

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Deskripsi Umum Struktur Bangunan

Struktur atas bangunan ini, digunakan kombinasi material baja dan beton bertulang. Struktur portal atap dirancang menggunakan material baja, sedangkan elemen- elemen struktural seperti pelat lantai, balok, dan kolom menggunakan material beton bertulang. Seluruh proses perencanaan struktur atas ini akan dijelaskan secara mendalam dalam bab ini, berdasarkan studi kasus bangunan Gedung Pasca Sarjana Fakultas Teknologi Pertanian Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Bangunan tersebut dirancang sebagai bangunan bertingkat 6, dengan sistem struktur yang mengandalkan Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem ini dipilih karena mampu memberikan kinerja yang baik dalam menahan beban lateral akibat gempa, sehingga cocok diterapkan pada daerah rawan gempa seperti Yogyakarta. Proses perencanaannya, bagian struktur atas difokuskan pada desain elemen vertikal dan horizontal utama, yaitu kolom, balok, dan lantai, yang semuanya mempertimbangkan kekuatan serta efisiensi material.

Struktur bawah dari bangunan ini, digunakan elemen beton bertulang sebagai pondasi utama. Sistem pondasi yang diterapkan adalah tiang bor (*bored pile*), yang dikenal efektif dalam menyelurkan beban ke tanah keras di kedalaman tertentu, serta sesuai untuk kondisi tanah di wilayah Yogyakarta yang cenderung lunak atau kurang stabil di permukaan.

2.2 Peraturan dan Standar Perencanaan

Perhitungan struktur proyek ini mengacu pada standar nasional Indonesia untuk menjamin kekuatan, stabilitas, dan keamanan bangunan. Standar yang digunakan antara lain:

1. SNI 1729:2020

Spesifikasi bangunan gedung struktur baja, mencakup jenis baja, sambungan, fabrikasi, dan kriteria perancangan.

2. SNI 1729:2020

Beban minimum untuk perencanaan bangunan, termasuk beban mati, hidup, angin, gempa serta kombinasi beban.

3. SNI 2847:2019

Ketentuan desain struktur beton, penulangan, mutu beton, dan kontrol kualitas pelaksanaan

4. SNI 1726:2019

Tata cara perencanaan ketahanan gempa, berdasarkan zonasi seismik terbaru dan Pusat gempa, penting untuk wilayah rawan gempa seperti Yogyakarta

2.3 Spesifikasi material Struktur

Perencanaan struktur Gedung Pasca Sarjana Fakultas Teknologi Pertanian UGM material dipilih agar memenuhi kekuatan dan efisiensi pelaksanaan.

1. Baja Profil IWF 350 x 175 x 7 x 11

- Jenis baja BJ 37 dengan (f_y) = 249 MPa dan F_u = 420 MPa
- Modulus Elastisitas (E_s) = 200.000 MPa

2. Baja Tulangan

- D10: Baja ulir (f_y) = 420 MPa
- $\leq$ D10: Baja ulir (f_y) = 280 MPa

3. Beton

- Kuat Tekan Beton (f_y) = 25 MPa

2.4 Perencanaan Awal (Preliminary Design)

Desain awal merupakan tahap awal dalam perencanaan struktur bangunan yang bertujuan menentukan dimensi awal kolom dan balok agar mampu menahan beban mati maupun beban hidup. Pada tahapan ini diperhatikan kekuatan tekan, tarik, dan geser material, serta hubungan antar elemen struktur seperti balok dan kolom. Setelah ukuran awal ditetapkan, perhitungan lebih rinci dilakukan untuk memastikan struktur aman dan stabil.

2.4.1 Perhitungan Awal (Preliminary Design)

Tabel 2.1 Data Umum Bangunan

Data Umum Bangunan		
Tinggi total bangunan:	33,7	m
Tinggi tiap lantai:	4.2	m
Tinggi tingkat paling bawah:	3.2	m

- Hasil Perhitungan untuk Balok Induk dan Balok Anak

a. Pembebanan balok induk lantai tipikal (1-5)

LANTAI TIPIKAL (1-5)

T	=	125	mm
Berat sendiri pelat	=	3	kN/m ²
pasir 4 cm	=	0.72	kN/m ²
spesi 2 cm	=	0.42	kN/m ²
penutup lantai	=	0.2	kN/m ²
plafon, ME, dll	=	0.25	kN/m ²
DL	=	4.59	kN/m ²
Beban Hidup	=	4,79	kN/m ²

Data yang diperlukan:

a	=	2,333	m
bentang	=	7	m
beban pelat	=	10,7085	m
berat sendiri	=	5,04	kN/m
berat dinding	=	10,5	kN/m
DL	=	26,2485	kN/m
LL	=	11,1751	kN/m
b	=	350	mm
h	=	600	mm

Perhitungan dilakukan dengan menentukan momen ultimate (M_u) dari beban terfaktor dan membandingkannya dengan momen nominal (M_n) balok.

Presentase tulangan (R_n) dihitung untuk menilai efisiensi penulangan, semua sesuai SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ LL} + 1,6 \text{ DL} \\ &= (1,2 \times 11,1751) + (1,6 \times 26,2485) \\ &= 55,4076 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{10} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 55,4076 \times 7^2 \\ &= 271,4974 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{271,4974}{0,9} \\ &= 301,6637 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times \phi \times h^2} \\ &= \frac{301,6637 \times 10^6}{350 \times 0,9 \times 600^2} \\ &= 2,66017\% \end{aligned}$$

R_n adalah rasio tulangan balok; idealnya 2,5–3% agar struktur aman dan efisien.

b. Pembebanan balok anak lantai tipikal (1-5)

Data yang diperlukan:

a	= 2,333	m
bentang	= 7	m
beban pelat	= 10,7085	kN/m
berat sendiri	= 4,2	kN/m
DL	= 14,9085	kN/m
LL	= 11,1751	kN/m
b	= 350	mm
h	= 500	mm

Perhitungan dilakukan dengan menentukan momen ultimate (M_u) dari beban terfaktor dan membandingkannya dengan

momen nominal (M_n) balok. Presentase tulangan (R_n) dihitung untuk menilai efisiensi penulangan, semua sesuai SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ LL} + 1,6 \text{ DL} \\ &= (1,2 \times 11,1751) + (1,6 \times 14,9085) \\ &= 27,2636 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{10} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 27,2636 \times 7^2 \\ &= 182,5918 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{182,5918}{0,9} \\ &= 202,8797 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times \phi \times h^2} \\ &= \frac{202,8797 \times 10^6}{350 \times 0,9 \times 500^2} \\ &= 2,5762 \% \end{aligned}$$

R_n adalah rasio tulangan balok; idealnya 2,5–3% untuk keruntuhan tarik yang aman dan efisien.

c. Pembebanan balok lantai 6

a	= 2,333	m
bentang (L)	= 7	m
beban pelat	= 10,5687	kN/m
berat sendiri	= 3,36	kN/m
DL	= 13,9287	kN/m
LL	= 2,2396	kN/m
b	= 350	mm
h	= 400	mm

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 LL + 1,6 DL \\
 &= (1,2 \times 2,2396) + (1,6 \times 13,9284) \\
 &= 24,9732 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{10} \times q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 24,9732 \times 7^2 \\
 &= 122,3686 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{122,3686}{0,9} \\
 &= 135,9652 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times \phi \times h^2} \\
 &= \frac{135,9652 \times 10^6}{350 \times 0,9 \times 400^2} \\
 &= 2,6977 \%
 \end{aligned}$$

Rn adalah rasio tulangan balok; idealnya 2,5–3% agar efisien dan aman. Di bawah 2,5% boros beton, di atas 3% risiko patah mendadak.

- Hasil Perhitungan dari Kolom

Untuk menentukan dimensi kolom pada struktur ini dilakukan dengan menentukan beban yang diterima kolom tributary area kolom yang terbesar.

a. Kolom 1

Tabel 2.2 Tributary Area Kolom 1

Kolom 1								
Item			Bentang (L)	Lebar (b)	Tinggi (h)	Lantai	Beban	
beban plat	24	kN/m ³	7	7	0.125	6	882	kN
beban balok x ⁺	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	6	105.84	kN
beban balok x ⁻	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	6	105.84	kN
beban balok y ⁺	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	6	105.84	kN

beban balok y	24	kN/m3	3.5	0.35	0.6	6	105.84	kN
dinding x	2.5	kN/m3	3.5	0.1	4.2	6	22.05	kN
dinding y	2.5	kN/m3	3.5	0.1	4.2	6	22.05	kN
kolom	24	kN/m3	4.2	0.65	0.65	5	255.53	kN
Atap	Berat Sendiri kuda-kuda	Satuan	Panjang		Jumlah Kuda-kuda		Beban (kN)	
	0.496	kN/m	13.2		28		183.321	

	Plat	W	Luas (A)	Lantai	Beban	
pasir	=	0.72	kN/m2	49	6	211.68 kN
spesi	=	0.42	kN/m2	49	6	123.48 kN
penutup lantai	=	0.2	kN/m2	49	6	58.8 kN
plafond + MEP	=	0.25	kN/m2	49	6	73.5 kN
		Pu				2255,7696 kN

Parameter Umum:

Lebar penampang kolom = 650 mm

Tinggi total kolom (h) = 650 mm

d = 585 mm

Kuat tekan beton f_c' = 25 MPa

Kuat leleh (f_y) = 420 MPa

Modulus elastisitas = 200000 MPa

ϵ_y = 0,0021

β_1 = 0,85

Berdasarkan beban aksial yang bekerja pada kolom, diperoleh nilai kebutuhan beban antara lain:

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ req} &= \frac{P_u}{0.65} \\
 &= \frac{2255,7696}{0,65} \\
 &= 3470,41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{0.003 \times d'}{0.003 + C_y}$$

$$= \frac{0.003 \times 585 \text{ mm}}{0.003 + 0.0021}$$

$$= 344,12 \text{ mm}$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b$$

$$= 0.85 \times 344,12$$

$$= 292,5 \text{ mm}$$

$$C_{c,b} = 0,85 \times f'_c \times A_b \times b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 292,5 \times 650$$

$$= 4040156,25 \text{ N}$$

$$P_n = \frac{C_{c,b}}{1000}$$

$$= \frac{4040156,25}{1000}$$

$$= 4040,16 \text{ kN}$$

Check = $P_n > P_{n \text{ req}} = 4040,16 \text{ kN} > 3470,41 \text{ kN}$ OK

b. Kolom 2

Tabel 2.3 Tributary Area kolom 3

Kolom 2								
Item			Bentang (L)	Lebar (b)	Tinggi (h)	Lantai	Beban	
beban plat	24	kN/m ³	7	7	0.125	3	441	kN
beban balok x+	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	3	52.9 2	kN
beban balok x-	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	3	52.9 2	kN
beban balok y+	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	3	52.9 2	kN
beban balok y-	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	3	52.9 2	kN
dinding x	2.5	kN/m ³	3.5	0.1	4.2	3	3.67 5	kN
dinding y	2.5	kN/m ³	3.5	0.1	4.2	3	3.67 5	kN
kolom	24	kN/m ³	4.2	0.6	0.6	3	108. 864	kN

Atap	Berat Sendiri kuda-kuda	Satuan	Panjang	Jumlah Kuda-kuda	Beban	
	0.496	kN/m	13.2	28	183.3216	kN

	Plat	Luas (A)	Lantai	Beban
	W			
pasir	= 0.72 kN/m ²	49	3	105.84 kN
spasi	= 0.42 kN/m ²	49	3	61.74 kN
penutup lantai	= 0.2 kN/m ²	49	3	29.4 kN
plafond + MEP	= 0.25 kN/m ²	49	3	36.75 kN
	Pu			1185,946 kN

Parameter umum:

Lebar penampang kolom (b) = 600 mm

Tinggi total kolom (h) = 600 mm

d = 540 mm

kuat tekan beton (f_{c'}) = 25 MPa

kuat leleh (f_y) = 420 MPa

modulus elastisitas = 200000 Mpa

ε_y = 0,0021

β₁ = 0,85

Berdasarkan beban aksial yang bekerja pada kolom, diperoleh nilai kebutuhan beban antara lain:

$$P_n \text{ Req} = \frac{P_u}{0.65}$$

$$= \frac{1185,946}{0,65}$$

$$= 1824,5316 \text{ kN}$$

$$C_b = \frac{0.003 \times d'}{0.003 + C_y}$$

$$= \frac{0,003 \times 540 \text{ mm}}{0,003 + 0,0021}$$

$$= 317,6470 \text{ mm}$$

$$Ab = \beta_1 \times Cb$$

$$= 0,85 \times 317,640$$

$$= 270 \text{ mm}$$

$$Cc,b = 0,85 \times f'_c \times Ab \times b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 270 \times 600$$

$$= 34443500 \text{ N}$$

$$Pn = \frac{Cc,b}{1000}$$

$$= \frac{3442500}{1000}$$

$$= 3442,5 \text{ kN}$$

$$\text{Check} = Pn > Pn_{\text{req}} = 3442,5 \text{ kN} > 1824,5316 \text{ kN} \text{ O}$$

c. Kolom 3

Tabel 2.4 Tributary Area Kolom 3

Kolom 3								
Item			Bentang (L)	Lebar (b)	Tinggi (h)	Lantai	Beban	
beban plat	24	kN/m ³	7	7	0.125	1	147	kN
beban balok x+	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	1	17.64	kN
beban balok x-	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	1	17.64	kN
beban balok y+	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	1	17.64	kN
beban balok y-	24	kN/m ³	3.5	0.35	0.6	1	17.64	kN
dinding x	2.5	kN/m ³	3.5	0.1	0.695	1	0.608	kN
dinding y	2.5	kN/m ³	3.5	0.1	0.695	1	0.608	kN
kolom	24	kN/m ³	4	0.45	0.45	1	19.44	kN
Atap	Berat Sendiri kuda-kuda	Satuan	Panjang		Jumlah Kuda-kuda		Beban	
	0.496	kN/m	13.2		28		183.3216	kN

	Plat			Luas (A)	Lantai	Beban	
		W					
pasir	=	0.72	kN/m ²	49	1	35.28	kN
spasi	=	0.42	kN/m ²	49	1	20.58	kN
penutup	=	0.2	kN/m ²	49	1	9.8	kN
lantai							
plafond + MEP	=	0.25	kN/m ²	49	1	12.25	kN
						Pu	449,4479 kN

Parameter Umum:

Lebar penampang kolom (b) = 450 mm

Tinggi total kolom (h) = 450 mm

d = 405 mm

kuat tekan beton (f_{c'}) = 25 MPa

kuat leleh (f_y) = 420 MPa

modulus elastisitas = 200000 MPa

ε_y = 0,0021

β₁ = 0,85

Berdasarkan beban aksial yang bekerja pada kolom, diperoleh nilai kebutuhan beban antara lain:

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ Req} &= \frac{P_u}{0.65} \\
 &= \frac{499,4479}{0,65} \\
 &= 768,3813 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003 \times d'}{0.003 + \epsilon_y} \\
 &= \frac{0,003 \times 450 \text{ mm}}{0,003 + 0,0021} \\
 &= 238,2353 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_b &= \beta_1 \times C_b \\
 &= 0.85 \times 238,2353 \\
 &= 202,5 \text{ mm} \\
 C_{c,b} &= 0,85 \times f'_c \times A_b \times b \\
 &= 0,85 \times 25 \times 202,5 \times 450 \\
 &= 1936406 \text{ N} \\
 P_n &= \frac{C_{c,b}}{1000} \\
 &= \frac{1936406}{1000} \\
 &= 1936,406 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Check = $P_n > P_{n \text{ req}} = 1936,406 \text{ kN} > 768,3813 \text{ kN}$ (OK)

Dalam perencanaan struktur bangunan, beberapa tipe kolom digunakan berdasarkan ukuran dan kebutuhan kapasitas dukung beban. Tabel di bawah menunjukkan tiga tipe kolom yang dibedakan berdasarkan dimensi penampang.

Tabel 2.5 Tipe Kolom

Kolom		Ukuran (mm)		Ukuran (m)		Berat Jenis
	Kolom Tipe	650	650	0.65	0.65	
	Kolom Tipe	600	600	0.6	0.6	
	Kolom Tipe	450	450	0.45	0.45	

Perhitungan serupa diterapkan pada kolom tipe lain. Hasil ini digunakan dalam analisis struktur untuk memastikan bahwa kolom dirancang mampu menahan beban yang bekerja secara aman dan efisien.

2.5 Ketidakberaturan Struktur

2.5.1 Ketidakberaturan Struktur Horizontal

Ketidakberaturan horizontal pada struktur bangunan bertingkat sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019. Terdapat tiga jenis ketidakberaturan horizontal, ketidakberaturan torsi, ketidakberaturan bentuk (sudut dalam), dan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

Tabel 2.6 Tipe Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakteraturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan torsi didefinisikan jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_s = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7. 3. 3. 4 7. 7. 3 7. 8. .4. 3 7. 12. 1 Tabel 16 11. 3. 4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakteraturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_s = 1,0$ di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7. 3. 3. 1 7. 7. 3. 4 7. 3. 4. 2 7. 7. 3 7. 8. 4. 3 7. 12. 1 Tabel 16 11. 3. 4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, D, dan D
2	Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7. 3. 3. 4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekuatan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekuatan diafragma efektif lebih dari 50% dari satu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7. 3. 3. 4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakteraturan akibat pergeseran tegak lurus terjadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tashapan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terjadap bidang pada setidaknya satu element vertikal pemikul gaya lateral.	7. 3. 3. 3 7. 3. 3. 4 7. 7. 3 Tabel 16 11. 3. 4	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

5	Ketidakberaturan sistem non-paralel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7. 5. 3 7. 7. 3 Tabel 16 11. 3. 4	B, C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
---	--	--	--

- Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan torsi dilakukan dengan membandingkan rasio simpangan maksimum (Δ_{max}) terhadap simpangan rata-rata (Δ_{avg}) pada masing-masing lantai, baik arah X maupun arah Y. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa rasio $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ di seluruh lantai bernilai kurang dari 1,2. Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa tidak terjadi ketidakberaturan torsi pada struktur bangunan.

Tabel 2.7 Ketidakberaturan torsi

Lantai	Arah X				Arah Y			
	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
6	7,891	7,789	1,0131	OK	7,067	7	1,0096	OK
5	10,522	10,52	1,0002	OK	9,995	9,955	1,0040	OK
4	13,635	13,597	1,0028	OK	13,099	13,021	1,0060	OK
3	14,857	14,786	1,0048	OK	14,302	14,234	1,0048	OK
2	12,93	12,879	1,0040	OK	12,479	12,473	1,0005	OK
1	4,477	4,468	1,0020	OK	4,362	4,349	1,0030	OK

2.5.2 Ketidakberaturan Vertikal

Analisis ini mengevaluasi keberadaan ketidakberaturan vertikal pada struktur bangunan yang dapat mempengaruhi perilaku struktur terhadap beban gempa. Ada empat jenis ketidakberaturan vertikal yang dianalisis, yaitu:

Tabel 2.8 Tipe Ketidakberaturan Vertikal

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan kekakuan Tingkat Lunak , didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekuatan lateralnya kurang dari 70% kekuatan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekuatan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b	Ketidakteraturan kekuatan tingkat lunak berlebihan , didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7. 3. 3. 1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakteraturan berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di seberang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3	Ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di seberang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di bawahnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4	Ketidakteraturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekuatan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7. 3. 3. 3 7. 3. 3. 4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang terbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7. 3. 3. 1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b	Ketidakteraturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang terbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7. 3. 3. 1 7. 3. 3. 2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan ini terjadi apabila kekakuan salah satu lantai (dalam satu arah) lebih kecil secara signifikan dibanding lantai di atasnya. Kekakuan dihitung berdasarkan gaya lateral dan simpangan yang terjadi. Berdasarkan hasil perhitungan pada arah X dan Y, seluruh lantai menunjukkan nilai kekakuan yang memenuhi syarat dan tidak ada lantai yang mengalami penurunan kekakuan lebih dari 70% dari lantai di atasnya. Oleh karena itu, tidak ditemukan ketidakberaturan tingkat lunak.

Tabel 2.9 Cek Ketidakberaturan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
6	72865,863		81079,033	
5	141964,93	OK	150025,767	OK
4	161751,034	OK	168894,733	OK
3	180742,79	OK	187762,562	OK
2	227996,235	OK	235426,839	OK
1	676266,581	OK	694742,675	OK

- Ketidakberaturan Berat (Massa)

Pemeriksaan massa bangunan dilakukan untuk mengevaluasi apakah ada lonjakan massa antar lantai yang signifikan. Berdasarkan hasil evaluasi massa setiap lantai, tidak terjadi perbedaan massa yang ekstrem. Perubahan distribusi massa dari lantai ke lantai relatif seragam, sehingga tidak terdapat ketidakberaturan berat pada bangunan ini. Berdasarkan SNI 1726:2019 untuk pengecekan ketidakberaturan vertikal massa antar lantai terjadi jika :

$$m > 1,5 m (x-1) \text{ atau } m > 1,5 m (x+1).$$

Tabel 2.10 Massa Antar Lantai

Lantai	Massa	Cek
	kg	
6	276259,97	
5	580097,21	OK
4	604178,37	OK
3	609982,26	OK
2	616630,12	OK
1	602078,35	OK

- Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Ketidakberaturan kuat lateral tingkat terjadi apabila terdapat penurunan kekuatan lateral secara tiba-tiba dan signifikan dari satu lantai ke lantai lainnya. Kekuatan tingkat lateral ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% atau 65% Hal ini biasanya berisiko menyebabkan keruntuhan lokal akibat konsentrasi gaya gempa yang tinggi di lantai bawah. Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat terjadi apabila:

$$F_x < 0,8 (x + 1) \text{ atau } F_x < 0,65 (x + 1)$$

Tabel 2.11 Hasil analisis kekuatan lateral struktur gedung

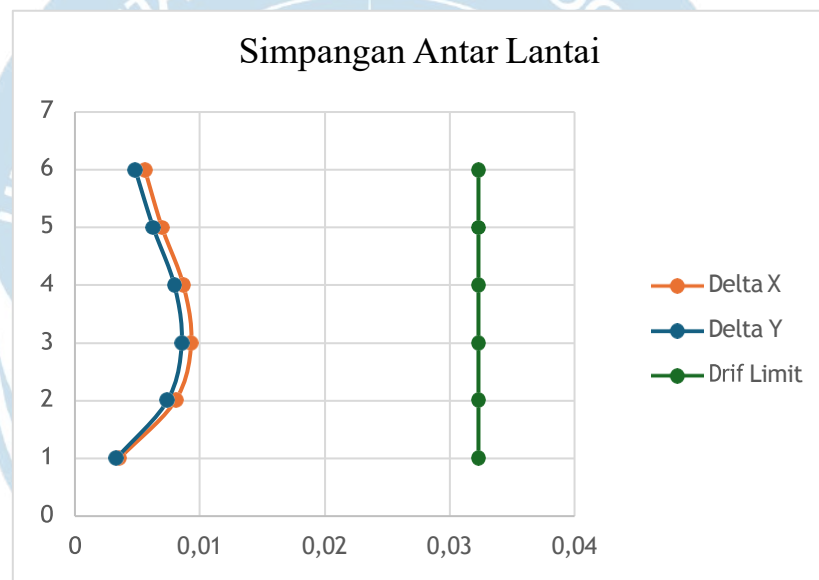
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
6	567,5543		567,5543	
5	1493,4638	OK	1493,4638	OK
4	2199,2514	OK	2199,2515	OK
3	2672,5379	OK	2672,5379	OK
2	2936,3650	OK	2936,3650	OK
1	3021,2522	OK	3021,2523	OK

Pengecekan menunjukkan bahwa semua lantai memiliki nilai rasio kekuatan lateral yang memenuhi kriteria kelulusan (OK), baik untuk arah X maupun arah Y. Artinya, tidak terdapat lonjakan atau penurunan mendadak pada kekuatan lateral struktur dari satu lantai ke lantai lainnya.

2.6 Simpangan Antar Lantai

Tabel 2.12 Simpangan antar lantai

Story	Tinggi Lantai	Story drift		Drift Limit	Cek	
		Dx	Dy		X	Y
6	4,2	0,003036	0,002512	0,03231	OKE	OKE
5	4,2	0,003916	0,003495	0,03231	OKE	OKE
4	4,2	0,005018	0,004588	0,03231	OKE	OKE
3	4,2	0,005432	0,00501	0,03231	OKE	OKE
2	4,2	0,004737	0,004372	0,03231	OKE	OKE
1	4,2	0,002107	0,001944	0,03231	OKE	OKE



Gambar 2.1 Grafik Simpangan antar lantai

2.7 Perencanaan Pembebanan Struktur

2.7.1 Beban Gravitasi

Menurut SNI 1727:2020, beban minimum untuk perencanaan bangunan gedung dan struktur lainnya terdiri dari tiga jenis beban gravitasi, yaitu: beban mati (DL), beban hidup (LL), dan beban mati tambahan (SIDL/ADL).

- Beban Mati (DL): Berat komponen struktural permanen (pelat, balok, kolom)

- b. Beban Hidup (LL): Beban sementara akibat pemakaian ruangan (orang, perabotan), sesuai fungsi ruang
 - c. Beban Mati Tambahan (SIDL/ADL): Beban permanen dari elemen non-struktural (penutup lantai, plafon, MEP, dsb)
- Beban Mati Tambahan pada pelat lantai:

Berat sendiri	= 3	kN/m ²
Pasir (4 cm)	= 0,72	kN/m ²
Spesi (2cm)	= 0,42	kN/m ²
Penutup Lantai	= 0,20	kN/m ²
Berat plafon, MEP, dll	= 0,25	kN/m ²

2.7.2 Beban Gempa

Beban gempa ditetapkan berdasarkan SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung Dan Non-Gedung. Langkah perhitungan sebagai berikut:

- Menentukan Kategori resiko bangunan (I-IV)
- Kategori resiko ditetapkan berdasarkan fungsi dan tingkat kepentingan bangunan. Berdasarkan SNI 1726:2019, terdapat kategori resiko, yaitu I, II, III, dan IV karena merupakan bangunan dengan tingkat hunian tinggi yang memerlukan tingkat keselamatan lebih besar.

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan strukutr kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV , termasuk, tapi tidak dibatasi: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo	
Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang benar dan atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:	III

- Pusat pembangkit listrik biasa
- Fasilitas penanganan air
- Fasilitas penanganan limbah
- Pusat telekomunikasi

Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran

Gedung dan non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk:

- Bangunan bangunan monumental
- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan
- Rumah ibadah
- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat
- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat
- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya
- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat.
- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat
- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangkai penyimpanan bahan bakar, menara pendingin,

IV

struktur rumah atau strukutr pendukung
air atau material atau peralatan,
pemadam kebakaran) ysng disyaratkan
untuk beroperasi pada saat keadaan
darurat

Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan
fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori
resiko IV.



- Menentukan faktor keutamaan gempa (I_e)

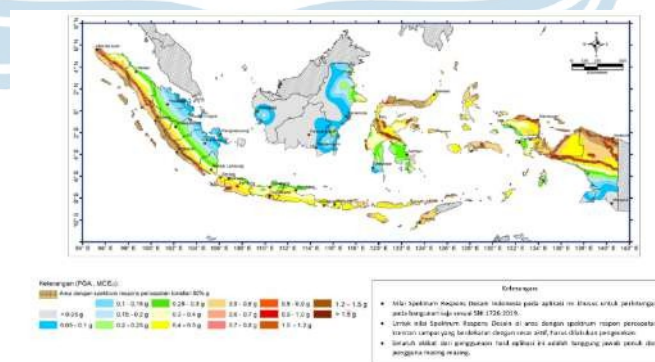
Faktor Keutamaan gempa ditetapkan berdasarkan kategori resiko bangunan sesuai SNI 1726:2019. Untuk kategori resiko IV, nilai $I_e = 1,50$, karena bangunan memiliki tingkat kepentingan tinggi dan harus tetap bergungsi setelah terjadi gempa.

Tabel 2.13 Kategori Resiko

Kategori Resiko	Faktor keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

- Menentukan Parameter Percepatan Tanah S_s dan S_1

Properti tanah di lokasi memengaruhi nilai percepatan tanah S_s dan S_1 , yang digunakan untuk menghitung respons spektra percepatan gempa MCER (Maximum Considered Earthquake) di permukaan tanah.



Gambar 2.2 Peta percepatan gempa maksimum

Berdasarkan lokasi proyek di Yogyakarta, diperoleh nilai $S_s = 1,1070$ g dan $S_1 = 0,5070$ g sesuai peta gempa Indonesia pada SNI 1726:2019.

- Menentukan Klasifikasi Situs SA-SF

Karakteristik lokasi proyek, terutama kondisi geoteknik, didefinisikan melalui penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium. Hasil penyelidikan ini digunakan untuk menentukan klasifikasi situs sesuai SNI 1726:2019, yang terdiri atas enam kategori: SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus).

Tabel 2.14 Hasil Analisis Klasifikasi Tanah

Kedalaman di Permukaan tanah	Ni	Kedalaman (di)	di/Ni
0 sd 2	26	2	0,0769
2 sd 4	21	4	0,1904
4 sd 6	39	6	0,1538
6 sd 8	41	8	0,1951
8 sd 10	42	10	0,2380
10 sd 12	42	12	0,2857
12 sd 14	44	14	0,3181
14 sd 16	47	16	0,3404
16 sd 18	53	18	0,3396
18 sd 20	54	20	0,3703
20 sd 22	57	22	0,3859
22 sd 24	58	24	0,4137
25	59	25	0,4237

Berdasarkan hasil uji N-SPT dilapangan, diperoleh nilai rata-rata $N = 3,73$ yang dihitung menggunakan rumus $N = (\sum di / \sum Ni)$. Dengan hasil tersebut, Lokasi proyek diklasifikasikan sebagai tanah (SD). Data lengkap pengujian N-SPT tercantum pada laporan penyelidikan tanah.

- Menentukan koefisien situs (F_a dan F_v)

Faktor amplifikasi F_a (periode 0,2) dari F_v (Periode 1 detik) digunakan untuk menentukan respons spektra percepatan gempa MCER dipermukaan tanah. Nilai keduanya ditentukan berdasarkan kelas situs dan parameter S_s serta S_1 sesuai SNI 1726:2019. berdasarkan

hasil klasifikasi tanah sedang (SD), diperoleh $F_a = 1,314$ dan $F_v = 1,793$. nilai tersebut menghasilkan.

- $SMS = F_a \times S_s = 1,308 \text{ g}$
- $SM1 = F_v \times S1 = 0,830 \text{ g}$

Tabel 2.15 Parameter Respon Spektral

kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE_R) berdasarkan pada periode pendek $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s < 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s > 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

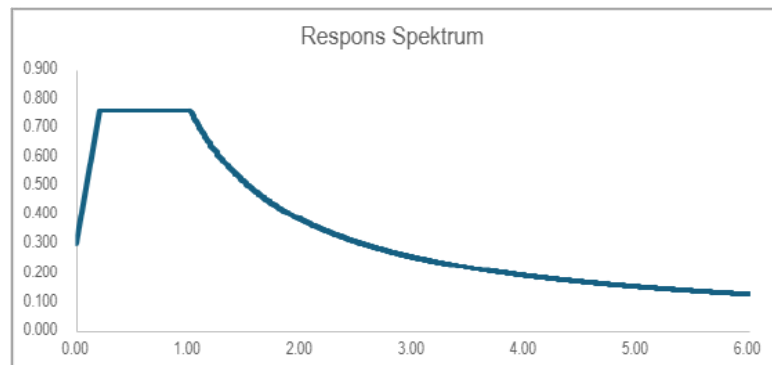
- Menghitung Parameter Percepatan Desain (SDS dan SD1)

Berdasarkan nilai $SMS = 1,170 \text{ g}$ dan $SM1 = 0,909 \text{ g}$, diperoleh parameter spektrum respons desain :

- $SDS = 2/3 \times SMS = 0,872 \text{ g}$
- $SD1 = 2/3 \times SM1 = 0,553 \text{ g}$

- Menyusun Kurva Respon Desain

Berdasarkan parameter respon spektra yang dihitung pada tahap sebelumnya, kurva respon spektra dapat disusun sebagai berikut: Dilihat dari nilai SDS, gedung dengan nilai SDS lebih besar atau sama dengan 0,5 termasuk dalam kategori resiko D (Tabel 8). Dilihat dari nilai SD1, ini termasuk dalam kategori D. Dan dapat di simpulkan bangunan ini termasuk dalam KDS D (dipakai yang terbsesar).



Gambar 2.3 Grafik Respons Sprektrum

Tabel 2.16 Kategori desain sesmik berdasarkan parameter respons perceatan pada periode pendek

nilai	kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 < S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,50 < S_{DS}$	D	D

Karena struktur gedung direncanakan menggunakan beton dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) sesuai dengan KDS D. Didesain dengan sistem rangka pemikul momen khusus dengan nilai $R = 8$, $\Omega_0 = 3$, dan $C_d = 5,5$.

Jenis struktur beton bertulang setinggi 24,2 m, menggunakan rumus pendekatan, nilai T_a dapat diperoleh dari rumus berikut:

$$T_a = C_t \cdot H_n^x$$

Nilai C_t dan x ditentukan melalui tabel 18 SNI 1726:2019 halaman 72, dan diperoleh :

Tabel 2.17 SNI 1726:2019 Tabel 18

Tipe struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilinlhkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan mencegah rangka didefinisikan jika dikenal gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan besing eksentris	0,0731	0,75

Rangka baja dengan besing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0-488	0,75

$C_t = 0,0466$ dan $X = 0,9$. Maka,

$$\begin{aligned} T_a &= 0,0466 \cdot 24,2^{0,9} \\ &= 0,82001 \end{aligned}$$

Untuk menentukan nilai periode alami T yang digunakan, harus sesuai dengan batasan berikut:

$$T_a < T_c < C_u T_a$$

Nilai C_u diambil dari tabel 17 SNI 1726:2019. Dengan nilai $SD1 = 0,6060$, maka $C_u = 1,4$ sehingga, hasil $C_u \cdot T_a = 1,14801$ detik. Nilai T_{comp} belum diketahui karena belum dibuat pemodelan strukturnya. Nilai T yang digunakan adalah yang minimum, yaitu $T = 0,82001$ detik.

Tabel 2.18 SNI 1726:2019 tabel 17

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik S_d1	Koefisien C_x
$> 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$< 0,1$	1,7

Jika $T \leq T_s$ maka nilai C_s dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,8721}{\left(\frac{8}{1,50}\right)} \\ &= 0,1635 \end{aligned}$$

Jika $T_s < T \leq T_L$, nilai C_s tidak perlu lebih besar dari :

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{SD1}{T \times R \times I_e} \\ &= \frac{0,5539}{0,82001 \times 8 \times 1,5} \\ &= 0,0562 \end{aligned}$$

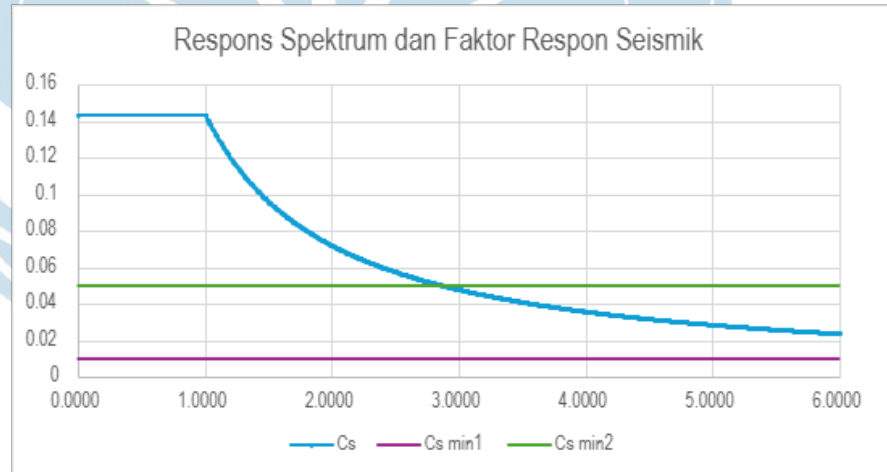
jika $T > T_L$, nilai C_s tidak perlu melebihi

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\
 &= \frac{0,5539 \times 20}{0,82001^2 \left(\frac{8}{1,5} \right)} \\
 &= 3,0891
 \end{aligned}$$

Ketiga kondisi di atas didapatkan, nilai C_s yang berlaku adalah nilai terkecil dari ketiganya yaitu $C_s = 0,0562$. Selanjutnya dihitung nilai minimum C_s ($C_s \text{ min}$) berdasarkan SNI 1726:2019 yaitu 0,01, serta batas tambahan untuk wilayah dengan $S_1 \geq 0,6g$ dengan hasil perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 C_s \text{ min} &= \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \\
 &= \frac{0,5(0,4634)}{\left(\frac{8}{1,50} \right)} \\
 &= 0,043
 \end{aligned}$$

nilai minimum yang berlaku adalah yang lebih besar, yaitu 0,0562.



Gambar 2.4 Respons spektrum dan faktor respon seismik

Nilai C_s yang akan dipakai harus lebih besar antara C_s hasil perhitungan dan C_s minimum tersebut, sehingga nilai C_s yang digunakan adalah 0,16352.

(W) = 24,842 kN. Untuk menghitung gaya dasar seismik (V), digunakan persamaan:

$$V = C_s \cdot W$$

$$= 0,016352 \times 24842$$

$$= 4,062 \text{ kN}$$

Untuk menentukan gaya lateral yang bekerja pada setiap lantai, digunakan persamaan berikut:

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

Dimana nilai C_{vx} ditentukan oleh rumus:

$$C_{vx} = \frac{w_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n (w_i \times h_i^k)}$$

Keterangan:

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal
- W_x dan W_i = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang terdistribusi atau dikenakan pada tingkat i atau x
- H_i dan h_x = tinggi dari dasar hingga tingkat i atau x (dalam meter)
- K adalah eksponen yang terkait dengan periode struktur, dengan ketentuan sebagai berikut :
 - a. Untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$
 - b. Untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$
 - c. Untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, k ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Dengan periode struktur $T = 0,82001s$, nilai eksponen k dihitung sebagai berikut:

$$k = 0,75 + 0,5 \times T$$

$$k = 0,75 + 0,5 (0,82001) = 1,1600$$

Dengan nilai k yang diperoleh, distribusi beban lateral dan gaya gempa vertikal pada setiap lantai dapat dilihat pada tabel 2.19.

Tabel 2.19 Distirbusi beban lateral pada setiap lantai

Lantai	W	h	w.h ^k	Cvx	Fx	Vx
LT 6	1489.74595	4.2	7871.995879	0.06343	230.5280844	230.5280844
LT 5	4369.89	4.2	23091.02171	0.18607	676.2108472	906.74
LT4	4528.65	4.2	23929.92855	0.19283	700.7778807	1,607.52
LT3	4687.41	4.2	24768.83539	0.19959	725.3449142	2,332.86
LT2	4750.41	4.2	25101.73493	0.20227	735.093737	3,067.96
LT1	5016.21	3.2	19335.37036	0.15581	566.2281789	3,634.18

2.8 Kombinasi Beban Rencana

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 4.2.2.1, kombinasi pembebanan.digunakan pada perencanaan gedung, sebagai berikut:

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L

Untuk kombinasi pembebanan gempa, berdasarkan SNI 1726:2019, Pasal 4.2.2.3, perlu dilakukan modifikasi kombinasi pembebanan dengan beban gempa vertikal dan faktgor redudansi. Maka kombinasi pembebanan setelah mendapat pengaruh beban gempa vertikal dan faktor redudansi, yaitu sebagai berikut:

Untuk struktur yang dirancang menahan beban gempa, kombinasi beban gempa yang digunakan antara lain:

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L
3. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 LL \pm 0,3 \rho Ex \pm 1,0 \rho Ey$
4. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0LL \pm 1,0 \rho Ex \pm 0,3 \rho Ey$
5. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D \pm 0,3 \rho Ex \pm 1,0 \rho Ey$
6. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D \pm 1,0 \rho Ex \pm 0,3 \rho Ey$

Dimana keterangan sebagai berikut:

DL = Beban Mati (berat sendiri struktur dan beban mati tambahan)

LL = Beban hidup

Ex = Beban gempa arah x

E_y = Beban gempa arah y

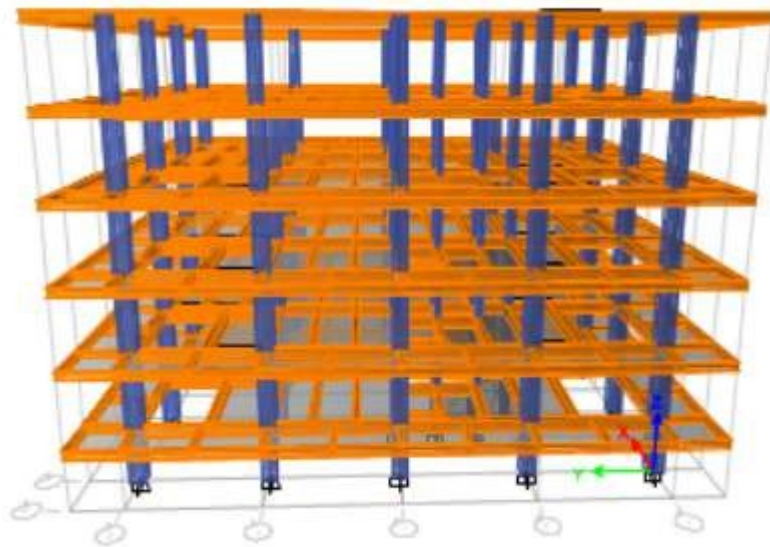
Untuk memperoleh nilai-nilai dalam perhitungan kombinasi beban ultimit, digunakan acuan dari Tabel.

Tabel 2.20 Kombinasi beban

Kombinasi beban							
Nomor	DL	SIDL	LL	Ex+	Ey+	Ex-	E
1	1.4	1.4	-	-	-	-	-
2	1.2	1.2	1.6	-	-	-	-
3	1.36	1.36	1	1.3	0.39	-	-
4	1.36	1.36	1	1.3	-0.39	-	-
5	1.36	1.36	1	-1.3	0.39	-	-
6	1.36	1.36	1	-1.3	-0.39	-	-
7	1.36	1.36	1	0.39	1.3	-	-
8	1.36	1.36	1	-0.39	1.3	-	-
9	1.36	1.36	1	0.39	-1.3	-	-
10	1.36	1.36	1	-0.39	-1.3	-	-
11	0.74	0.74	-	1.3	0.39	-	-
12	0.74	0.74	-	1.3	-0.39	-	-
13	0.74	0.74	-	-1.3	0.39	-	-
14	0.74	0.74	-	-1.3	-0.39	-	-
15	0.74	0.74	-	0.39	1.3	-	-
16	0.74	0.74	-	-0.39	1.3	-	-
17	0.74	0.74	-	0.39	-1.3	-	-
18	0.74	0.74	-	-0.39	-1.3	-	-
19	1.36	1.36	1	-	-	1.3	0.39
20	1.36	1.36	1	-	-	1.3	-
21	1.36	1.36	1	-	-	-1.3	0.39
22	1.36	1.36	1	-	-	-1.3	-
23	1.36	1.36	1	-	-	0.39	1.3
24	1.36	1.36	1	-	-	-0.39	1.3
25	1.36	1.36	1	-	-	0.39	-1.3
26	1.36	1.36	1	-	-	-0.39	-1.3
27	0.74	0.74	-	-	-	1.3	0.39
28	0.74	0.74	-	-	-	1.3	-
29	0.74	0.74	-	-	-	-1.3	0.39
30	0.74	0.74	-	-	-	-1.3	-
31	0.74	0.74	-	-	-	0.39	1.3
32	0.74	0.74	-	-	-	-0.39	1.3
33	0.74	0.74	-	-	-	0.39	-1.3
34	0.74	0.74	-	-	-	-0.39	-1.3

2.9 Pemodelan Struktur

Untuk mengetahui respons struktur terhadap beban, dilakukan pemodelan elemen struktur dalam bentuk 3D menggunakan software. Dalam pemodelan, pelat dianggap sebagai beban terdistribusi, sedangkan balok dan kolom dimodelkan sebagai elemen batang. Untuk memperhitungkan retak akibat gempa, momen inersia dikurangi: balok 35%, pelat 25%, dan kolom 70% dari nilai awal.



Gambar 2.5 Tampak samping pemodelan struktur



Gambar 2.6 Pemodelan struktur tampak atas
Struktur dirancang menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Material struktur yang digunakan yaitu :
- Beton : $f_c' 25 \text{ MPa}$

2.9.1 Profil Balok dan Kolom

Perencanaan profil kolom dan balok serta pemodelan struktur dilakukan pada *software* ETABS dapat di lihat gambar dibawah ini

2.10 Perencanaan Atap

Perencanaan atap dilakukan dengan mempertimbangkan beban-beban yang bekerja pada elemen struktur atap, termasuk beban mati, beban hidup, beban angin, serta beban hujan sesuai dengan ketentuan dalam SNI 1727:2020. Struktur atap dirancang untuk dapat menyalurkan beban ke elemen pendukung di bawahnya, seperti balok, kolom, atau kuda-kuda.

2.10.1 Gording

Gording adalah elemen struktur pada atap yang berfungsi sebagai balok penyangga dan pendukung rangka atap. Gording dipasang secara horizontal di atas kuda-kuda dan berfungsi untuk menopang serta

mendistribusikan beban atap ke struktur di bawahnya, seperti kuda-kuda atau kolom. Berikut adalah perhitungan gording.

- Perhitungan Gording

$$\text{Jarak antar gording} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar kuda kuda} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Massa atap} = 45 \text{ kg}$$

$$\text{Masa plafon} = 18 \text{ kg}$$

$$\text{Berat gording} = 6,76 \text{ kg/m}$$

$$\text{Fy baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat atap} = 65,9 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Atap} = \frac{1,2}{\cos 30^\circ} \times 45 = 65,9 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Sendiri} = 8,1 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Plafond} = 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{qDL} = 95,63 \text{ kg/m}$$

$$= 0,95 \text{ kN/m}$$

Momen pada gording timbul akibat beban yang menyebabkan gording melengkung. Momen ini perlu dihitung untuk memastikan kekuatannya dan keamanan struktur.

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,95 \times (\cos 35^\circ) \times 3,5^2 \\ &= 1,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \frac{A^4 B^2}{3} \\ &= \frac{1}{8} \times 0,95 \times \sin 35^\circ \times \frac{3,5^2}{3} \times B \\ &= 0,093 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Beban hidup (LL)

$$\begin{aligned}M_{3,L} &= \frac{1}{4} \times P \times \cos \alpha \times L \\&= \frac{1}{4} \times 1 \times (\cos 35^\circ) \times 3,5 \\&= 0,7167 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2,L} &= \frac{1}{4} \times P \times \sin \alpha \times L \\&= \frac{1}{4} \times 1 \times (\sin 35^\circ) \times \frac{3,5}{3} \\&= 0,2389 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen terbesar pada gording adalah momen terfaktor yang telah mempertimbangkan kombinasi beban dan faktor keamanan untuk mengantisipasi ketidakpastian beban dan material.

$$\begin{aligned}M_{3,u} &= 1,4 \times M_{3,D} \\&= 1,4 \times 1,19 \\&= 1,67 \text{ kNm} \\M_{3,u} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\&= 1,2 \times 1,19 + 1,6 \times 0,7167 \\&= 2,58 \text{ kNm}\end{aligned}$$

M_u diambil yang terbesar yaitu 2,58 kNm

$$\begin{aligned}M_{2,u} &= 1,4 \times M_{2,D} \\&= 1,4 \times 0,093 \\&= 0,13 \text{ kNm} \\M_{2,u} &= 1,2 \times M_{2,D} + 1,6 \times M_{2,L} \\&= 1,2 \times 0,093 + 1,6 \times 0,23 \\&= 0,49 \text{ kNm}\end{aligned}$$

M_u diambil paling besar yaitu 0,49 kNm

- Cek tegangan pada profil C

Memastikan bahwa tegangan akibat momen ultimate tidak melebihi kekuatan materialnya.

Data profil C 150 x 50 x 20 x 3,2

$$W = 6,76 \text{ kg/m}$$

$$Z_x = 37,4 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 8,2 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 280 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 28 \text{ cm}^4$$

$$A = 8,61 \text{ cm}^2$$

Rumus Tegangan:

$$fb = \frac{M_{3u}}{\phi W_x} + \frac{M_{2u}}{\phi W_y} \leq F_y \text{ dengan } \phi = 0,9$$

Digunakan profil C = 150 x 50 x 20 x 3,2

$$fb = \frac{M_{3u}}{\phi W_x} + \frac{M_{2u}}{\phi W_y} \leq F_y \text{ dengan } \phi = 0,9$$

$$= \frac{2,5863}{0,9 \times 0,0000374} + \frac{0,42123}{0,9 \times 0,0000082}$$

$$= 143808,8993 \text{ kN/m}^2$$

- Cek defleksi profil c

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \cos \alpha L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,9563 \times \cos 35^\circ \times 3,5^4}{200000000 \times 280 \times 10^{-8}} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 35^\circ \times 3,5^3}{200000000 \times 280 \times 10^{-8}} \\ &= 0,004040 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha}{EI} \times \frac{L^4}{3} W + \frac{1}{48} \times \frac{p \cos \alpha}{EI} \times \frac{L^3}{3} W^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,9563 \times \cos 3,5^\circ}{200000000 \times 280 \times 10^{-8}} \times \frac{3,5^4}{3} W \\ &\quad + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 3,5^\circ}{200000000 \times 280 \times 10^{-8}} \times \frac{3,5^3}{3} W^3 \\ &= 0,000821 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} \times L \\
 &= \sqrt{0,000821^2 + 0,004040^2} \leq \frac{1}{240} \times 3,5 \\
 &= 0,004122 \text{ m} \leq 0,01458 \text{ m} \\
 &= 4,1226 \text{ mm} \leq 14,5833 \text{ mm} \rightarrow (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

2.10.2 Perhitungan Sagrod

Jumlah Gording (n)	14 buah
Jarak antar kuda-kuda (L)	3,5 m
θ	35 °
q	0,9563 kN
P	1 Kn
ϕ	0,9
Fy	240 kN

– Perencanaan Sagrod

$$\begin{aligned}
 Ft,D &= n \times V_3^L \times q \times \sin \theta W \\
 &= 14 \times V_3^{3,5} \times 0,9563 \times \sin 35^\circ W \\
 &= 8,9594 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

– Beban Hidup diasumsikan sebesar 1 kN

$$\begin{aligned}
 Ft,L &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \theta^\circ \\
 &= \frac{14}{2} \times 1 \times \sin 35^\circ \\
 &= 4,0150 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

– Kombinasi Beban

$$\begin{aligned}
 Ft,U &= 1,4D \\
 &= 1,4 \times 8,9594 \\
 &= 12,5431 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ft,U &= 1,2D + 1,6L \\
 &= 1,4 \times 8,9594 + 1,6 \times 4,0150 \\
 &= 17,1753 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

– Kebutuhan luas

$$\begin{aligned} A_s \text{ req} &= \frac{F_t}{\phi \times F_y} \\ &= \frac{17,1753 \times 1000}{0,9 \times 240} \\ &= 79,5153 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter Tulangan} = \sqrt{\frac{4 \times 79,5153}{\pi}} = 10,0619 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D13 mm

2.10.3 Perencanaan Kuda kuda

Kuda-kuda yang digunakan menggunakan profil IWF 350X175X7X11

Cek profil

Sayap

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{t_f} \\ &= \frac{175}{2 \times 11} \\ &= 7,9645 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 10,9697 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,8675 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$ (Kompak)

Badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h}{tw} \\ &= \frac{350}{7} \\ &= 50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 108,5419 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 5,70 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 5,70 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 164,5448 \text{ mm}\end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$ (Kompak)

– Analisis Pembebanan

$$\text{Berat gording} = 3,5 \text{ m} \times 0,0676 \text{ kN} = 0,24 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{1,2 \text{ m}}{\cos 35^\circ} \times 3,5 \times 0,45 \text{ kN} = 2,31 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat plafon} &= 1,2 \times 3,5 \times 0,18 \\ &= 0,76 \text{ kN} \\ &= 3,30 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban hidup

$$L_r = 1,33 \text{ kN}$$

Beban angin

$$p = 0,5448 \text{ kN/m}^2$$

$$w = 2,1 \text{ kN}$$

– Output gaya dalam

$$M_u = 42,1574 \text{ kNm}$$

$$V_u = 36,9269 \text{ kNm}$$

– Kontrol V_u

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times F_y \times A_w \times C_v1 \\
 &= 0,6 \times 240 \times b(175 - 2 \times 11) \times 7d \times 1 \\
 &= 344400 \text{ N} = 344,4 \text{ kN} \\
 \phi V_n &= 0,9 \times 344,4 \text{ kN} \\
 V_u &< \phi V_n \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

– Kontrol M_u untuk komponen struktur profil I kompak

• Kondisi leleh

$$\begin{aligned}
 M_n = M_p &= F_y \times Z_x \\
 &= 240 \times 75000 \\
 &= 19375000 \text{ Nmm} = 193,75 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 0,9 \times 193,75 \\
 &= 174,375 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

• Tekuk torsi lateral

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 350 - 11 = 339 \text{ mm} \\
 c &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \sqrt{\frac{I_y \times h_0}{2 \times S_x}} \\
 &= \sqrt{\frac{9840000 \times 339}{2 \times 775000}} = 46,3908 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$J = 504609 \text{ mm}^4$$

$$L_b = 13,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 1,76 \times 39,5 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}
 \end{aligned}$$

$$= 1,9663 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,95 \times r_{ts} \times \sqrt{\frac{E}{0,7 \times f_y}} \times \sqrt{\frac{B^2 - J_c}{S_x \times h_0} + A \left(\frac{J_c}{S_x \times h_0} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times F_y}{E} \right)^2} \\
 &= 1,95 \times 46,3908 \times \sqrt{\frac{200000}{0,7 \times 240}} \times \sqrt{\frac{504609 \times 1}{775000 \times 339} + \left(\frac{504609 \times 1}{775000 \times 339} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 240}{200000} \right)^2} \\
 &= 7235,5000 \text{ mm} \\
 &= 7,2355 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$L_b > L_r \rightarrow$ Maka tekuk torsi lateral harus diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_1^{bentang} + 4 M_2^{bentang} + 3 M_4^{bentang}} \\
 &= \frac{12,5 \times 86,4155}{2,5 \times 86,4155 + 3 \times 62,3647 + 4 \times 69,1436 + 3 \times 28,5671} \\
 &= 1,41 \\
 F_{cr} &= \frac{C_b \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \\
 &= \frac{1,41 \times \pi^2 \times 200000}{\left(\frac{13200}{86,4155} \right)^2} \\
 &= 119,28 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= F_{cr} \times S_x < M_p \\
 &= 119,28 \times 775000 \\
 &= 92442000 \text{ Mpa} \\
 &= 96,4420 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 96,4420 \\
 &= 86,7978 \text{ kNm} > 86,4155 \text{ kNm} \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

2.10.4 Perencanaan Sambungan baut

Tabel 2.21 rekapitulasi Gaya Dalam

Item	Ft	V
B1	49,3	2,2
B2	49,2	2,2
B3	43,1	4,0
B4	43,0	4,0
B5	42,6	4,4
B6	42,6	4,4
B7	42,1	5,0
B8	42,0	5,0
B9	35,6	5,5
B10	35,8	5,5
B11	27,8	5,7
B12	28,4	5,7
B13	7,1	5,6
B14	7,7	5,6

Baut 1

- Cek Gaya Tarik

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times F_{nt} \times A_b \\ &= 0,75 \times 620,0 \times 113 \\ &= 52,5 \geq F_t = 49,3\end{aligned}$$

Tabel 2.22 Rekapitulasi hasil cek gaya tarik

Tipe	Ft yang terjadi (kN)	Syarat (Ft) Ft terjadi $\geq$ syarat Ft (kN)	Check
B1	52,5	$52,5 \geq 49,3$	OK
B2	52,5	$52,5 \geq 49,3$	OK
B3	52,5	$52,5 \geq 43,1$	OK
B4	52,5	$52,5 \geq 43,0$	OK
B5	52,5	$52,5 \geq 42,6$	OK
B6	52,5	$52,5 \geq 42,6$	OK
B7	52,5	$52,5 \geq 42,1$	OK
B8	52,5	$52,5 \geq 42,0$	OK
B9	52,5	$52,5 \geq 35,6$	OK
B10	52,5	$52,5 \geq 35,8$	OK
B11	52,5	$52,5 \geq 27,8$	OK
B12	52,5	$52,5 \geq 28,4$	OK
B13	52,5	$52,5 \geq 7,1$	OK
B14	52,5	$52,5 \geq 5,6$	OK

Baut 1

- Cek Gaya Geser

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \times F_{nv} \times A_b \\
 &= 0,75 \times 372,0 \times 113 \\
 &= 31,5 \text{ kN} \geq V = 2,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 2.23 Rekapitulasi cek gaya geser

Tipe	V yang terjadi (kN)	Syarat $V_{\text{yang terjadi}} \geq V$ (kN)	Check
B1	31,5	$31,5 \geq 2,2$	OK
B2	31,5	$31,5 \geq 2,2$	OK
B3	31,5	$31,5 \geq 4,0$	OK
B4	31,5	$31,5 \geq 4,0$	OK
B5	31,5	$31,5 \geq 4,4$	OK
B6	31,5	$31,5 \geq 4,4$	OK
B7	31,5	$31,5 \geq 5,0$	OK
B8	31,5	$31,5 \geq 5,0$	OK
B9	31,5	$31,5 \geq 5,5$	OK
B10	31,5	$31,5 \geq 5,5$	OK
B11	31,5	$31,5 \geq 5,7$	OK
B12	31,5	$31,5 \geq 5,7$	OK
B13	31,5	$31,5 \geq 5,6$	OK
B14	31,5	$31,5 \geq 5,6$	OK

Baut 1

- Kontrol Kuat Tumpu

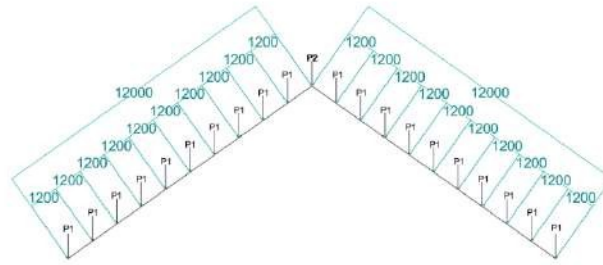
$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 1,20 \times l_c \times t \times F_u \\
 &= 1,20 \times 38 \times 10,0 \times 400,0 \\
 &= 86,4 \text{ kN} \geq v
 \end{aligned}$$

Tabel 2.24 Rekapitulasi Kontrol kuat tumpuan

Tipe	Rn.bearing (kN)	Syarat (Ft) Ft terjadi $\geq$ V (kN)	Check
B1	86,4	$86,4 \geq 2,2$	OK
B2	86,4	$86,4 \geq 2,2$	OK
B3	86,4	$86,4 \geq 4,0$	OK
B4	86,4	$86,4 \geq 4,0$	OK
B5	86,4	$86,4 \geq 4,4$	OK
B6	86,4	$86,4 \geq 4,4$	OK
B7	86,4	$86,4 \geq 5,0$	OK
B8	86,4	$86,4 \geq 5,0$	OK
B9	86,4	$86,4 \geq 5,5$	OK
B10	86,4	$86,4 \geq 5,5$	OK
B11	86,4	$86,4 \geq 5,7$	OK
B12	86,4	$86,4 \geq 5,7$	OK
B13	86,4	$86,4 \geq 5,6$	OK
B14	86,4	$86,4 \geq 5,6$	OK

2.10.5 Pembebanan Atap

Pembebanan atap menurut SNI 1727:2020 mencakup beban mati, hidup, angin, hujan, dan gempa. Setiap beban memiliki karakteristik dan cara hitung tersendiri untuk memastikan atap aman selama masa pakai bangunan.



Gambar 2.7 Tata letak gording pada struktur atap

- Jarak antar gording	= 1,2	m
- Jarak antara kuda kuda	= 3,5	m
- Massa atap keramik	= 0,45	kN
- Masa plafon	= 0,18	kN
- Berat gording	= 0,0676	kN/m
- Fy baja	= 240	MPa
- Berat atap	= 0,6592	kN/m
- Jumlah gording	= 11	
- Berat sendiri kuda kuda	= 0,496	kN/m
- Kemiringan atap	= 35°	

Struktur atap dirancang menggunakan profil baja IWF 350x175x7x11 mm pada elemen utama P1 dan P2. Profil ini dipilih karena kuat menahan lentur dan tekan, serta efisien mendistribusikan beban. Beban yang ditahan meliputi berat sendiri kuda-kuda, gording, atap, dan plafon sesuai spesifikasi material.

1. Beban P1

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri kuda kuda} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda} - \text{kuda} \\ &= \frac{1,2}{2} \times 0,496 \\ &= 0,30 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m'} \\ &= 3,5 \times 0,0676 \\ &= 0,24 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat atap} &= \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{\frac{1,2}{2}}{\cos 35^\circ} \times 3,5 \times 0,45 \\ &= 1,15 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafon} &= \frac{a}{2} \times L \times \text{berat plafon} \\ &= \frac{1,2}{2} \times 3,5 \times 0,18 \\ &= 0,38 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban P1} = 2,07 \text{ kN}$$

2. Beban P2

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri kuda kuda} &= a \times \text{berat kuda} - \text{kuda} \\ &= 1,2 \times 0,496 \\ &= 0,60 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m'} \\ &= 3,5 \times 0,0676 \\ &= 0,24 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat atap} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{1,2}{\cos 35^\circ} \times 3,5 \times 0,45 \\ &= 2,31 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafon} &= a \times L \times \text{berat plafon} \\ &= 1,2 \times 3,5 \times 0,18 \\ &= 0,76 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban P2} = 3,90 \text{ kN}$$

3. Beban Hujan

Beban hujan adalah beban dari air yang terkumpul di atap dan harus diperhitungkan agar tidak menyebabkan kerusakan atau kegagalan struktur.

a. Analisis pembebanan

Beban mati

$$\begin{aligned}\text{Berat atap} &= \frac{L}{\cos \alpha} \times \text{berat penutup atap} \\ &= \frac{1,2}{\cos 35^\circ} \times 45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\ &= 65,92 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri gording} = 6,76 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat plafon} &= L \times \text{Massa Plafon} \\ &= 1,2 \times 18 \text{ kg} \\ &= 21,6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\end{aligned}$$

$$\text{Berat total} = 94,2818 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Beban hidup

$$\text{Beban pekerja} = 100 \text{ kg}$$

SNI 1727:2020 Pasal 8.3 mengatur perhitungan bebanhujan yang menggenangi atap.

Beberapa hal yang perlu diperhatikan meliputi intensitas hujan, sistem drainase, dan potensi genangan air.

$$R = 0,0098 (ds + dh)$$

$$\text{Tinggi balok atap} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif air (ds)} &= \frac{\text{tinggi balok atap} - \text{tebal pelat}}{1000} \\ &= 0,275 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi tambahan (dh)} &= \frac{100}{1000} \\ &= 0,1 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= 0,0098 (ds + dh) \\
 &= 0,0098 (0,275 + 0,1) \\
 &= 0,003675 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban Angin

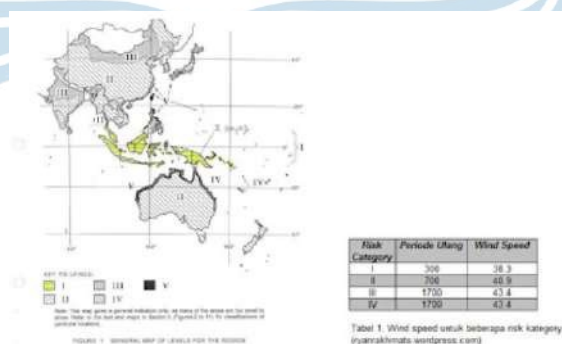
Beban angin adalah tekanan dari hembusan angin pada struktur bangunan, yang penting diperhitungkan terutama di daerah rawan angin kencang atau badai.

1. Kategori resiko

Gedung kuliah termasuk bangunan dengan aktivitas tinggi dan dihuni banyak orang, sehingga menurut SNI 1727:2020 diklasifikasikan sebagai kategori risiko III. Bangunan dalam kategori ini harus dirancang dengan standar keamanan lebih tinggi karena fungsinya sebagai fasilitas umum.

2. Kecepatan angin dasar

Berdasarkan peta kecepatan angin dalam SNI 1727:2020, wilayah Yogyakarta memiliki kecepatan angin dasar sebesar 38,3 m/s.



Gambar 2.8 Peta kecepatan angin

3. Paramater beban angin

a. Faktor arah angin

Kd adalah faktor arah angin yang memperhitungkan kemungkinan dan dampak arah datangnya angin pada suatu bangunan. Dalam SNI 1727:2020, nilai Kd disesuaikan berdasarkan jenis struktur dan arah angin dominan, karena tidak semua arah memberikan pengaruh yang sama.

Untuk bangunan gedung, termasuk gedung kuliah, nilai Kd yang digunakan adalah 0,85, sebagaimana tercantum dalam Tabel 26.6-1 SNI 1727:2020. Nilai ini digunakan dalam perhitungan beban angin untuk memperkirakan pengaruh probabilistik dari arah angin terhadap desain struktur.

Tabel 2.25 SNI 1727:2020 tabel 26.6-1 faktor arah angin

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin K_d
Bangunan gedung	
Sistem penahan gaya angin utama (SPGAU)	0,85
Komponen dan klading (K&K)	0,85
Atap lengkung	0,85
Kubah berbentuk bundar	1,0 a
Cerobong, tangki, dan struktur serupa	0,90
Persegi	0,95
Segi enam	1,0 a
Segi delapan	1,0 a
Bundar	
Dinding solid yang berdiri bebas, peralatan bagian atap, dan panel penunjuk yang berdiri bebas serta panel petunjuk terikat	0,85
Panel petunjuk terbuka dan rangka terbuka bidang tunggal	0,85
Rangka batang merata	
Segitiga, persegi, atau persegi panjang	0,85
Semua penampang lainnya	0,95

b. Kategori kekerasan permukaan

Bangunan ini termasuk dalam kategori B yaitu dengan kekerasan permukaan yang ditandai oleh adanya banyak bangunan.

Dalam perhitungan beban angin berdasarkan SNI 1727:2020, beberapa parameter penting diperhatikan. Faktor topografi (K_{zt}) digunakan untuk menyesuaikan beban angin akibat kondisi kontur lahan, dan untuk area datar atau perkotaan nilainya adalah 1,0. Faktor elevasi permukaan tanah (K_e) juga dipertimbangkan, meskipun dalam kasus ini diasumsikan bernilai 1. Faktor efek hambatan angin (G) digunakan untuk mengoreksi pengaruh angin sesaat dan bernilai 0,85. Bangunan diklasifikasikan sebagai bangunan terbuka sebagian sesuai pasal 26.2 dan 26.12. Tekanan internal dihitung melalui koefisien $G C_{pi}$ sebesar $\pm 0,55$, berdasarkan Tabel 26.13-1.

Koefisien eksposur terhadap kecepatan angin (K_z atau K_h) sebesar 0,99 digunakan dalam perhitungan tekanan kecepatan angin (Q_z), dengan rumus:

$$\begin{aligned} Q_z &= 0,63 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times K_e \times V^2 \\ &= 0,613 \times 0,99 \times 1 \times 0,85 \times 1 \times 38,3^2 \\ &= 756,68 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Menggunakan kecepatan angin dasar 38,3 m/s, diperoleh Q_z sebesar 756,68 N/m². Koefisien tekanan eksternal (C_p) yang bekerja adalah -0,2 di sisi atas datang angin, 0,2 di sisi bawah datang, dan -0,6 di sisi angin pergi. Bangunan memiliki panjang 21 m, lebar 28 m, dan tinggi 30,5 m, dengan rasio $L/B = 0,75$ dan $h/L = 1,45$, serta kemiringan atap 35°.

Tekanan angin adalah gaya per satuan luas dari hembusan angin pada permukaan bangunan, baik eksternal maupun internal.

Rumus tekanan angin (P)

a. Sisi angin datang (Windward)

$$\begin{aligned} P &= qGC_p - qVGC_{pi}W \\ &= (0,75668 \times 0,85 \times 0,2) - (0,75668 \times 0,55) \\ &= -0,2875 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= qGC_p - qVGC_{pi}W \\ &= (0,75668 \times 0,85 \times 0,2) - (0,75668 \times -0,55) \\ &= -0,5448 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Sisi angin pergi (Leeward)

$$\begin{aligned} P &= qGC_p - q(GC_{pi}) \\ &= (0,75668 \times 0,85 \times -0,6) - (0,75668 \times 0,55) \\ &= -0,8021 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= qGC_p - q(GC_{pi}) \\ &= (0,75668 \times 0,85 \times -0,6) - (0,75668 \times -0,55) \\ &= -0,8021 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan ini mengacu pada SNI 1727:2020 Pasal 27.1.5 yang menyatakan bahwa beban angin minimum untuk bangunan gedung tertutup tidak boleh kurang dari 8 lb/ft² atau 0,38 kN/m², dikalikan dengan luas bidang vertikal yang terkena angin.

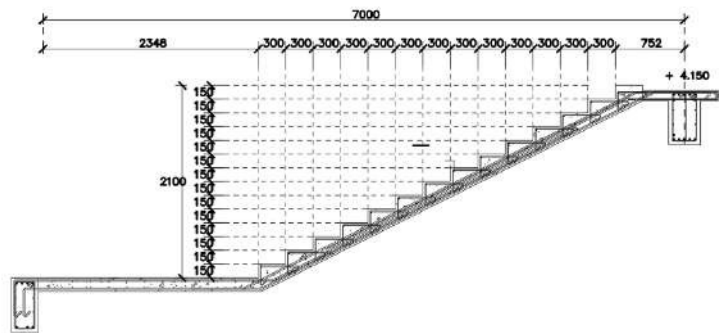
$$\begin{aligned} W_{\min} &= P \times \text{tinggi atap jarak antar kuda kuda} \\ &= 0,38 \times 8,852 \times 3,5 \\ &= 25,1702 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai beban angin minimum yang diperoleh dibandingkan dengan kapasitas struktur yang disyaratkan, yaitu **11,7732 kN**. Hasilnya:

$$25,1702 > 11,7732 \text{ (OK)}$$

Artinya, beban angin minimum telah memenuhi persyaratan standar dan struktur dianggap aman terhadap beban angin minimum tersebut.

2.11 Perencanaan Tangga



Gambar 2.9 Tampak samping dan dimensi tangga

1. Preliminary Desain Tangga

Panjang tangga	= 7 m
Lebar tangga	= 4,25 m
Tinggi lantai	= 4,2 m
Lebar bordes	= 2,34 m
Panjang bordes	= 3,85 m
Tinggi optrede (O)	= 0,15 m
Jumlah anak tangga	= 27 buah
Lebar antrede	= 0,3 m
Tebal pelat	= 200

Kemiringan tangga sebesar $26,57^\circ$ dihitung dari perbandingan tinggi dan panjang anak tangga. Tebal pelat tambahan 0,067 m, sehingga total tinggi pelat menjadi 0,267 m. Tinggi efektif anak tangga 0,2986 m, sesuai batas SNI untuk kenyamanan dan keamanan.

Perhitungan :

$$\tan^{-1} \frac{V_0 W}{A} = \tan^{-1} \times \frac{V_{0,15} W}{0,3}$$

$$= 26,5650^\circ$$

Tinggi anak tangga (h) harus berkisar antara 150mm hingga 200mm.

$$\begin{aligned}
 t' &= \frac{(0,5 \times 0 \times A)}{\sqrt{0^2 + A^2}} \\
 t' &= \frac{(0,5 \times 0,15 \times 0,3)}{\sqrt{0,15^2 + 0,3^2}} \\
 t' &= 0,0670 \text{ m} \\
 H &= tb + t' \\
 &= 0,2 + 0,0670 \\
 &= 0,2670 \text{ m} = 26,7062 \text{ cm} \\
 h' &= \frac{tb}{\cos \alpha} + \frac{0}{2} \\
 &= \frac{0,2}{\cos 26,5650} + \frac{0,15}{2} \\
 &= 0,2986 \text{ m} = 29,8606 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Reaksi tumpuan adalah gaya yang bekerja pada titik tumpu tangga akibat beban-beban seperti berat sendiri, pasangan, spesi, railing, dan beban hidup. Beban-beban tersebut dihitung per meter persegi dan dibagi menjadi dua: untuk anak tangga dan bordes.

Perhitungan dilakukan menggunakan kombinasi beban ultimit untuk memastikan struktur aman terhadap beban maksimum sesuai SNI.

Dua kombinasi digunakan:

1. Kombinasi 1 :

$$1,4 \times \text{qdl}$$

2. Kombinasi 2:

$$1,2 \times \text{qdl} + 1,6 \times \text{qll}$$

2. Penulangan Tangga

Perhitungan dilakukan berdasarkan rumus keseimbangan momen dalam beton bertulang satu arah, sesuai dengan SNI 2847:2019 yaitu:

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b}} \\
 &= 173,5 - \sqrt{173,5^2 - \frac{2 \times 41188300}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 1000}} \\
 &= 12,89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$\beta_1=0.85 \rightarrow$ Merupakan faktor yang digunakan untuk menentukan kedalaman sumbu netral, berdasarkan SNI 2847-2019

Tabel 2.26 SNI 2847:2019 tabel 22.2.2.4.3 distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

$f'c$, Mpa	β_1	
$17 < f'c < 28$	0,85	a
$28 < f'c < 55$	$0,85 - \frac{0,05 (f'c - 28)}{7}$	b
$f'c > 55$	0,65	c

Jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral:

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{12,89}{0,85} \\
 &= 15,17 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Regangan tulangan dihitung untuk mengetahui apakah penampang bekerja dalam kondisi tarik seutuhnya (Fully tension-controlled)

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \frac{0,003 (d-c)}{c} \\
 &= \frac{0,003 (173,5 - 15,17)}{15,17} \\
 &= 0,0313
 \end{aligned}$$

$0,0313 \geq 0,005$ (penampang terkendali tarik $\phi = 0,9$)

Berdasarkan momen nominal yang terjadi, dibutuhkan luas tulangan dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{req} &= \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times (25 \times 12,89 \times 1000)}{420} \\
 &= 652,26 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Namun berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019, tulangan minimum untuk elemen lentur adalah:

$$\begin{aligned}
 A_{S \text{ min } 1} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g \\
 &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 200000 \\
 &= 360 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S \text{ min } 2} &= 0,0014 \times A_g \\
 &= 0,0014 \times 200000 \\
 &= 280 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{S \text{ min pakai}} = 360 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{\text{req}} > A_s (\text{min})$, maka kebutuhan tulangan dapat dipenuhi dengan luas yang dihitung.

$$\begin{aligned}
 A_{db} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Spasi tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b \times A_{db}}{A_{\text{req}}} \\
 &= \frac{1000 \times 132,73}{652,26} \\
 &= 203,49 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka s yang digunakan 200 mm

Mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3, spasi maksimum tulangan tarik.

$$\text{Spasi maks} = \min (3h, 450) = \min (375, 450) = 375 \text{ mm}$$

Karena spasi digunakan (100 mm) < 375 mm, maka penempatan tulangan dinyatakan aman terhadap syarat spasi maksimum.

2.12 Perencanaan Pelat

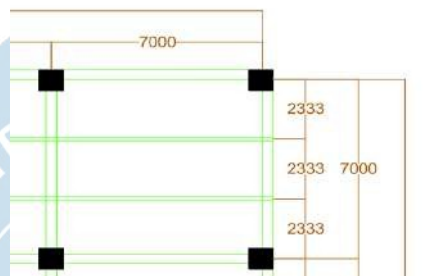
Perencanaan pelat gedung ini dirancang secara tipikal dari lantai 1 hingga lantai 6, dengan sistem penulangan yang sama karena fungsi lantai yang seragam. Jenis pelat yang digunakan adalah pelat satu arah.

Perencanaan gedung ini, pedoman yang digunakan mengacu pada SNI 1727:2020 (beban minimum bangunan), SNI 2847:2019 (persyaratan

beton struktural), SNI 1726:2019 (ketahanan gempa), dan SNI 8900:2020 (panduan desain sederhana untuk bangunan beton bertulang).

Data yang digunakan dalam perencanaan pelat sebagai berikut:

Mutu beton (f_c')	= 25	MPa
Selimut beton	= 20	mm
Mutu baja tulangan	= 280	MPa
Modulus elastisitas	= 200000	MPa



Gambar 2.10 konfigurasi dan dimensi pelat lantai pada arah x dan y

L_x	= 7000	mm
L_y	= 2333,333	mm
Tebal pelat	= 125	mm
Diameter Tulangan	= 10	
d	= 100	mm
ϕ	= 0,9	
A_g	$= \frac{\text{tebal pelat}}{b} = 125000 \text{ mm}^2$	
L	= 2,333	m

Pelat satu arah adalah pelat beton bertulang yang menyalurkan beban terutama ke dua sisi tumpuan sejajar. Tulangan utama dipasang searah bentang pendek karena momen lentur dominan terjadi dalam satu arah. Jenis pelat ini umumnya digunakan jika rasio panjang terhadap lebar > 2 .

$$\frac{L}{W} \geq 2$$

$$\frac{7000}{2333,333} = 3 \text{ (Pelat Satu Arah)}$$

Menghitung ketebalan pelat satu ujung menerus (SNI 2847:2019 ps 7.3.1.1)

$$\frac{l}{24} = \frac{2333,333}{24}$$

$$= 97,2222 \text{ mm} \approx 125 \text{ mm}$$

2.12.1 Pembebanan dan Penulangan Pada Plat

- Ruang rapat, LAB (Plat C)

Tabel 2.27 Beban mati

Beban Mati (Dead Load)			
Jenis Beban Mati	Berat Satuan/ Berat jenis	Tebal (m)	W (kN/m²)
Berat sendiri plat (kN/m ³)	24	0,125	3
Pasir 4 cm	18	0,04	0,72
Spesi 2 cm	21	0,02	0,42
Penutup Lantai	20	0,01	0,2
Berat plafon, MEP, dll	0,25	-	0,25
Total Beban Mati, WD			4,59

Tabel 2.28 Beban hidup

Beban Hidup			
Live Load Ruang Lab, WL		4,79	kN/m ²
Syarat :	WL < 3 x DL		
4,79	<	13,77	OK

$$W_{ul} = 1,4 \times DL$$

$$= 1,4 \times 4,59$$

$$= 6,426 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 W_{u2} &= 1,2 \times DL + 1,6 \times LL \\
 &= 1,2 \times 4,59 + 1,6 \times 4,79 \\
 &= 13,172 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

W_u yang dipakai adalah $13,172 \text{ kN/m}^2$

Perencanaan pelat, perhitungan momen digunakan untuk menentukan besar gaya lentur akibat beban yang bekerja. Momen maksimum dihitung menggunakan rumus sesuai jenis tumpuan, misalnya untuk pelat satu arah sederhana (SNI 2847:2019 Tabel 6.5.2) :

$$\begin{aligned}
 M_{u1} &= \frac{1}{16} \times W_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{16} \times 13,172 \times 2,333^2 = 4,4809 \text{ kNm} \\
 M_{u2} &= \frac{1}{14} \times W_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{14} \times 13,172 \times 2,333^2 = 5,1210 \text{ kNm} \\
 M_{u3} &= \frac{1}{10} \times W_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 13,172 \times 2,333^2 = 7,1694 \text{ kNm} \\
 M_{u4} &= \frac{1}{16} \times W_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{16} \times 13,172 \times 2,333^2 = 4,4809 \text{ kNm} \\
 M_{u5} &= \frac{1}{10} \times W_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 13,172 \times 2,333^2 = 7,1694 \text{ kNm} \\
 M_{u6} &= \frac{1}{14} \times W_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{14} \times 13,172 \times 2,333^2 = 5,1210 \text{ kNm} \\
 M_{u7} &= \frac{1}{16} \times W_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{16} \times 13,172 \times 2,333^2 = 4,4809 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

M_u Max yaitu $7,1694 \text{ kNm} \approx 7169373,39 \text{ Nmm}$

Perhitungan gaya geser pada pelat mengacu pada SNI 2847:2019, terutama Pasal 8.4.13, dan 22.6, untuk memastikan kapasitas geser beton mencukupi, khususnya pada pelat dengan bentang pendek, beban besar, atau di sekitar kolom. Meskipun pelat lebih dominan menahan momen lentur, verifikasi terhadap gaya geser tetap krusial karena potensi kegagalan bersifat mendadak tanpa tanda awal.

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1,15 \times W_u \times L}{2} \\ &= \frac{1,15 \times 13,172 \times 2,333}{2} \\ &= 17672,43081 \text{ N} \end{aligned}$$

Menghitung kekuatan geser beton (V_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 100 \\ &= 63750 \text{ N} \end{aligned}$$

Peninjauan tulangan tunggal menggunakan momen nominal (M_n) dilakukan dengan cara membandingkan momen desain (M_u) yang terjadi pada balok atau pelat dengan kapasitas momen nominal dari tulangan dan beton.

Sehingga diperoleh:

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b}} \\ &= 100 - \sqrt{100^2 - \frac{2 \times (7169373,3908)}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 1000}} \\ &= 3,8217 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\beta_1 = 0.85 \rightarrow$ Merupakan faktor yang digunakan untuk menentukan kedalaman sumbu netral, berdasarkan SNI 2847-2019.

Kemudian menentukan kedalaman sumbu netral :

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{3,8217}{0,85} = 4,4961 \text{ mm} \end{aligned}$$

SNI 2847:2019, regangan tulangan baja penting untuk menentukan batas kekuatan dan kinerja struktur beton bertulang. Berikut adalah perhitungannya:

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{0,003(d-c)}{c} \\ &= \frac{0,003(100-4,4961)}{4,4961} \\ &= 0,06372\end{aligned}$$

$$0,10013 \geq 0,005 \quad (\text{penampang terkendali tarik } \phi = 0,9)$$

Desain beton bertulang SNI 2847:2019, luas tulangan tarik (A_s) dihitung untuk menyeimbangkan gaya tarik pada tulangan dengan gaya tekan pada beton agar elemen struktur mampu menahan gaya dalam yang bekerja.

$$\begin{aligned}A_{s \text{ req}} &= \frac{0,85 f'_c a b}{f_y} \\ &= \frac{0,85 (25 \times 3,8217 \times 1000)}{280} \\ &= 290,04 \text{ mm}^2 \\ A_{s \text{ min}} &= 0,0020 \times A_g \\ &= 0,0020 \times 125000 \\ &= 250 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Setelah menghitung $A_{s \text{ req}}$ dengan $A_{s \text{ min}}$ dilakukan perbandingan.

- Jika $A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}}$ maka digunakan $A_{s \text{ req}}$ sebagai luas tulangan yang dipasang.
- Jika $A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ min}}$ maka digunakan $A_{s \text{ min}}$ untuk memastikan elemen tetap memiliki kekuatan yang cukup sesuai standar.

$A_{s \text{ req}} = 290,0412 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 250 \text{ mm}^2$, sehingga nilai $A_{s \text{ req}}$ tetap digunakan.

1. Menghitung luas tulangan per batang menggunakan rumus luas lingkaran:

$$A_{db} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,5398 \text{ mm}^2$$

2. Menentukan jumlah tulangan yang akan dipasang:

$$n = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{db}}$$

$$= \frac{290,0412}{78,5398}$$

$$= 3,6929 \text{ buah dibulatkan menjadi 4 buah}$$

3. Menghitung jarak antar tulangan (spasi tulangan)

$$s = \frac{b \times A_{db}}{A_{s \text{ req}}}$$

$$= \frac{1000 \times 78,5398}{290,04}$$

$$= 270,78 \text{ mm}$$

dibulatkan menjadi 250 mm untuk memudahkan pemasangan.

Kontrol spasi maksimum (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3, spasi maksimum untuk tulangan ulir harus memenuhi: Spasi Maksimum = min (3h, 375mm, 450mm). perbandingan, spasi tulangan 100 mm < 375 mm dan 450 mm, sehingga memenuhi persyaratan SNI.

- Ruang Dosen, Administrasi, dll (Plat D)

Tabel 2.29 Beban mati ruang dosen, administrasi, dll

Beban Mati (Dead Load)			
Jenis Beban Mati	Berat Satuan/ Berat jenis	Tebal (m)	W (kN/m²)
Berat sendiri plat (kN/m ³)	24	0,125	3
Pasir 4 cm	18	0,04	0,72
Spesi 2 cm	21	0,02	0,42
Penutup Lantai	20	0,01	0,2
Berat plafon, MEP, dll	0,25	-	0,25
Total Beban Mati, WD			4,59

Tabel 2.30 Beban hidup ruang dosen, administrasi, dll

Beban Hidup			
Live Load Ruang Lab, WL		2,4	kN/m ²
Syarat :	WL < 3 x DL		
2,4	<	13,77	OK

$$W_{u1} = 1,4 \times DL$$

$$W_{u1} = 1,4 \times 4,59 = 6,4236 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{u2} = 1,2 \times DL + 1,6 \times LL$$

$$W_{u2} = 1,2 \times 4,59 + 1,6 \times 2,4 = 9,348 \text{ kN/m}^2$$

Perencanaan pelat, perhitungan momen digunakan untuk menentukan besar gaya lentur akibat beban yang bekerja. Momen maksimum dihitung menggunakan rumus sesuai jenis tumpuan, misalnya untuk pelat satu arah sederhana (SNI 2847:2019 Tabel 6.5.2)

$$\begin{aligned}
M_{u1} &= \frac{1}{16} \times W_u \times L^2 \\
&= \frac{1}{16} \times 9,348 \times 2,333^2 = 3,1800 \text{ kNm} \\
M_{u2} &= \frac{1}{14} \times W_u \times L^2 \\
&= \frac{1}{14} \times 9,348 \times 2,333^2 = 3,6343 \text{ kNm} \\
M_{u3} &= \frac{1}{10} \times W_u \times L^2 \\
&= \frac{1}{10} \times 9,348 \times 2,333^2 = 5,0880 \text{ kNm} \\
M_{u4} &= \frac{1}{16} \times W_u \times L^2 \\
&= \frac{1}{16} \times 9,348 \times 2,333^2 = 3,1800 \text{ kNm} \\
M_{u5} &= \frac{1}{10} \times W_u \times L^2 \\
&= \frac{1}{10} \times 9,348 \times 2,333^2 = 5,0880 \text{ kNm} \\
M_{u6} &= \frac{1}{14} \times W_u \times L^2 \\
&= \frac{1}{14} \times 9,348 \times 2,333^2 = 3,6343 \text{ kNm} \\
M_{u7} &= \frac{1}{16} \times W_u \times L^2 \\
&= \frac{1}{16} \times 9,348 \times 2,333^2 = 3,1800 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Mu Max yaitu 5,0880 kNm $\approx$ 5088012,6372 Nmm

Perhitungan gaya geser pada pelat mengacu pada SNI 2847:2019, terutama Pasal 8.4, 13, dan 22.6, untuk memastikan kapasitas geser beton mencukupi, khususnya pada pelat dengan bentang pendek, beban besar, atau di sekitar kolom. Meskipun pelat lebih dominan menahan momen lentur, verifikasi terhadap gaya geser tetap krusial karena potensi kegagalan bersifat mendadak tanpa tanda awal.

$$\begin{aligned}
V_u &= \frac{1,15 \times W_u \times L}{2} \\
&= \frac{1,15 \times 9,348 \times 2,333}{2} \\
&= 12541,89821 \text{ N}
\end{aligned}$$

Menghitung kekuatan geser beton (V_c)

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1 \\
 &= 63750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Peninjauan tulangan tunggal menggunakan momen nominal (M_n) dilakukan dengan cara membandingkan momen desain (M_u) yang terjadi pada balok atau pelat dengan kapasitas momen nominal dari tulangan dan beton.

Sehingga diperoleh:

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} \\
 &= 100 - \sqrt{100^2 - \frac{2(5088012,6372)}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 1000}} \\
 &= 2,6967 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ Merupakan faktor yang digunakan untuk menentukan kedalaman sumbu netral, berdasarkan SNI 2847-2019 kemudian menentukan kedalaman sumbu netral.

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{2,6967}{0,85} \\
 &= 3,1726 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dalam SNI 2847:2019, regangan tulangan baja penting untuk menentukan batas kekuatan dan kinerja struktur beton bertulang. Berikut adalah perhitungannya:

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \frac{0,003(d-c)}{c} \\
 &= \frac{0,003(100-3,17266)}{3,17266} \\
 &= 0,0915
 \end{aligned}$$

$0,00915 \geq 0,005$ (penampang terkendali tarik $\phi = 0,9$)

Desain beton bertulang SNI 2847:2019, luas tulangan tarik (A_s) dihitung untuk menyeimbangkan gaya tarik pada tulangan dengan

gaya tekan pada beton agar elemen struktur mampu menahan gaya dalam yang bekerja.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ req}} &= \frac{0.85 f'_c a b}{f_y} \\ &= \frac{0.85 (25 \times 2,6967 \times 1000)}{280} \\ &= 204,6649 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,0020 \times A_g \\ &= 0,0020 \times 125000 \\ &= 250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Setelah menghitung $A_{s \text{ req}}$ dengan $A_{s \text{ min}}$ dilakukan perbandingan

- Jika $A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}}$ maka digunakan $A_{s \text{ req}}$ sebagai luas tulangan yang dipasang.
- Jika $A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ min}}$ maka digunakan $A_{s \text{ min}}$ untuk memastikan elemen tetap memiliki kekuatan yang cukup sesuai standar.

kasus ini $A_{s \text{ req}} = 204,6649 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 250 \text{ mm}^2$, sehingga nilai $A_{s \text{ req}}$ tetap digunakan.

1. Menghitung luas tulangan per batang menggunakan rumus luas lingkaran:

$$\begin{aligned} A_{db} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,5398 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2. Menentukan jumlah tulangan yang akan dipasang

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s \text{ Per}}}{A_{db}} \\ &= \frac{204,6649}{78,5398} \\ &= 3,1830 \text{ dibulatkan menjadi 4 buah} \end{aligned}$$

3. Menghitung jarak antar tulangan (spasi tulangan)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b \times A_{db}}{A_{s \min}} \\
 &= \frac{1000 \times 78,5398}{250} \\
 &= 314,1592 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

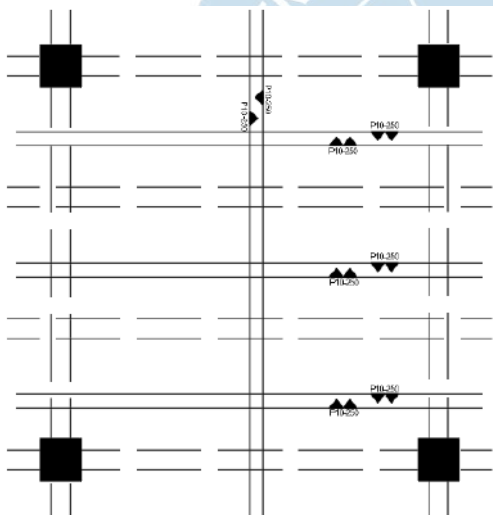
dibulatkan menjadi 300 mm untuk memudahkan pemasangan.

Kontrol spasi maksimum (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)

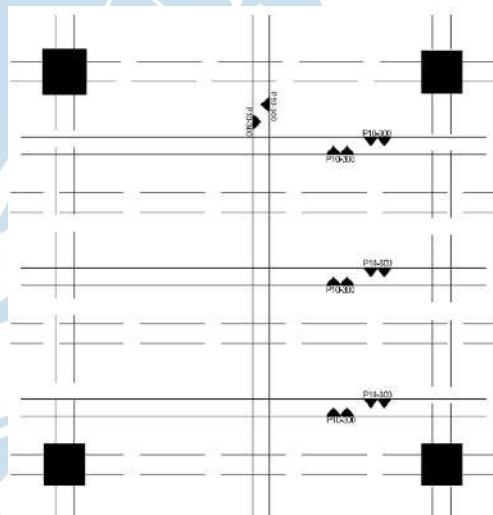
Menurut SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3, spasi maksimum untuk tulangan ulir harus memenuhi:

Spasi Maksimum = min (3h, 375mm, 450mm)

Dari perbandingan, spasi tulangan 300 mm < 375 mm dan 450 mm, sehingga memenuhi persyaratan SNI.



Gambar 2.11 Penulangan pelat lantai arah x dan y dengan spasi tulangan



Gambar 2.12 Penulangan pelat lantai arah x dan y dengan spasi tulangan

2.13 Perencanaan Balok

2.13.1 Perencanaan penulangan Balok Anak

Data yang diperlukan:

Panjang balok (L)	= 7000	mm
Lebar balok (b)	= 350	mm
Tinggi balok (h)	= 550	mm
Panjang tumpuan	= 1100	mm

Tinggi efektif balok	= 491	mm
λ	=1	
Selimut beton	= 40	mm
F_y	= 420	MPa
F_c'	= 25	MPa

Momen:

Berdasarkan hasil tersebut diperoleh momen daerah tumpuan dan lapangan sebagai berikut:

- Daerah Tumpuan

$$\text{Momen negatif } (Mu^-) = 45,83 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen Positif } (Mu^+) = 8,78 \text{ kNm}$$

- Daerah Lapangan

$$\text{Momen Negatif } (Mu^-) = 5,24 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen Positif } (Mu^+) = 119,15 \text{ kNm}$$

Cek syarat momen

$$Mu^+_{\text{tump}} \geq 0,5 Mu^-_{\text{tump}}$$

$$8,78 \geq (0,5) (45,83)$$

$$45,83 \text{ kNm} \geq 8,78 \text{ kNm}$$

Momen positif daerah tumpuan yang dipakai sebesar 8,78 kNm

Tulangan di daerah tumpuan (Mu^-)

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 491 \\ &= 184,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85 \times f_c' \times \phi \times b}} \\ &= 491 - \sqrt{491^2 - \frac{2 \times 45,83 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \end{aligned}$$

$$= 14,151 \text{ mm}$$

Karena $f_c' < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,151}{0,85}$$

$$= 16,64 \text{ mm}$$

- Luas tulangan tarik

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d \times \frac{a}{2})} = \frac{45,83 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times (491 \times \frac{14,151}{2})} = 250,59 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{\pi \times d_b^2} = \frac{250,59}{\pi \times 22^2} = 0,652 \approx 2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n = 0,25 \times \pi \times 22^2 \times 2 = 760,26 \text{ mm}^2$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$A_{s \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4 f_y} = \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 491}{4 \times 420} = 511,45 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min2}} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 350 \times 491}{420} = 572,83 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \max} &= 0,025 \times b \times d \\
 &= 0,025 \times 350 \times 491 \\
 &= 4296,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek $A_{s \max} \geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \min}$

- Cek Spasi

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
 &= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 2 \times 22}{2 - 1} \\
 &= 210 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$s \geq s_{\min}$ OK

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$)

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 &= 0,025
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio penulangan ρ yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{45,83 \times 10^2}{0,9 \times 350 \times 491^2} \\
 &= 0,60
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,60}{0,85 \times 25}} \right) \\
 &= 0,001
 \end{aligned}$$

- Cek Syarat

$$\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}} \text{ (OKE)}$$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y Vd - \frac{W}{2} \\ &= 760,26 \times 420 V491 - \frac{14,15W}{2} \\ &= 154,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 154,52 \\ &= 139,07 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tulangan di daerah tumpuan (M_u^+)

$$M_u \text{ Tumpuan (+)} = 8,78 \text{ kNm}$$

$$0,5 M_u \text{ Tumpuan (-)} = 22,91 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ pakai} = 8,78 \text{ kNm}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85f'_c\phi b}} \\ &= 491 - \sqrt{491^2 - \frac{2 \times 8,78 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 2,68 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $f'_c < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{2,68}{0,85} \\ &= 3,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 491 \\ &= 184,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ req}} &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d - (\frac{a}{2}))} \\
 &= \frac{8,78}{0,9 \times 420 \times (491 - (\frac{2,88}{2}))} \\
 &= 47,44 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{\pi \times d_b^2} \\
 &= \frac{47,44}{\pi \times 22^2} \\
 &= 0,125 \approx 2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ pakai}} &= 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n \\
 &= 0,25 \times \pi \times 22^2 \times 2 \\
 &= 760,26 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min1}} &= \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4 \times f_y} \\
 &= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 491}{4 \times 420} \\
 &= 511,45 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min2}} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 491}{420} \\
 &= 572,83 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ max}} &= 0,025 \times b \times d \\
 &= 0,025 \times 350 \times 491 \\
 &= 4296,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek $A_{s \text{ max}} \geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \text{ min}}$ (OKE)

- Cek Spasi

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
 &= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 2 \times 22}{2 - 1}
 \end{aligned}$$

$$= 210 \text{ mm}$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$$s \geq s_{\min} \text{ OK}$$

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$) dan nilai ρ_{maks}

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio Penulangan ρ yang diperlukan:

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{8,78}{0,9 \times 350 \times 491^2} \\ &= 0,11 \\ \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,11}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,000 \end{aligned}$$

$$\text{Jadi, } \rho_{maks 1} \leq \rho_{perlu} \geq \rho_{maks 2} \text{ sehingga } \rho_{pakai} = 0,001$$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times Vd - \frac{dW}{2} \\ &= 760,26 \times 420 \times V491 - \frac{268W}{2} \\ &= 156,35 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 156,35 \\ &= 140,71 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tulangan di daerah Lapangan (M_u)

$$\text{Mu Lapangan (-)} = 5,24 \quad \text{kNm}$$

$$0,25 \text{ Mu Tumpuan (-)} = 11,45 \quad \text{kNm}$$

$$\text{Mu pakai} = 5,24 \quad \text{kNm}$$

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} c_{\text{max}} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 491 \\ &= 184,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85f'_c\phi b}} \\ &= 491 - \sqrt{491^2 - \frac{2 \times 5,24 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 1,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $f'_c < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{1,6}{0,85} \\ &= 1,88 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_{s \text{ req}} &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d \times \frac{a}{2})} \\ &= \frac{5,24}{0,9 \times 420 \times (491 \times \frac{1,6}{2})} \\ &= 28,31 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times 22^2 \times 2 \\ &= 760,26 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{\pi \times d_b^2} \\ &= \frac{28,31}{\pi \times 22^2} \end{aligned}$$

$$= 0,07 \approx 2$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \min 1} &= \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 491}{4 \times 420} \\ &= 511,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min 2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 350 \times 491}{420} \\ &= 572,83 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \max} &= 0,025 \times b \times d \\ &= 0,025 \times 350 \times 491 \\ &= 4296,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek $A_s \max \geq A_s \text{ use}$ dan Cek $A_s \text{ use} \geq A_{s \min}$

- Cek Spasi

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 2 \times 22}{2 - 1} \\ &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$s \geq s_{\min}$ OK

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$) dan nilai ρ_{maks}

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio Penulangan ρ yang diperlukan:

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{5,24}{0,9 \times 350 \times 491^2} \\ &= 0,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,06}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,0002 \end{aligned}$$

Jadi, $\rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$ sehingga $\rho_{pakai} = 0,002$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times Vd - \frac{W}{2} \\ &= 760,26 \times 420 \times V491 - \frac{W}{2} \\ &= 156,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 156,52 \\ &= 140,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tulangan di daerah Lapangan (M_u^+)

$$M_u \text{ Lapangan (+)} = 119,15 \quad \text{kNm}$$

$$0,25 M_u \text{ Tumpuan (-)} = 11,45 \quad \text{kNm}$$

$$M_u \text{ pakai} = 119,15 \quad \text{kNm}$$

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 491 \\ &= 184,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85f'_c\phi b}} \\ &= 491 - \sqrt{491^2 - \frac{2 \times 119,15 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 37,70 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $f'_c < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{37,70}{0,85} \\ &= 44,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_{s \text{ req}} &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d \times \frac{a}{2})} \\ &= \frac{119,15}{0,9 \times 420 \times (491 \times \frac{37,70}{2})} \\ &= 667,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times 22^2 \times 2 \\ &= 760,26 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{\pi \times d_b^2} \\ &= \frac{760,26}{\pi \times 22^2} \\ &= 1,756 \approx 2 \end{aligned}$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$A_{s \min 1} = \frac{\sqrt{f'c} \times b \times d}{4 \times f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 491}{4 \times 420}$$

$$= 511,45 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min 2} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 350 \times 491}{420}$$

$$= 572,83 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,025 \times b \times d$$

$$= 0,025 \times 350 \times 491$$

$$= 4296,25 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s \max} \geq A_{s \text{ use}}$ dan Cek $A_{s \text{ use}} \geq A_{\min}$

- Cek Spasi

$$s = \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 2 \times 22}{2 - 1}$$

$$= 210 \text{ mm}$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$s \geq s_{\min}$ OK

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$) dan nilai ρ_{maks}

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 1} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio Penulangan ρ yang diperlukan:

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{119,15}{0,9 \times 350 \times 491^2} \\ &= 1,56 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,56}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,0002 \end{aligned}$$

Jadi, $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$ sehingga $\rho_{\text{pakai}} = 0,0004$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times Vd - \frac{aW}{2} \\ &= 760,26 \times 420 \times V491 - \frac{37,70W}{2} \\ &= 150,76 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 150,76 \\ &= 135,68 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Desain

Dari hasil output ETABS, didapatkan gaya gravitasi dan gaya geser maksimum sebagai berikut:

Tumpuan negatif

$$\begin{aligned} A_s \text{ use} &= 760,26 & \text{mm}^2 \\ a &= 53,66 & \text{mm} \\ MPr (-) &= 185,26 & \text{kNm} \end{aligned}$$

Tumpuan Positif

$$A_s \text{ use} = 760,26 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 a &= 53,66 \quad \text{mm} \\
 M_{pr (+)} &= 185,26 \quad \text{kNm} \\
 L_n &= 6200 \quad \text{mm} \\
 V_e &= 107,04 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

- Ujung batang

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ tulangan}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \text{tul. sengkang}^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\
 &= 50,27 \text{ mm}^2 \\
 n &= 2 \\
 A_v &= A_{s \text{ tulangan}} \times n \\
 &= 50,27 \times 2 \\
 &= 100,53 \text{ mm}^2 \\
 &= \frac{A_v \times \phi \times f_{yt} \times d}{v_e} \\
 &= \frac{100,53 \times 0,75 \times 280 \times 491}{107047,563} \\
 &= 96,83 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Cek spasi maksimum

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks1}} &= \frac{d}{4} \\
 &= \frac{491}{4} \\
 &= 122,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks2}} &= 6 \times \text{tul. longitudinal} \\
 &= 6 \times 22 \\
 &= 132,00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s_{\text{maks3}} = 150,00$$

Digunakan s 50 mm

- Tengah bentangan

$$V_{u \text{ etabs}} = 54,69 \text{ kN}$$

$$A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi \text{ tul. sengkang}^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\
&= 50,27 \text{ mm}^2 \\
n &= 2 \text{ buah} \\
A_v &= A_{s \text{ tulangan}} \times n \\
&= 50,27 \times 2 \\
&= 100,53 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di dapatkan s perlu = 199,44 mm

Digunakan s = 150 mm

- Cek spasi maksimum

$$\begin{aligned}
S_{\text{maks}} &= \frac{d}{2} \\
&= \frac{491}{2} \\
&= 245,500 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$s \leq S_{\text{maks}} \text{ OKA}$$

Tabel 2.31 Rekap penulangan balok anak

Rekap Penulangan Balok Anak						
Lantai	Tumpuan (-)	Tumpuan (+)	Lapangan (-)	Lapangan (+)	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
1	2D22	2D22	2D22	2D22	D8	D8
2	2D22	2D22	2D22	2D22	D8	D8
3	2D22	2D22	2D22	2D22	D8	D8
4	2D22	2D22	2D22	2D22	D8	D8
5	2D22	2D22	2D22	2D22	D8	D8
6	2D22	2D22	2D22	2D22	D8	D8
Lantai	Spasi Tulangan				Spasi Sengkang	
	Tumpuan (-) (mm)	Tumpuan (+) (mm)	Lapangan (-) (mm)	Lapangan (+) (mm)	Sengkang Tumpuan (mm)	Sengkang Lapangan (mm)
1	210	210	210	210		
2	200	200	200	200	150	300

3	200	200	200	200	150	300
4	200	200	200	200	150	300
5	200	200	200	200	150	300
6	200	200	200	200	150	300

2.13.2 Tulangan balok induk

Data yang diperlukan:

Panjang balok (L) = 7000 mm

Lebar balok (b) = 350 mm

Tinggi balok (h) = 700 mm

Panjang tumpuan = 1400 mm

Tinggi efektif balok = 637,5 mm

λ = 1

Selimut beton = 40 mm

F_y = 420 MPa

F_c' = 25 MPa

Momen

Berdasarkan hasil tersebut diperoleh momen daerah tumpuan dan lapangan sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

Momen negatif (M_u^-) = 506,10 kNm

Momen Positif (M_u^+) = 184,22 kNm

Daerah Lapangan

Momen Negatif (M_u^-) = 201,94 kNm

Momen Positif (M_u^+) = 182,28 kNm

Cek syarat momen

$$M_u^+_{\text{tump}} \geq 0,5 M_u_{\text{tump}}$$

$$184,22 \text{ kNm} \geq 253,05 \text{ kNm}$$

Momen positif daerah tumpuan yang dipakai sebesar 184,22 kNm

Perhitungan tulangan longitudinal balok

Tulangan di daerah tumpuan (M_u^-)

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 637,5 \\ &= 239,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85f'_c\phi b}} \\ &= 637,5 - \sqrt{637,5^2 - \frac{2 \times 506,10 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 132,22 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $f'_c < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{132,33}{0,85} \\ &= 155,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_{s \text{ req}} &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d \times_2)} \\ &= \frac{506,10}{0,9 \times 420 \times (637,5 \times \frac{132,33}{2})} \\ &= 2343,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times d_b^2} \\ &= \frac{32343,47}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\ &= 4,77 \approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times 25^2 \times 5 \\ &= 2454,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$A_{s \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f'c} \times b \times d}{4 \times f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 637,5}{4 \times 420}$$

$$= 664,63 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min2}} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 350 \times 637,5}{420}$$

$$= 743,750 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 \times b \times d$$

$$= 0,025 \times 350 \times 637,5$$

$$= 5578,125 \text{ mm}^2$$

Cek $A_s \text{ max} \geq A_s \text{ use}$ dan Cek $A_s \text{ use} \geq A_{s \text{ min}}$

- Cek Spasi

$$s = \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 25}{5 - 1}$$

$$= 31,25 \text{ mm}$$

$$s_{\text{min}} = 25 \text{ mm}$$

$s \geq s_{\text{min}}$ OK

- Tulangan dipasang 1 lapis

Tulangan lapis 1 = 5 buah

Dari hasil perhitungan diketahui spasi lapis 1 = 31,25 mm

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{\text{max 1}} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio penulangan ρ yang diperlukan:

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{506,10}{0,9 \times 350 \times 637,5^2} \\ &= 3,95 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times y1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'_c}} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \times y1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,95}{0,85 \times 25}} \\ &= 0,011 \end{aligned}$$

Jadi, $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$ sehingga $\rho_{\text{pakai}} = 0,011$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times Vd - \frac{aW}{2} \\ &= 3436,117 \times 420 \times (637,5 - \frac{132,337}{2}) \\ &= 588,94 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 588,94 \\ &= 530,05 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tulangan di daerah Tumpuan (M_u^+)

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\Phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 637,5 \\ &= 239,063 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85 \times f'_c \times \phi \times b}} \\ &= 637,5 - \sqrt{637,5^2 - \frac{2 \times 352,0755 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 44,74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $f_c' < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} C &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{44,74}{0,85} \\ &= 52,63 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d \times \frac{a}{2})} \\ &= \frac{184,22}{0,9 \times 420 \times (637,5 \times \frac{44,748}{2})} \\ &= 792,31 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times 25^2 \times 4 \\ &= 981,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{\pi \times d_b^2} \\ &= \frac{792,31}{\pi \times 25^2} \\ &= 1,61 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$\begin{aligned} A_{smin1} &= \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 637,5}{4 \times 420} \\ &= 644,063 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{smin2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 350 \times 637,5}{420} \\ &= 743,750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ max}} &= 0,025 \times b \times d \\ &= 0,025 \times 350 \times 637,5 = 5578,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek $A_s \max \geq A_s \text{ use}$ dan Cek $A_s \text{ use} \geq A_s \min$

- Cek Spasi

$$s = \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 25}{2 - 1}$$

$$= 200 \text{ mm}$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$s \geq s_{\min}$ OK

Hasil perhitungan di dapatkan spasi 200 mm dan s min 25 mm.

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio penulangan ρ yang diperlukan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{184,22}{0,9 \times 350 \times 637,5^2}$$

$$= 1,43$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} y1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} z$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} y1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,43}{0,85 \times 25}} z$$

$$= 0,004$$

Jadi, $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$ sehingga $\rho_{\text{pakai}} = 0,004$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times Vd - \frac{aW}{2} \\ &= 981,74 \times 420 \times 637,5 - \frac{44,74W}{2} \\ &= 253,63 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 184,22 \\ &= 228,27 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tulangan di daerah Lapangan (M_u)

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} C_{max} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 637,5 \\ &= 239,063 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85 \times f_c' \times \phi \times b}} \\ &= 637,5 - \sqrt{637,5^2 - \frac{2 \times 190,13 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 45,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $f_c' < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} C &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{46,23}{0,85} \\ &= 54,39 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d \times_2)} \\ &= \frac{190,13}{0,9 \times 420 \times (637,5 \times \frac{45,23}{2})} \end{aligned}$$

$$= 818,72 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times 25^2 \times 3 \\ &= 981,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{\pi \times d_b^2} \\ &= \frac{981,74}{\pi \times 25^2} \\ &= 1,66 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$\begin{aligned} \text{As min1} &= \frac{\sqrt{f_c} \times b \times d}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 637,5}{4 \times 420} \\ &= 664,063 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 350 \times 637,5}{420} \\ &= 743,750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As max} &= 0,025 \times b \times d \\ &= 0,025 \times 350 \times 637,5 \\ &= 5578,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek As max $\geq$ As use dan Cek As use $\geq$ A min

- Cek Spasi

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 25}{2 - 1} \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$s \geq s_{\min}$ OK

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$)

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,025\end{aligned}$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio penulangan ρ yang diperlukan:

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{190,13}{0,9 \times 350 \times 637,5^2} \\ &= 1,48 \\ \rho_{perlu} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} y1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'_c}} z \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} y1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,48}{0,85 \times 25}} z \\ &= 0,004\end{aligned}$$

Jadi, $\rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$ sehingga $\rho_{pakai} = 0,006$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned}M_n &= A_s \times f_y \times Vd - \frac{dW}{2} \\ &= 981,74 \times 420 \times 637,5 - \frac{46,23 \times W}{2} \\ &= 253,33 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 253,33 \\ &= 227,99 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Tulangan di daerah Lapangan (M_u^+)

- Momen nominal diasumsikan sebesar momen desain dengan penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375 \times d \\ &= 0,375 \times 637,5 \\ &= 239,063 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Nilai a dan c

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0,85f'_c\phi b}} \\ &= 637,5 - \sqrt{637,5^2 - \frac{2 \times 217,78 \times 10^6}{0,85 \times 25 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 53,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $f'_c < 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} C &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{53,26}{0,85} \\ &= 62,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d \times \frac{a}{2})} \\ &= \frac{217,78}{0,9 \times 420 \times (637,5 \times \frac{53,26}{2})} \\ &= 942,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= 0,25 \times \pi \times d_b^2 \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times 25^2 \times 3 \\ &= 981,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{\pi \times d_b^2} \\ &= \frac{943,15}{\pi \times 25^2} \\ &= 1,92 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 1} &= \frac{\sqrt{f'c} \times b \times d}{4 \times f_y} \\
 &= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 637,5}{4 \times 420} \\
 &= 664,063 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 637,5}{420} \\
 &= 743,750 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \max} &= 0,025 \times b \times d \\
 &= 0,025 \times 350 \times 637,5 \\
 &= 5578,125 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek $A_s \max \geq A_s \text{ use}$ dan Cek $A_s \text{ use} \geq A_{s \min}$

- Cek Spasi

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b - 2 \times c_c - 2 \times d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
 &= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 25}{2 - 1} \\
 &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$s \geq s_{\min}$ OK

- Rasio balance tulangan ($C_b = T_b$)

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 f'c \beta_1}{f_y} V \frac{600}{600 + f_y} W \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 &= 0,025
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019:Pasal 18.6.3.1)}$$

- Rasio penulangan ρ yang diperlukan:

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{217,78}{0,9 \times 350 \times 637,5^2} \\ &= 1,70 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,70}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

Jadi, $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$ sehingga $\rho_{\text{pakai}} = 0,004$

- Cek kapasitas lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times Vd - \frac{aW}{2} \\ &= 981,74 \times 420 \times 637,5 - \frac{53,26W}{2} \\ &= 251,88 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 251,88 = 226,69 \text{ kNm} \\ &= 226,69 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Penulangan geser

Dari hasil output ETABS, didapatkan gaya gravitasi dan gaya geser maksimum sebagai berikut:

Tumpuan negatif

$$\begin{aligned} A_s \text{ use} &= 2454,36 \text{ mm}^2 \\ A &= 173,25 \text{ mm} \\ M_{Pr(-)} &= 709,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tumpuan Positif

$$\begin{aligned} A_s \text{ use} &= 981,75 \text{ mm}^2 \\ a &= 69,30 \text{ mm} \\ M_{Pr(+)} &= 310,72 \text{ kNm} \\ L_n &= 6200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_e = 413,61 \text{ kN}$$

- Ujung batang

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tulangan}} &= \frac{1}{4} \pi \text{ tul. sengkang}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = n$$

$$\begin{aligned} A_v &= A_{s \text{ tulangan}} \times n \\ &= 78,54 \times 2 \\ &= 157,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di dapatkan s perlu = 50,84 mm

- Cek spasi maksimum

$$\begin{aligned} S_{\text{maks 1}} &= \frac{d}{4} \\ &= \frac{637,5}{4} = 159,375 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{maks 2}} &= 6 \times \text{tul. longitudinal} \\ &= 6 \times 25 = 150,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{maks 3}} = 150,00 \text{ mm}$$

Digunakan s 50 mm

- Tengah bentangan

$$V_{u \text{ etabs}} = 273,48 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tulangan}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \text{tul. sengkang}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} A_v &= A_{s \text{ tulangan}} \times n \\ &= 78,54 \times 2 \\ &= 157,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di dapatkan s perlu = 156,89 mm

- Cek spasi maksimum.

$$S_{maks} = \frac{d}{2} = \frac{637,5}{2} = 318,750 \text{ mm}^2$$

Digunakan s 150 mm

Perhitungan dilakukan dengan prosedur yang sama, namun perbedaan pada dimensi dan pembebanan menyebabkan hasilnya berbeda. Berikut rekapitan perhitungan tulangan balok induk.

Tabel 2.32 Rekapitan penulangan balok induk

Rekap Penulangan Balok Induk						
Lantai	Tumpuan (-)	Tumpuan (+)	Lapangan (-)	Lapangan (+)	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
1	5D25	2D25	2D25	2D25	D10	D10
2	7D25	3D25	3D25	3D25	D10	D10
3	7D25	3D25	3D25	3D25	D10	D10
4	8D22	3D22	3D22	3D22	D10	D10
5	6D22	3D22	2D22	3D22	D10	D10
6	5D25	2D25	2D25	3D25	D10	D10
Lantai	Spasi Tulangan					
	Tumpuan (-) (mm) Lapis 1	Tumpuan (-) (mm) Lapis 2	Tumpuan (+) (mm) Lapis 1	Tumpuan (+) (mm) Lapis 2	Lapangan (-) (mm)	Lapangan (+) (mm)
1	31,25	-	200	-	200	200
2	31,25	200	87,5	-	87,5	87,5
3	31,25	200	87,5	-	87,5	87,5
4	35	92	92	-	92	92
5	54	206	92	-	206	92
6	35	-	206	-	206	92

Tabel 2.33 Spasi sengkang di tumpuan dan lapangan

Spasi Sengkang	
Sengkang Tumpuan (mm)	Sengkang Lapangan (mm)
50	150
50	100
50	100
50	100
50	100
50	200



2.14 Perencanaan Kolom

Parameter Umum

Panjang Kolom	=	4200	mm
Lebar (b)	=	800	mm
Tinggi (h)	=	800	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b	=	25	mm
Diamter Tulangan Sengkang, d_s	=	13	mm
Selimut Beton	=	40	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	=	25	MPa
Kuat Leleh Tulangan Longitudinal, f_y	=	420	MPa
Kuat Leleh Tulangan Transversal, f_{yv}	=	420	MPa
Tinggi balok	=	700	mm
Panjang bersih L_n	=	3500	mm

2.14.1 Perhitungan $P_{ubesaar}$

Tabel 2.34 Aksial lentur

Aksial Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P max	-5276,68	-891,82	-960,111
P min	-940,36	441,82	389,18
M2 max	-1497,63	1035,13	861,19
M2 min	-4544,43	-1025,31	-870,58
M3 max	-1575,42	913,58	961,62
M3 min	-4942,13	-836,88	-980,53

- Ketentuan Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.2, persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom adalah sebagai berikut:

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c' / 10$.

$$\begin{aligned} P_{u \text{ besar}} &= |P_{\max}| \\ &= |-5276,6851| \\ &= 5276,6851 \text{ kN} \approx 5276685,1 \text{ N} \end{aligned}$$

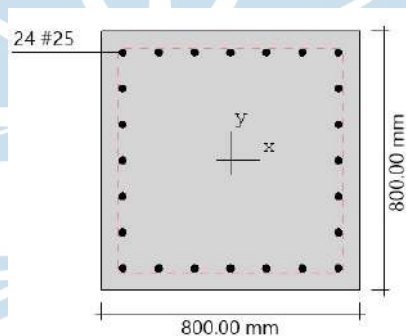
$$P_u = 5276685,1 > \frac{A_g f_c'}{10} = 4800000 \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

- Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm.

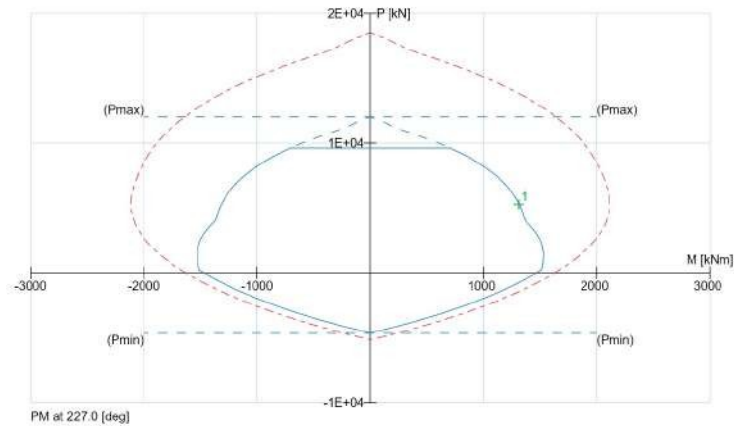
$$b = 800 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{800}{800} = 1 > 0,4 \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$



Gambar 2.13 Hasil design Sp Column



Gambar 2.14 Diagram interaksi kolom P-M

- Perhitungan Tulangan Longitudinal Kolom

Nilai ρ dibatasi dari 0,01 dan tidak lebih dari 0,06 menurut SNI 2847:2019; Pasal 18.7.4.1.

$$n = 24 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{tul}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\ &= 490,87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{\text{Jumlah Tulangan} \times A_{s_{tul}}}{A_g} \\ &= \frac{24 \times 490,87}{640000} \\ &= 0,018 \end{aligned}$$

Penampang memenuhi persyaratan dengan nilai $0,001 > 0,018 < 0,06$

- Pengecekan syarat kuat kolom (strong column weak beam)

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.3.2, kekuatan lentur minimum kolom harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$\tilde{n} M_{nc} \geq (1,2) \tilde{n} M_{nb}$$

Keterangan:

ΣM_{nc} = Jumlah M_n dua kolom yang bertemu di joint

ΣM_{nb} = Jumlah M_n dua balok yang bertemu di joint (termasuk sumbangan tulangan pelat di selebar efektif pelat lantai)

Berikut perhitungan yang dilakukan untuk mengecek kekuatan lentur minimum kolom:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

$$M_n \text{ kolom atas} + M_n \text{ kolom bawah} \geq 1,2(M_n \text{ balok kanan} + M_n \text{ balok kiri})$$

$$\text{kolom} \geq 1,2(M_n + \text{balok} + M_n - \text{balok})$$

$$2(1763,22 \text{ kNm}) \geq 1,2(588,94 \text{ kNm} + 253,63 \text{ kNm})$$

$$(3526,44 \text{ kNm}) \geq 1011,10 \text{ kNm} \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

- Perhitungan Tulangan Transversal Kolom

$$P_u = 5276685,1 \text{ N}$$

$$0,3 A_g f_c' = 480000$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} \geq \frac{1}{4} \left(\frac{P_u}{A_g f_c'} - \frac{f_y}{f_y} \right)$$

$$= 0,3 \frac{640000}{518400} - 1 \frac{25}{420}$$

$$= 0,004$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} \geq 0,09 \times \left(\frac{f_c'}{f_y} \right)$$

$$= 0,09 \times \left(\frac{25}{420} \right)$$

$$= 0,0053$$

$$K_f = \frac{d_b}{175 + 0,6}$$

$$= \frac{25}{175 + 0,6}$$

$$= 0,7428 \approx 1$$

$$K_n = \frac{\text{jumlah tul}}{\text{jumlah tul} - 2}$$

$$= \frac{24}{24 - 2} = 1,0909$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} \geq 0,2 \times k_f \times k_n \frac{P_u}{f_y \times A_g}$$

$$= 0,2 \times 1 \times 1,0909 \frac{5276685,1}{420 \times 518400}$$

$$= 0,0053 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s}_{digunakan} = 0,0053 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$n = 6$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= n \times \frac{1}{4} \pi \times \frac{d_s^2}{s} \\ &= 6 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 \\ &= 796,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_c &= b - 2 \times c_c - 2 \times \frac{1}{2} \times d_b \\ &= 800 - 2 \times 40 - 2 \times \frac{1}{2} \times 25 \\ &= 669 \text{ mm} \end{aligned}$$

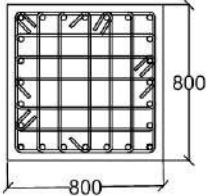
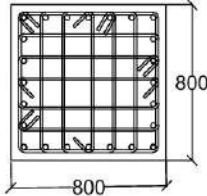
$$\begin{aligned} S_{\text{perlu}} &= \frac{A_{sh}}{A_{sh}_{digunakan} \times b_c} \\ &= \frac{796,39}{0,0053 \times 669} \\ &= 222,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

S_{use} yang digunakan adalah 200 mm

- Pengecekan spasi maksimum
 - $\frac{1}{4} b = 200 \text{ mm}$
 - $6 \times d = 150 \text{ mm}$

Spasi yang digunakan 150 mm

Maka Tulangan yang digunakan D13-200

LANTAI 1	K1 (800X800)	
	Tumpuan	Lapangan
Gambar		
Jumlah Tulangan	24 D25	24 D25
Tulangan Sengkang	D13 - 200	D13 - 200

Gambar 2.15 Penulangan kolom Pu Besar

2.14.2 Perhitungan Pu_{kecil}

Tabel 2.35 Lentur Aksial

Aksial Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P max	-4460,71	-568,27	-712,32
P min	-778,40	65,19	62,32
M2 max	-1233,17	785,11	587,12
M2 min	-3749,90	-756,45	-596,40
M3 max	-1326,58	623,46	746,51
M3 min	-4159,98	-836,88	-741,09

1. Ketentuan Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.2, persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom adalah sebagai berikut:

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c' / 10$.

$$\begin{aligned}
 Pu_{\text{Kecil}} &= |P_{\text{max}}| \\
 &= |-4460,71| \\
 &= 4460,71 \text{ kN} \approx 4460717,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

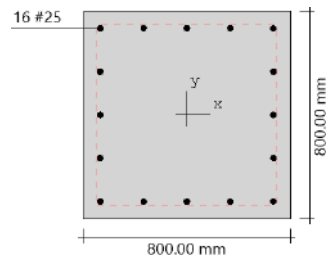
$$Pu = 4460717,6 < \frac{A_g f_c'}{10} = 4800000 \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

- Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm.

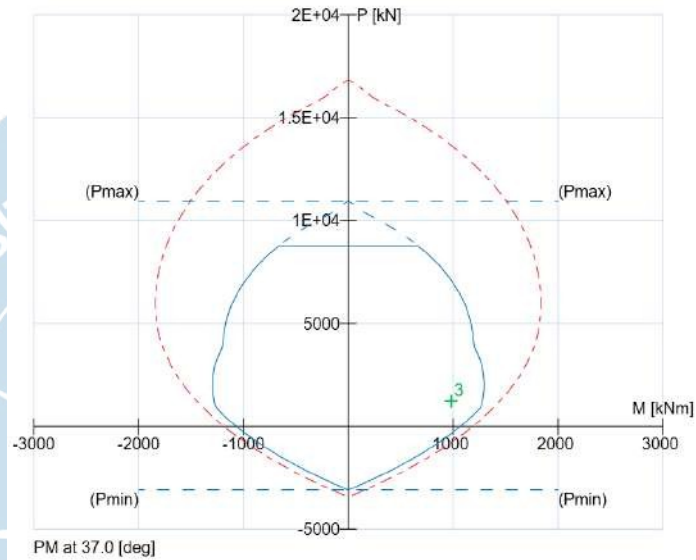
$$b = 800 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{800}{800} = 1 > 0,4 \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$



Gambar 2.16 Hasil design Sp Column



Gambar 2.17 Diagram interaksi kolom P-M

2. Perhitungan Tulangan Longitudinal Kolom

Nilai ρ dibatasi dari 0,01 dan tidak lebih dari 0,06 menurut SNI 2847:2019; Pasal 18.7.4.1

$$n = 24 \text{ buah}$$

$$As_{tul} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$$

$$= 490,87 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{\text{Jumlah Tulangan} \times As_{tul}}{Ag}$$

$$= \frac{16 \times 490,87}{640000}$$

$$= 0,012$$

Penampang memenuhi persyaratan dengan nilai $0,001 > 0,012 < 0,06$

3. Pengecekan Syarat Kuat Kolom (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.3.2, kekuatan lentur minimum kolom harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Keterangan:

$\sum M_{nc}$ = Jumlah M_n dua kolom yang bertemu di joint

$\sum M_{nb}$ = Jumlah M_n dua balok yang bertemu di joint (termasuk sumbangan tulangan pelat di selebar efektif pelat lantai)

Berikut perhitungan yang dilakukan untuk mengecek kekuatan lentur minimum kolom:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

M_n kolom atas + M_n kolom bawah $\geq 1,2(M_n$ balok kanan + M_n balok kiri)

$$2M_n \text{ kolom} \geq 1,2(M_n + \text{balok} + M_n - \text{balok})$$

$$2(1641,37 \text{ kNm}) \geq 1,2(799,90 \text{ kNm} + 371,17 \text{ kNm})$$

$$(kNm) \geq 1405,29 \text{ kNm} \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

4. Tulangan Transversal di luar daerah L_o

Tabel 2.36 Hasil gaya dalam Etabs

Gaya Dalam Etabs		
V2	287,82	kN
V3	293,01	kN
Mpr balok kiri dan kanan		
Mprb, ki (-)	931,2505	kNm
Mprb, ki (+)	452,68	kNm
Mprb ka (-)	931,25	kNm
Mprb ka (+)	452,68	kNm

- Berdasarkan Kuat Geser Beton

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ (Etabs)} &= 293,0150 \text{ kN} \\
 M_{prk} \text{ (Kontribusi balok)} &= 0,5 \times (931,250 + 603,5798) \\
 &= 691,9677 \text{ kNm} \\
 M_{prk} \text{ (Sp Coloumn)} &= 1490,0923 \text{ kNm} \\
 M_{prk} \text{ yang digunakan} &= 691,9677 \text{ kNm} \\
 V_e &= \frac{2 \times 691,9677}{3500 \times 1000} \\
 &= 395,4101 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_e > V_u$ maka $V_c = 0$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0 \\
 V_s &= \frac{395,4101}{0,75} \\
 &= 527,2135 \text{ kN} \\
 &= 527213,4741 \text{ N} \\
 D &= 800 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 - \frac{25}{2} \text{ mm} \\
 &= 734,5 \text{ mm} \\
 A_v/s &= \frac{584697,2685 \text{ N}}{420 \text{ MPa} \times 734,5 \text{ mm}} \\
 &= 1,7090 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

- Berdasarkan Pengekangan Inti Kolom

Menurut SNI 2847 Pasal 18.7.5.4 $P_u \leq 0,3 A_g f_c'$

$$4460717,6 \text{ N} < (800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm} \times 25 \text{ Mpa})$$

$$4460717,6 \text{ N} < 4800000 \text{ mm}^2 \text{ (Pu kecil)}$$

Tulangan Tranversal untuk pengekangan

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{S_{bc}} \cdot 1 &= 0,3 V \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 W \frac{f_c'}{f_{yt}} \\
 &= 0,3 V \frac{640000}{518400} - 1 W \frac{25}{420} \\
 &= 0,0042
 \end{aligned}$$

$$\frac{Ash}{S} = 0,0042 \times 720$$

$$= 3,0159 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{Ash}{Sbc} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$= 0,9 \frac{25}{420}$$

$$= 0,0054$$

$$\frac{Ash}{S} = \frac{Ash}{Sbc} \times bc$$

$$= 0,0054 \times 720$$

$$= 3,8571 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$\frac{Ash}{S}$ yang digunakan 3,8571 mm²/mm

- Tulangan Transversal di daerah sepanjang Lo

- Lo 1 = h kolom = 800 mm

- Lo 2 = ½ ln = 583,333 mm

- Lo 3 = 450 mm

Misal spasi yang digunakan s = 100 mm

$$Ash = 3,8571 \times 100 \text{ mm} = 385,7143 \text{ mm}^2$$

Digunakan D13 dengan 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times (13^2)$$

$$= 132,7323 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki (n)} = \frac{385,7143}{132,7323}$$

$$= 2,9060 \approx 3 \text{ kaki}$$

Maka digunakan 3D13

- Pengecekan Spasi Maksimum

- ¼ b = 200 mm

- 6 x d = 150 mm

$$bc1 = 800 - 2 \times 40 - 2 \times 13 = 25$$

$$= 669 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar Sengkang} = \frac{669}{4} = 167,25 \text{ mm}$$

$$Hx = 2 \times 167,25 \text{ mm} = 334,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow S_o &= 100 + \frac{350 - h_x}{3} \\
 &= 100 + \frac{350 - 334,5}{3} \\
 &= 105,1667 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_o \geq 100 \text{ mm}$$

$$S_o \leq 150 \text{ mm}$$

Check Spasi OKE

Maka digunakan 3D13-100

- Tulangan Tranversal diluar daerah Lo

$$b_w = 800 \text{ mm}$$

$$d = 734,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{25} \times 800 \times 734,5 \\
 &= 499460 \text{ N} \\
 &= 499,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,9 \times 499,46 \\
 &= 449,514 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 394,4101 \text{ kN}$$

Check $\phi V_c > V_u \rightarrow \text{OKE}$

$$S = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= \frac{A_{sh}}{s} \times s \\
 &= 3,8571 \times 150 \\
 &= 578,5714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 490,8739 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{sh}}{A_v} \\
 &= \frac{578,5714}{490,8739}
 \end{aligned}$$

$$= 1,1787 \text{ kaki} \approx 2 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min 1} &= 0,062 \times \sqrt{25} \times V_{\frac{800 \times 150 W}{420}} \\ &= 88,571 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min 2} &= 0,35 \times V_{\frac{800 \times 150 W}{420}} \\ &= 100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

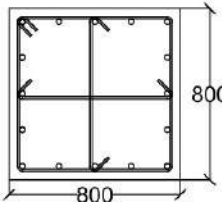
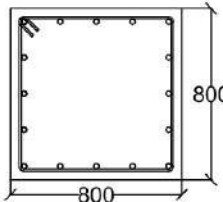
- Pengecekan spasi maksimum

- $\frac{1}{4} b = 200 \text{ mm}$

- $6 \times d = 150 \text{ mm}$

Spasi yang digunakan 150 mm

Maka Tulangan yang digunakan D13-150.

LANTAI 2-3	K2 (800X800)	
	Tumpuan	Lapangan
Gambar		
Jumlah Tulangan	16 D25	16 D25
Tulangan Senggang	D13 - 100	D13 - 150

Gambar 2.18 Penulangan kolom Pu kecil

Tabel 2.37 Rekap tipe kolom

Rekap Penulangan Kolom					
Lantai	Tipe	Tumpuan	Lapangan	sengkang Tumpuan	sengkang Lapangan
1	K1	24D25	24D25	D13-200	D13-200
2	K2	16 D25	16 D25	D13-100	D13-150
3					
4	K3	12 D25	12 D25	D13-100	D13-150
5					
6	K4	8D25	8D25	D13-100	D13-150
1-4	K5	20 D29	20 D29	D13-100	D13-100
5	K6	8 D25	8D25	D13-100	D13-150

