering, 2011 Publication	<1 %
69	ojs.umb-bungo.ac.id Internet Source	<1 %
70	qdoc.tips Internet Source	<1 %
71	Submitted to Tabor College Student Paper	<1 %
72	Submitted to Technological Institute of the Philippines Student Paper	<1 %
73	edoc.pub Internet Source	<1 %
74	ojs2.pnb.ac.id Internet Source	<1 %
75	repository.unkris.ac.id Internet Source	<1 %
76	"Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers (ASCE), 2005 Publication	<1 %
77	"Proceedings of the 6th International Conference on Rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering—Volume 1", Springer Science and Business Media LLC, 2025 Publication	<1 %

78	Submitted to Fakultas Ekonomi Universitas Indonesia Student Paper	<1 %
79	Submitted to Universidad Católica de Santa María Student Paper	<1 %
80	fr.scribd.com Internet Source	<1 %
81	jetbis.al-makkipublisher.com Internet Source	<1 %
82	vdocuments.com.br Internet Source	<1 %
83	www.coursehero.com Internet Source	<1 %
84	etd.umy.ac.id Internet Source	<1 %
85	fdocuments.net Internet Source	<1 %
86	hdl.handle.net Internet Source	<1 %
87	jurnal.unej.ac.id Internet Source	<1 %
88	repository.unika.ac.id Internet Source	<1 %
89	Federico Mazzolani, Ricardo Herrera. "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas - STESSA 2012", CRC Press, 2019 Publication	<1 %
90	adoc.pub Internet Source	<1 %

91

Internet Source

<1 %

92

jts.itp.ac.id

Internet Source

<1 %

93

repo.bunghatta.ac.id

Internet Source

<1 %

94

repositori.unsil.ac.id

Internet Source

<1 %

95

repository.unej.ac.id

Internet Source

<1 %

96

repository.usm.ac.id

Internet Source

<1 %

Exclude quotes On

Exclude matches < 10 words

Exclude bibliography On