

BAB II PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Perancangan Struktur Atap

Perancangan struktur diawali dengan perancangan struktur atap terlebih dahulu. Perancangan atap dimulai dari perancangan gording terlebih dahulu kemudian dilanjutkan dengan perancangan kuda-kuda. Jenis material yang digunakan pada gording dan kuda-kuda atap adalah baja profil dengan spesifikasi material mengikuti katalog produk dari PT Gunung Garuda. Pedoman yang digunakan pada perancangan struktur atap ini adalah SNI 1729:2020.

Berikut adalah tabel yang berisi data umum mengenai struktur atap yang digunakan pada bangunan ini.

Tabel 2.1.1 Data Umum Struktur Atap

Keterangan	
Bentang kuda-kuda (mm)	15300
Kemiringan atap kiri α (°)	15
Kemiringan atap kiri β (°)	30
Jumlah gording (n)	menyesuaikan
Jarak miring gording (mm)	1200
Jarak mendatar gording (mm)	1159,1
Jarak antar kuda-kuda (m)	6
Jenis atap yang digunakan	Bitumen

2.1.1 Perencanaan Gording

Metode Analisis Pembebanan Gording

Pembebanan pada gording dianalisis berdasarkan *tributary area* beban yang bekerja pada gording, sehingga beban yang bekerja dapat dianalisis dalam beban tiap satuan panjang gording

Pembebanan Gording

Gording pada struktur atap ini direncanakan untuk dapat mendukung beban mati dan beban hidup. Yang dimana beban mati yang didukung oleh gording ini meliputi berat atap, berat sendiri gording, serta berat plafon. Adapun beban hidup yang bekerja pada gording adalah beban terpusat yang merepresentasikan beban pekerja yang ditumpu oleh gording selama pekerjaan ataupun saat pemeliharaan. Pada kenyataannya, berat atap dan berat plafon diketahui dalam satuan berat per luasan (w), namun karena analisis gording ditinjau dalam beban per satuan panjang (q), maka beban per satuan luasan ini perlu diubah terlebih dahulu menjadi beban per satuan panjang terlebih dahulu dengan persamaan berikut:

$$q_{atap} = \text{sudut kemiringan } (^{\circ}) \times w_{atap} \quad (2.1.1)$$

$$q_{plafon} = \text{sudut kemiringan } (^{\circ}) \times w_{plafon} \quad (2.1.2)$$

Momen Rencana Gording

Momen rencana yang bekerja pada gording ditinjau pada ke-2 arah sumbunya (M_2 dan M_3). Hal ini terjadinya karena posisi gording yang miring, sehingga terjadi momen lentur pada sumbu kuat dan sumbu lemahnya. Pada arah sumbu kuat, tumpuan gording berada di ujung-ujungnya, dimana gording menumpu pada kuda-kuda dan dimodelkan sebagai tumpuan sendi. Pada arah sumbu lemah, terdapat empat tumpuan sendi dengan dua tumpuan yang berada di tengah gording merepresentasikan *sagrod* atau ikatan angin, yang menahan lenturan pada arah sumbu lemah gording. Berikut adalah perhitungan momen lentur pada masing-masing sumbu akibat beban mati dan beban hidup yang bekerja pada gording:

Perhitungan momen rencana pada gording dengan kemiringan kuda-kuda 15° :

Tabel 2.1.2 Persamaan Momen Lentur pada Sumbu 2 dan Sumbu 3 Gording Dengan Kemiringan Kuda-kuda 15°

Jenis Beban	Momen Pada Sumbu 2 (M ₂)	Momen Pada Sumbu 3 (M ₃)
Beban Mati	$M_{2D} = \frac{1}{8} q_D \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)^2$	$M_{3D} = \frac{1}{8} q_D \cos \alpha L^2$
Beban Hidup	$M_{2L} = \frac{1}{4} P_L \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)$	$M_{3L} = \frac{1}{4} P_L \cos \alpha L$

Perhitungan momen rencana pada gording dengan kemiringan kuda-kuda 30°

Tabel 2.1.3 Persamaan Momen Lentur pada Sumbu 2 dan Sumbu 3 Gording Dengan Kemiringan Kuda-kuda 30°

Jenis Beban	Momen Pada Sumbu 2 (M ₂)	Momen Pada Sumbu 3 (M ₃)
Beban Mati	$M_{2D} = \frac{1}{8} q_D \sin \beta \left(\frac{L}{3}\right)^2$	$M_{3D} = \frac{1}{8} q_D \cos \beta L^2$
Beban Hidup	$M_{2L} = \frac{1}{4} P_L \sin \beta \left(\frac{L}{3}\right)$	$M_{3L} = \frac{1}{4} P_L \cos \beta L$

Kombinasi Pembebanan

Beban terfaktor maksimum yang bekerja pada gording dapat diambil terbesar dari beberapa kombinasi beban LRFD berdasarkan pasal 2.3 SNI 1727:2020. Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perhitungan ini adalah sebagai berikut:

- U1 = 1,4D
- U2 = 1,2D + 1,6L

Tegangan Pada Penampang

Tegangan yang bekerja pada penampang akibat kombinasi beban terfaktor tidak boleh melebihi tegangan leleh penampang ($f_b \leq f_y$). Tegangan yang terjadi pada penampang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut, dengan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan (0,9).

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi S_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi S_2} \quad (2.1.3)$$

Defleksi Gording

Batasan defleksi gording yang ditentukan dalam AISC 360-16 *chapter* L2 yang menjelaskan tentang defleksi pada komponen horizontal struktur atap. Defleksi gording tidak boleh melebihi 1/240 dari panjang bentang elemen tersebut. Defleksi pada sumbu lemah dan sumbu kuat dapat dihitung berdasarkan persamaan (2.1.4) dan (2.1.5), dan resultan defleksi dari kedua sumbu yang dihitung dengan persamaan (2.1.6) tidak boleh melebihi 1/240L.

$$\delta_2 = \frac{5 (q_D + q_R) \cos \alpha L^4}{384 EI_x} + \frac{P_L \cos \alpha L^3}{48 EI_x} \quad (2.1.4)$$

$$\delta_3 = \frac{5 (q_D + q_R) \sin \alpha L^4}{384 EI_y} + \frac{P_L \sin \alpha L^3}{48 EI_y} \quad (2.1.5)$$

$$\delta = \sqrt{(\delta_2)^2 + (\delta_3)^2} \quad (2.1.6)$$

Berikut adalah detail perhitungan dalam perancangan gording:

- Perhitungan gording pada bagian dengan kemiringan kuda-kuda 15°:

Diketahui:

- Jarak mendatar antar gording = 1,1591 m
- α = 15°
- Jarak antar kuda-kuda = 6 m
- Berat gording = 4,88 kg/m
- Massa plafon = 0,08 kg/m²
- F_y = 240 MPa

➤ Pembebanan Gording:

- Berat Sendiri = 4,88 kg/m
- Berat Atap =

$$\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$$

$$\frac{1,1591}{\cos 15^\circ} \times 8,5 = 10,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Berat Plafon =

jarak antar gording $\times$ *berat plafon*

$$1,1591 \times 0,08 = 0,0927 \frac{kg}{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Dead Load (D) rencana (q)} &= 15,1727 \text{ kg/m} \\ &= 0,1488 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Live Load (L) (P) diambil sebesar 1 kN

Asumsi menggunakan baja profil C *lipped channel* 125 x 50 x 20 x 2,5, dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$I_x = 147 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 22 \text{ cm}^4$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

➤ Rencana Momen Gording

Berdasarkan perhitungan pembebanan gording, diketahui beban yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:

$$- q = 0,1488 \text{ kN/m}$$

$$- P = 1 \text{ kN}$$

❖ Momen pada sumbu 3

- Akibat beban mati ($M_{3,D}$)

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2$$

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,1488) \cos 15^\circ (6)^2 = 0,647 \text{ kNm}$$

- Akibat beban hidup ($M_{3,L}$)

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} P \cos \alpha L$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1) \cos 15^\circ (6) = 1,4489 \text{ kNm}$$

❖ Momen pada sumbu 2

- Akibat beban mati ($M_{2,D}$)

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q \sin \alpha L^2$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} 0,1488 \sin 15^\circ \left(\frac{6}{3}\right)^2 = 0,0193 \text{ kNm}$$

- Akibat beban hidup ($M_{2,L}$)

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} 1 \sin 15^\circ \left(\frac{L}{3}\right) = 0,1294 \text{ kNm}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan momen pada masing-masing sumbu akibat beban mati dan beban hidup, maka momen terfaktor maksimum pada masing-masing sumbu akan sama dengan:

❖ Kombinasi beban pada sumbu 3

- Kombinasi 1

$$M_{3,U1} = 1,4(M_{3,D})$$

$$M_{3,U1} = 1,4(0,647) = 0,9058 \text{ kNm}$$

- Kombinasi 2

$$M_{3,U2} = 1,2(M_{3,D}) + 1,6(M_{3,L})$$

$$M_{3,U2} = 1,2(0,647) + 1,6(1,4489) = 3,095 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi tersebut diambil nilai terbesarnya yaitu $M_{3,U} = 3,095 \text{ kNm}$

❖ Kombinasi beban pada sumbu 2

- Kombinasi 1

$$M_{2,U1} = 1,4(M_{2,D})$$

$$M_{2,U1} = 1,4(0,0193) = 0,02697 \text{ kNm}$$

- Kombinasi 2

$$M_{2,U2} = 1,2(M_{2,D}) + 1,6(M_{2,L})$$

$$M_{2,U2} = 1,2(0,0193) + 1,6(0,1294) = 0,2307 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi tersebut, diambil nilai terbesar yaitu $M_{2,U} = 0,219 \text{ kNm}$

➤ Tegangan Pada Penampang

Tegangan pada penampang dihitung dengan persamaan (2.1.3) dan tidak boleh melebihi tegangan leleh penampang (f_y).

Digunakan profil *C lipped channel* 125 x 50 x 20 x 2,5 dengan $\phi = 0,9$

$$Z_x = W_3 = 23,5 \text{ cm}^3 = 23,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$Z_y = W_2 = 6,6 \text{ cm}^3 = 6,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2}$$

$$f_b = \frac{3,095}{(0,9)(23,5 \times 10^{-6})} + \frac{0,2307}{(0,9)(6,6 \times 10^{-6})}$$

$$f_b = 185065,584 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_b = 185,0656 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan yang terjadi ($f_b = 185,0656 \text{ MPa}$) lebih kecil dari tegangan leleh penampang ($f_y = 240 \text{ MPa}$), sehingga dapat disimpulkan bahwa penampang ini aman terhadap tegangan ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Gording

❖ Defleksi Pada Sumbu 3

$$\delta_3 = \frac{5 q \sin \alpha L^4}{384 EI_y} + \frac{P \sin \alpha L^3}{48 EI_y}$$

$$\delta_3 = \frac{5 (0,1524) \sin 15^\circ \left(\frac{6}{3}\right)^4}{384 \times 2 \times 10^8 \times 22 \times 10^{-8}} + \frac{1 \times \sin 15^\circ \left(\frac{6}{3}\right)^3}{48 \times 2 \times 10^8 \times 22 \times 10^{-8}}$$

$$\delta_3 = 0,0012 \text{ m}$$

❖ Defleksi Pada Sumbu 2

$$\delta_2 = \frac{5 q \cos \alpha L^4}{384 EI_x} + \frac{P \cos \alpha L^3}{48 EI_x}$$

$$\delta_2 = \frac{5 (0,1524) \cos 15^\circ (6)^4}{384 \times 2 \times 10^8 \times 147 \times 10^{-8}} + \frac{1 \times \cos 15^\circ (6)^3}{48 (2 \times 10^8 \times 147 \times 10^{-8})}$$

$$\delta_2 = 0,0232 \text{ m}$$

❖ Resultan Defleksi

$$\delta = \sqrt{(\delta_2)^2 + (\delta_3)^2}$$

$$\delta = \sqrt{(0,0232)^2 + (0,0012)^2} = 0,0233 \text{ m} = 23,3 \text{ mm}$$

❖ Defleksi yang Diijinkan

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} L$$

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (6000) = 25 \text{ mm}$$

$$\delta \leq \delta_{maks} \text{ (aman)}$$

Karena hasil pengecekan menunjukkan bahwa profil gording aman terhadap defleksi dan tegangan, maka profil *C lipped channel* 125 x 50 x 20 x 2,5 dapat digunakan untuk gording pada atap dengan kemiringan 15°.

- Perhitungan gording pada bagian dengan kemiringan kuda-kuda 30°:

Diketahui:

- Jarak mendatar antar gording = 1,039 m
- β = 35°
- Jarak antar kuda-kuda = 6 m
- Berat gording = 4,88 kg/m
- Massa plafon = 0,08 kg/m²
- F_y = 240 MPa

➤ Pembebanan Gording:

- Berat Sendiri = 4,88 kg/m

- Berat Atap =

$$\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \beta} \times \text{berat atap}$$

$$\frac{1,039}{\cos 30^\circ} \times 8,5 = 10,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Berat Plafon =

$$\text{jarak antar gording} \times \text{berat plafon}$$

$$1,039 \times 0,08 = 0,083 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

+

Dead Load (D) rencana (*q*) = 15,163 kg/m

= 0,149 kN/m

Live Load (L) (*P*) diambil sebesar 1 kN

Asumsi menggunakan baja profil *C lipped channel* 125 x 50 x 20 x 2,5, dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$I_x = 147 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 22 \text{ cm}^4$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

➤ Rencana Momen Gording

Berdasarkan perhitungan pembebanan gording, diketahui beban yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:

- $q = 0,149$ kN/m

- $P = 1$ kN

❖ Momen pada sumbu 3

- Akibat beban mati ($M_{3,D}$)

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} q \cos \beta L^2$$

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,149) \cos 30^\circ (6)^2 = 0,58 \text{ kNm}$$

- Akibat beban hidup ($M_{3,L}$)

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} P \cos \beta L^2$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1) \cos 30^\circ (6)^2 = 1,3 \text{ kNm}$$

❖ Momen pada sumbu 2

- Akibat beban mati ($M_{2,D}$)

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q \sin \beta L^2$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} (0,149) \sin 30^\circ \left(\frac{6}{3}\right)^2 = 0,037 \text{ kNm}$$

- Akibat beban hidup ($M_{2,L}$)

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \beta \left(\frac{L}{3}\right)$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} (1) \sin 30^\circ \left(\frac{6}{3}\right) = 0,25 \text{ kNm}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan momen pada masing-masing sumbu akibat beban mati dan beban hidup, maka momen terfaktor maksimum pada masing-masing sumbu akan sama dengan:

❖ Kombinasi beban pada sumbu 3

- Kombinasi 1

$$M_{3,U1} = 1,4(M_{3,D})$$

$$M_{3,U1} = 1,4(0,58) = 0,812 \text{ kNm}$$

- Kombinasi 2

$$M_{3,U2} = 1,2(M_{3,D}) + 1,6(M_{3,L})$$

$$M_{3,U2} = 1,2(0,812) + 1,6(1,3) = 2,774 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi tersebut diambil nilai terbesarnya yaitu $M_{3,U} = 2,774 \text{ kNm}$

❖ Kombinasi beban pada sumbu 2

- Kombinasi 1

$$M_{2,U1} = 1,4(M_{2,D})$$

$$M_{2,U1} = 1,4(0,037) = 0,052 \text{ kNm}$$

- Kombinasi 2

$$M_{2,U2} = 1,2(M_{2,D}) + 1,6(M_{2,L})$$

$$M_{2,U2} = 1,2(0,037) + 1,6(0,25) = 0,445 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi tersebut, diambil nilai terbesar yaitu

$$M_{2,U} = 0,445 \text{ kNm}$$

➤ Tegangan Pada Penampang

Tegangan pada penampang dihitung dengan persamaan (2.1.3) dan tidak boleh melebihi tegangan leleh penampang (f_y).

Digunakan profil *C lipped channel* 125 x 50 x 20 x 2,5 dengan $\phi = 0,9$

$$Z_x = W_3 = 23,5 \text{ cm}^3 = 23,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$Z_y = W_2 = 6,6 \text{ cm}^3 = 6,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2}$$

$$f_b = \frac{2,774}{(0,9)(23,5 \times 10^{-6})} + \frac{0,445}{(0,9)(6,6 \times 10^{-6})}$$

$$f_b = 206015,7245 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_b = 206,015 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan yang terjadi ($f_b = 206,015 \text{ MPa}$) lebih kecil dari tegangan leleh penampang ($f_y = 240 \text{ MPa}$), sehingga dapat disimpulkan bahwa penampang ini aman terhadap tegangan ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Gording

❖ Defleksi Pada Sumbu 3

$$\delta_3 = \frac{5 q \sin \beta L^4}{384 EI_y} + \frac{P \sin \beta L^3}{48 EI_y}$$

$$\delta_3 = \frac{5 (0,149) \sin 30^\circ \left(\frac{6}{3}\right)^4}{384 \times 2 \times 10^8 \times 22 \times 10^{-8}} + \frac{1 \times \sin 30^\circ \left(\frac{6}{3}\right)^3}{48 \times 2 \times 10^8 \times 22 \times 10^{-8}}$$

$$\delta_3 = 0,0022 \text{ m}$$

❖ Defleksi Pada Sumbu 2

$$\delta_2 = \frac{5 q \cos \beta L^4}{384 EI_x} + \frac{P \cos \beta L^3}{48 EI_x}$$

$$\delta_2 = \frac{5 (0,149) \cos 30^\circ (6)^4}{384 \times 2 \times 10^8 \times 147 \times 10^{-8}} + \frac{1 \times \cos 30^\circ (6)^3}{48 (2 \times 10^8 \times 147 \times 10^{-8})}$$

$$\delta_2 = 0,021 \text{ m}$$

❖ Resultan Defleksi

$$\delta = \sqrt{(\delta_2)^2 + (\delta_3)^2}$$

$$\delta = \sqrt{(0,021)^2 + (0,0022)^2} = 0,0208 \text{ m} = 20,8 \text{ mm}$$

❖ Defleksi yang Diiijinkan

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} L$$

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (6000) = 25 \text{ mm}$$

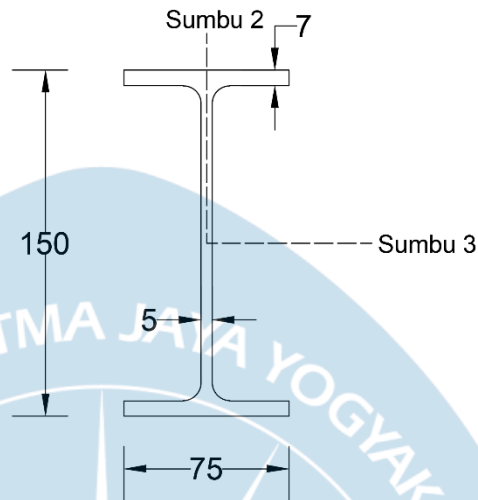
$$\delta \leq \delta_{maks} \text{ (aman)}$$

Karena hasil pengecekan menunjukkan bahwa profil gording aman terhadap defleksi dan tegangan, maka profil *C lipped channel* 125 x 50 x 20 x 2,5 dapat digunakan untuk gording pada atap dengan kemiringan 30°.

2.1.2 Perencanaan Nok

Prinsip perencanaan nok sama dengan perencanaan gording, namun momen lentur dan defleksinya ditinjau pada arah sumbu kuatnya saja.

Nok pada atap ini dirancang dengan menggunakan profil IWF 150 x 75 x 5 x 7 yang memiliki berat 0,14 kN/m. Berdasarkan katalog dari PT Gunung Garuda



Gambar 2.1.1 Profil IWF 150 x 75 x 5 x 7

Berikut adalah tabel spesifikasi dari profil tersebut:

Tabel 2.1.4 Parameter Fisik Profil IWF 150 x 75 x 5 x 7

Keterangan	Nilai
Inersia sumbu kuat (I_x) (mm^4)	6660000
Inersia sumbu lemah (I_y) (mm^4)	495000
Modulus penampang sumbu kuat (S_x) (mm^3)	88800
Modulus penampang sumbu lemah (S_y) (mm^3)	13200
Modulus Elastisitas (E) (MPa)	200000

➤ Pembebanan

Rincian beban mati yang didukung oleh profil di nok adalah sebagai berikut:

- Berat sendiri (q_{nok}) = 14 kg/m
- Berat plafond + penggantung (w_{plafond}) = 0,056 kg/m

- Berat atap (w_{atap})	= 5,95 kg/m	+
<i>Dead Load</i> rencana (q)	= 20,006 kg/m	
	= 0,196 kN/m	
<i>Live Load</i> rencana (p)	= 1 kN	

➤ Momen Rencana Nok

Beban-beban yang bekerja pada nok direkapitulasi sebagai berikut:

$$- q = 0,196 \quad \text{kN/m}$$

$$- P_L = 1,0 \quad \text{kN}$$

Momen pada sumbu 3 akibat masing-masing beban dirinci sebagai berikut:

- Akibat beban mati ($M_{3,D}$)

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} q L^2$$

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,196) 6^2$$

$$M_{3,D} = 0,883 \text{ kNm}$$

- Akibat beban hidup ($M_{3,L}$)

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} p L$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1,0) 6$$

$$M_{3,L} = 1,5 \text{ kNm}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Dari hasil perhitungan momen rencana akibat beban hidup dan beban mati, maka momen terfaktor maksimum adalah sebagai berikut:

- Kombinasi 1

$$M_{3,U1} = 1,4(M_{3,D})$$

$$M_{3,U1} = 1,4(0,883)$$

$$M_{3,U1} = 1,236 \text{ kNm}$$

- Kombinasi 2

$$M_{3,U2} = 1,2(M_{3,D}) + 1,6(M_{3,L})$$

$$M_{3,U2} = 1,2(0,883) + 1,6(1,5)$$

$$M_{3,U2} = 3,464 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi tersebut, diambil nilai yang terbesar yaitu $M_{3,U2} = 3,464 \text{ kNm}$

➤ Tegangan Pada Penampang

Tegangan pada penampang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi S_3}$$

Dan nilai ini tidak boleh melebihi tegangan leleh penampang (f_y)

$$f_b = \frac{3,464 \times 10^6}{(0,9)(88800)}$$

$$f_b = 43,343 \frac{N}{mm^2}$$

Karena tegangan yang terjadi pada penampang tidak lebih besar dari tegangan leleh penampang ($f_y = 240 \text{ MPa}$), maka penampang ini dapat disimpulkan aman ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Nok

- Defleksi di Sumbu-2

$$\delta_2 = \frac{5 q L^4}{384 EI_x} + \frac{p L^3}{48 EI_x}$$

$$\delta_2 = \frac{5 (0,196) (6)^4}{384(2 \times 10^8)(66,6 \times 10^{-7})} + \frac{(1)(6)^3}{48(2 \times 10^8)(66,6 \times 10^{-7})}$$

$$\delta_2 = 0,0059 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 5,9 \text{ mm}$$

- Defleksi Maksimum yang Diizinkan

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} L$$

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (6000)$$

$$\delta_{maks} = 25 \text{ mm}$$

- Cek Keamanan Profil Terhadap Defleksi

$$\delta \leq \delta_{maks}$$

$$5,9 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$$

Karena defleksi yang terjadi lebih kecil dari defleksi maksimum, maka profil ini dapat dikategorikan aman terhadap defleksi

Hasil pengecekan terhadap tegangan dan defleksi menunjukkan bahwa keduanya aman terhadap batasan yang diizinkan ($f_b \leq f_y$ dan $\delta \leq \delta_{maks}$), maka dapat disimpulkan bahwa profil IWF 150 x 75 x 5 x 7 aman dan dapat digunakan sebagai nok pada atap ini.

2.1.3 Perencanaan *Sag-Rod*

Gaya yang bekerja pada *sag-rod* adalah gaya aksial tekan akibat distribusi beban dari sumbu lemah gording. Gaya yang bekerja pada *sag-rod* meliputi gaya yang terjadi akibat beban mati dan beban hidup dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q_D \times \sin \alpha \right)$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} (P_L \times \sin \alpha)$$

Beban terfaktor maksimum (kombinasi pembebanan) yang bekerja pada *sag-rod* diambil dari beberapa kombinasi beban LRFD berdasarkan pasal 2.3 SNI 1727:2020. Adapun kombinasi yang digunakan dalam perhitungan ini adalah sebagai berikut:

$$\triangleright U_1 = 1,4D$$

$$\triangleright U_2 = 1,2D + 1,6L$$

Luasan *sag-rod* minimum yang diperlukan untuk mendukung beban terfaktor maksimum dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$A_{s_{req}} = \frac{F_{t,U}}{\phi f_y}$$

Dimana ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9.

Berikut adalah perhitungan *sag-rod* pada atap dengan kemiringan 15°:

❖ Gaya pada *sag-rod*

- Akibat beban mati ($F_{t,D}$)

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q_D \times \sin \alpha \right)$$

$$F_{t,D} = 10 \left(\left(\frac{6}{3} \right) \times 0,1409 \times \sin 15^\circ \right)$$

$$F_{t,D} = 0,77 \text{ kN}$$

- Akibat beban hidup ($F_{t,L}$)

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} (P \times \sin \alpha)$$

$$F_{t,L} = \frac{10}{2} (1 \times \sin 15^\circ)$$

$$F_{t,L} = 1,294 \text{ kN}$$

❖ Kombinasi pembebanan

Gaya terfaktor maksimum akibat beban mati dan beban hidup yang bekerja pada *sag-rod* adalah sebagai berikut:

- Kombinasi 1

$$F_{t,U1} = 1,4(F_{t,D})$$

$$F_{t,U1} = 1,4(0,77)$$

$$F_{t,U1} = 1,079 \text{ kN}$$

- Kombinasi 2

$$F_{t,U2} = 1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L}$$

$$F_{t,U2} = 1,2(0,77) + 1,6(1,294)$$

$$F_{t,U2} = 2,995 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi tersebut, diambil nilai terbesarnya yaitu: $F_{t,U} = 2,995 \text{ kN}$.

❖ Luas perlu *sag-rod*

$$A_{sreq} = \frac{F_{t,U}}{\phi f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{2,995 \times 10^3}{(0,9)(240)}$$

$$A_{sreq} = 13,866 \text{ mm}^2$$

Dari rumus luas lingkaran, didapatkan diameter minimum *sag-rod* adalah 3,724 mm. Namun, karena diameter minimum yang dijual di pasaran adalah sebesar 10 mm, maka digunakan *sag-rod* dengan diameter 10 mm.

Berikut adalah perhitungan *sag-rod* pada atap dengan kemiringan 30° :

❖ Gaya pada *sag-rod*

- Akibat beban mati ($F_{t,D}$)

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q_D \times \sin \beta \right)$$

$$F_{t,D} = 6 \left(\left(\frac{6}{3} \right) \times 0,1409 \times \sin 30^\circ \right)$$

$$F_{t,D} = 0,893 \text{ kN}$$

- Akibat beban hidup ($F_{t,L}$)

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} (P \times \sin \beta)$$

$$F_{t,L} = \frac{6}{2} (1 \times \sin 30^\circ)$$

$$F_{t,L} = 1,5 \text{ kN}$$

❖ Kombinasi pembebanan

Gaya terfaktor maksimum akibat beban mati dan beban hidup yang bekerja pada *sag-rod* adalah sebagai berikut:

- Kombinasi 1

$$F_{t,U1} = 1,4(F_{t,D})$$

$$F_{t,U1} = 1,4(0,893)$$

$$F_{t,U1} = 1,25 \text{ kN}$$

- Kombinasi 2

$$F_{t,U2} = 1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L}$$

$$F_{t,U2} = 1,2(0,893) + 1,6(1,5)$$

$$F_{t,U2} = 3,471 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi tersebut, diambil nilai terbesarnya yaitu: $F_{t,U} = 3,471 \text{ kN}$.

❖ Luas perlu *sag-rod*

$$A_{sreq} = \frac{F_{t,U}}{\phi f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{3,471 \times 10^3}{(0,9)(240)}$$

$$A_{sreq} = 16,069 \text{ mm}^2$$

Dari rumus luas lingkaran, didapatkan diameter minimum *sag-rod* adalah 4,523 mm. Namun, karena diameter minimum yang dijual di pasaran adalah sebesar 10 mm, maka digunakan *sag-rod* dengan diameter 10 mm.

2.1.4 Perencanaan Kuda-Kuda

Kuda-kuda adalah elemen struktur atap yang berperan untuk mendukung beban dari gording dan atap. Kuda-kuda pada gedung ini dirancang dengan menggunakan *monoframe* material baja menggunakan profil IWF. Sehingga, konsep perhitungan kapasitas

penampang kuda-kuda baja tersebut menggunakan konsep *beam-column*. (Digunakan profil IWF 150 x 100 x 6 x 9 dengan berat 18,2 kg/m)

- Pembebanan kuda-kuda

Analisis pembebanan yang bekerja pada kuda-kuda dimodelkan sebagai beban terpusat, yang dimana besarnya beban terpusat dihitung berdasarkan *tributary area* dari beban tersebut.

Beban yang ditanggung oleh kuda-kuda meliputi beban mati dan beban hidup yang dihitung dengan cara sebagai berikut:

- ❖ Beban Mati

Beban mati yang didukung kuda-kuda meliputi berat atap, berat gording, berat nok, dan berat plafon. Beban yang bekerja di kuda-kuda dengan kemiringan 15° dan 30° adalah sama, dengan rincian sebagai berikut:

- Beban P_1

$$\text{Beban Gording} = W_{gording} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{plafon} \times L \times \frac{a}{2}$$

$$\text{Beban Atap} = W_{atap} \times L \times \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha}$$

- Beban P_2

$$\text{Beban Gording} = W_{gording} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{plafon} \times L \times a$$

$$\text{Beban Atap} = W_{atap} \times L \times \frac{a}{\cos \alpha}$$

- Beban P_3

$$\text{Beban Gording} = W_{gording} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{plafon} \times L \times \frac{a+b}{2}$$

$$\text{Beban Atap} = W_{atap} \times L \times \frac{\frac{a+b}{2}}{\cos \alpha}$$

- Beban P₄

$$\text{Beban Gording} = W_{gording} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{plafon} \times L \times \frac{b+c}{2}$$

$$\text{Beban Atap} = W_{atap} \times L \times \frac{\frac{b+c}{2}}{\cos \alpha}$$

- Beban P₅

DIHITUNG DI PERHITUNGAN NOK

- Beban P₆

$$\text{Beban Gording} = W_{gording} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{plafon} \times L \times \frac{f}{2}$$

$$\text{Beban Atap} = W_{atap} \times L \times \frac{\frac{f}{2}}{\cos \beta}$$

- Beban P₇

$$\text{Beban Gording} = W_{gording} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{plafon} \times L \times f$$

$$\text{Beban Atap} = W_{atap} \times L \times \frac{f}{\cos \beta}$$

- Beban P₈

$$\text{Beban Gording} = W_{gording} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{plafon} \times L \times \frac{f+e}{2}$$

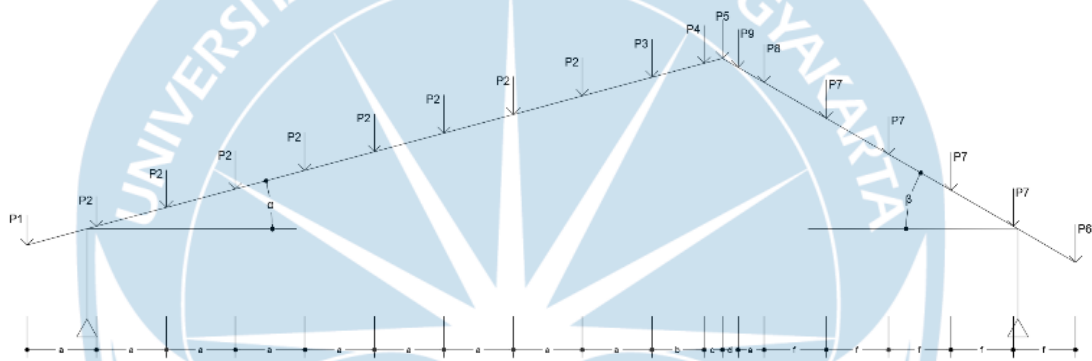
$$\text{Beban Atap} = W_{\text{atap}} \times L \times \frac{\frac{f+e}{2}}{\cos \beta}$$

- Beban P_9

$$\text{Beban Gording} = W_{\text{gording}} \times L$$

$$\text{Beban Plafon} = W_{\text{plafon}} \times L \times \frac{e+d}{2}$$

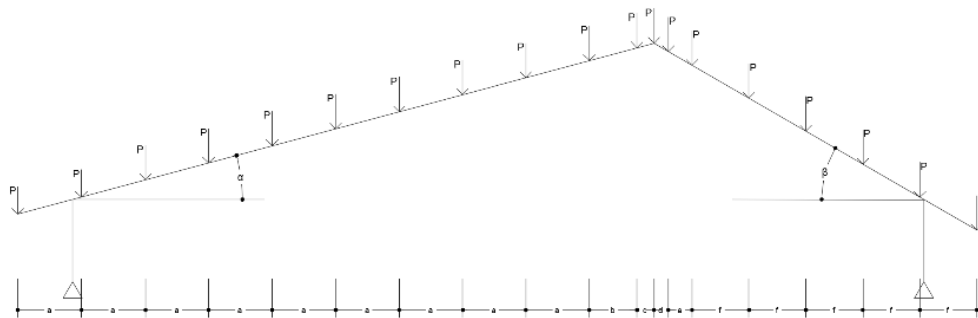
$$\text{Beban Atap} = W_{\text{atap}} \times L \times \frac{\frac{e+d}{2}}{\cos \beta}$$



Gambar 2.1.2 Lokasi-lokasi Titik Pengaruh Beban Mati Pada Kuda-kuda

❖ Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada kuda-kuda berupa beban terpusat dari pekerja selama pelaksanaan maupun pada saat pemeliharaan yang bebannya terpusat pada gording. Gambar tersebut menunjukkan beban hidup (P) yang bekerja pada kuda-kuda yang besarnya adalah 1 kN.



Gambar 2.1.3 Lokasi-lokasi Titik Pengaruh Beban Hidup Pada Kuda-kuda

❖ Beban Angin

Penentuan beban angin pada struktur atap mengacu pada peraturan yang diatur dalam SNI 1727:2020 pasal 27. Beban angin yang bekerja pada kuda-kuda terdiri dari dua jenis, yaitu angin tiup dan angin hisap. Besarnya beban angin tiup dan angin hisap ini tergantung dari nilai koefisien angin tiup dan angin hisap yang diatur dalam pasal 27.3. Nilai koefisien tekanan angin tiup (C_{ti}) dan angin hisap (C_{si}) ditunjukkan pada Tabel 2.1.5, dengan h/L merupakan rasio tinggi atap rata-rata terhadap bentang kuda-kuda. Beban angin pada masing-masing titik gording dimodelkan sebagai beban terpusat

Tabel 2.1.5 Koefisien Tekanan Angin Tiup dan Angin Hisap (Sumber: SNI 1727:2020)

Arah Angin	Di sisi angin datang									Di sisi angin pergi		
	Sudut (α)									Sudut (α)		
	h/L	10°	15°	20°	25°	30°	35°	45°	60°	10°	15°	$\geq 20^\circ$
Tegak lurus terhadap nok untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0		$0,01\alpha$	-0,3	-0,5	-0,6
		-0,18	0,0	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4				
		-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0				
	0,5	-0,18	-0,18	0,0	0,2	0,2	0,3	0,4	$0,01\alpha$	-0,5	-0,5	-0,6
		-1,3	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0				
	$\geq 1,0$	-0,18	-0,18	-0,18	0,0	0,2	0,2	0,4	$0,01\alpha$	-0,7	-0,6	-0,6

Beban angin dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$W_1 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.7)$$

$$W_2 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.8)$$

$$W_3 = \frac{\frac{a+b}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.9)$$

$$W_4 = \frac{\frac{b}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.10)$$

$$W_5 = \frac{c}{\cos \beta} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.11)$$

$$W_6 = \frac{\frac{d}{2} + c}{\cos \beta} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.12)$$

$$W_7 = \frac{d}{\cos \beta} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.13)$$

$$W_8 = \frac{\frac{d}{2}}{\cos \beta} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.14)$$

Karena kemiringan atap pada gedung ini berbeda (15° dan 30°), maka dibuat 2 kemungkinan yaitu beban angin datang dari arah atap dengan kemiringan 15° dan beban angin datang dari arah atap dengan kemiringan 30°.

Dengan cara yang sama, maka didapat:

$$W_9 = \frac{\frac{d}{2}}{\cos \beta} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.15)$$

$$W_{10} = \frac{d}{\cos \beta} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.16)$$

$$W_{11} = \frac{\frac{d + c}{2}}{\cos \beta} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.17)$$

$$W_{12} = \frac{c}{\cos \beta} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.1.18)$$

$$W_{13} = \frac{b}{\cos \alpha} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.19)$$

$$W_{14} = \frac{\frac{b + a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.20)$$

$$W_{15} = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.21)$$

$$W_{16} = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{si} \times L \times Q_w \quad (2.1.22)$$

- Analisis Struktur Kuda-Kuda

Dalam analisisnya, kuda-kuda dimodelkan dengan menggunakan tumpuan jenis sendi pada kedua titik tumpuannya. Kuda-kuda dianalisis dengan menggunakan *software* ETABS. Hasil analisis yang diambil adalah gaya dalam, yaitu gaya aksial, gaya geser, dan momen lentur.

- Kombinasi Pembebanan

Beban terfaktor maksimum yang bekerja pada kuda-kuda diambil yang terbesar dari beberapa kombinasi pembebanan dengan menggunakan konsep LRFD berdasarkan pasal 2.3 SNI 1727:2020. Berikut adalah kombinasi yang digunakan:

- $U = 1,4D$
- $U = 1,2D + 1,6L$
- $U = 1,2D + 0,5L + 1W$

- Kapasitas Aksial Tekan Profil

Perhitungan kapasitas aksial tekan profil baja mengacu pada AISC 360-16 *chapter* E. Kapasitas aksial tekan profil baja yang dihitung tidak boleh kurang dari gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada profil.

Beberapa aturan perhitungan kapasitas aksial tekan pada profil baja yang diambil dari AISC 360-16 adalah sebagai berikut:

- Panjang Efektif (AISC 360-16 *chapter* E2)

Panjang efektif digunakan untuk menghitung rasio kelangsingan penampang. Panjang efektif batang dihitung pada kedua sumbunya. Panjang batang pada kedua sumbu bisa berbeda bila ada dukungan lateral pada sumbu batang tersebut.

Gording yang terpasang di sepanjang kuda-kuda bertindak sebagai dukungan lateral pada kuda-kuda. Panjang efektif dapat dihitung berdasarkan persamaan (2.1.23), dengan K

adalah faktor panjang efektif yang ditentukan berdasarkan Tabel C-A-7.1 *Appendix 7* AISC 360-16.

$$L_c = KL \quad (2.1.23)$$

- Rasio Kelangsingan (AISC 360-16 *chapter* E2)

Profil yang dirancang sebagai batang tekan tidak boleh memiliki rasio kelangsingan lebih dari 200. Rasio kelangsingan batang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\frac{L_c}{r} \leq 200 \quad (2.1.24)$$

Dimana,

L_c : Panjang efektif

r : jari-jari girasi

- Tegangan Tekuk Kritis

Tegangan tekuk kritis (F_{cr}) penampang dihitung berdasarkan dua kondisi. Apabila $\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka F_{cr} dapat dihitung berdasarkan persamaan (2.1.25), namun jika $\frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, F_{cr} dihitung dengan persamaan (2.1.26) dengan F_e pada kedua persamaan adalah tegangan tekuk elastik yang dihitung dengan persamaan (2.1.27).

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad (2.1.25)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (2.1.26)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r} \right)^2} \quad (2.1.27)$$

- Kekuatan Tekan Desain

Kekuatan tekan desain penampang bisa dihitung dengan persamaan (2.1.28), dengan A_g adalah luas penampang profil dan ϕ_c adalah faktor reduksi kekuatan untuk batang tekan sebesar 0,9.

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad (2.1.28)$$

- Kapasitas Lentur Profil

Perhitungan kapasitas lentur profil didasarkan pada AISC 360-16 *chapter* F. Kapasitas lentur profil yang telah dihitung tidak boleh kurang dari momen lentur terfaktor maksimum yang bekerja pada profil.

- Kekompakkan Penampang

Pada batang lentur, terdapat tiga klasifikasi penampang, yaitu penampang kompak, non-kompak, dan langsing. Kekompakkan penampang ditentukan berdasarkan rasio lebar terhadap tebal dan rasio tinggi terhadap tebal tidak boleh melebihi batasan tertentu. Tabel 2.1.6 menentukan batasan rasio lebar/tinggi terhadap tebal untuk profil IWF, dengan λ adalah rasio lebar/tinggi terhadap tebal, λ_p adalah batas atas kategori kompak, dan λ_r adalah batas atas kategori non-kompak. Jika nilai $\lambda \leq \lambda_p$, maka penampang dikategorikan kompak. Jika nilai $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ maka penampang dikategorikan non-kompak, dan apabila $\lambda > \lambda_r$ maka penampang dikategorikan langsing (penampang jenis ini sangat dihindari dalam perancangan). Dalam desain diharapkan penampang yang digunakan adalah kompak, karena penampang yang kompak mampu menghasilkan distribusi tegangan yang sepenuhnya plastis dan memiliki kapasitas rotasi sebelum terjadinya tekuk lokal (Yura et al., 1978).

Tabel 2.1.6 Batasan Rasio Lebar terhadap Tinggi (Sumber: AISC 360:16)

Elemen	λ	λ_p	λ_r
<i>Flange</i> (sayap)	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
<i>Web</i> (badan)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

- Kapasitas Lentur Penampang Kompak

Kekuatan lentur nominal (M_n) diambil berdasarkan kondisi leleh (M_p) atau saat terjadi *lateral torsional buckling* (LTB). Kekuatan lentur nominal diambil berdasarkan kondisi leleh apabila $L_b \leq L_p$, dengan L_b adalah panjang batang tanpa dukungan lateral untuk kondisi leleh yang dihitung berdasarkan persamaan (2.1.29). Kapasitas lentur saat terjadi leleh (M_p) dihitung berdasarkan persamaan (2.1.30).

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.1.29)$$

$$M_p = F_y Z_x \quad (2.1.30)$$

Kekuatan lentur nominal (M_n) diambil berdasarkan kondisi LTB saat $L_b > L_p$. Terdapat dua kondisi LTB, yaitu elastik dan inelastik. LTB terjadi secara elastik apabila $L_b > L_r$, dengan L_r adalah batasan panjang batang tanpa dukungan lateral untuk kondisi LTB inelastik yang dihitung dengan persamaan (2.1.31). Ketika LTB terjadi elastik, maka kekuatan lentur nominal ditentukan berdasarkan persamaan (2.1.33). Namun sebaliknya, LTB terjadi inelastik

terjadi saat $L_p < L_b \leq L_r$ dan kapasitas lentur nominal dihitung berdasarkan persamaan (2.1.32). Kapasitas lentur desain ($\phi_b M_n$) dapat dihitung dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ_b) untuk lentur sebesar 0,9.

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)}} \quad (2.1.31)$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.1.32)$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.1.33)$$

Dengan keterangan dari masing-masing parameter ialah sebagai berikut:

- r_{ts} : radius girasi pada sayap tekan ditambah dengan seperenam badan (mm)
- J : Konstanta Torsi (mm^4)
- c : 1,0
- h_0 : Jarak antara pusat massa *flange* / sayap (mm)
- C_w : Konstanta *warping* (mm^6)
- S_x : Modulus penampang elastis sumbu x (mm^3)
- Z_x : Modulus penampang plastis sumbu x (mm^3)
- F_{cr} : Tegangan kritis (MPa)
- C_b : Faktor fradien momen
- $M_{\max}$: Nilai mutlak momen maksimum sepanjang bentang tanpa dukungan lateral (kNm)
- M_A : Nilai mutlak momen pada $\frac{1}{4}$ bentang tanpa dukungan lateral (kNm)
- M_B : Nilai mutlak momen pada tengah bentang tanpa dukungan lateral (kNm)

- M_C : Nilai mutlak momen pada $\frac{3}{4}$ bentang tanpa dukungan lateral (kNm)

Dengan persamaan r_{ts} , F_{cr} , C_b adalah sebagai berikut:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} \quad (2.1.34)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (2.1.35)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (2.1.36)$$

- Kapasitas Geser Profil

Analisis perhitungan kapasitas lentur profil mengacu pada AISC 360-16 *chapter G*. Kapasitas geser profil tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor maksimum yang ditanggung oleh profil IWF. Kapasitas geser desain profil dihitung dengan menggunakan persamaan 2.1.37, dengan A_w adalah luasan dari badan (*web*) profil, C_{v1} adalah faktor reduksi gaya setelah terjadi tekuk, dan ϕ_v adalah faktor reduksi kekuatan untuk geser. Jika nilai $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, Nilai C_{v1} dan ϕ_v bernilai 1. C_{v1} bernilai 1 itu berarti bahwa kekuatan geser persamaan yang digunakan untuk menghitung kapasitas geser terfaktor profil.

$$\phi_v V_n = \phi_v 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad (2.1.37)$$

- Keamanan *Beam-Column*

Perhitungan keamanan *beam-column* mengacu pada AISC 360-16 *chapter H*. *Beam-column* dinyatakan aman apabila nilai $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$. Namun apabila nilai $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$, maka persamaan (2.1.39

harus dipenuhi. Dengan P_r adalah kekuatan aksial yang diperlukan, dan P_c adalah kapasitas aksial nominal.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (2.1.38)$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (2.1.39)$$

M_r adalah kekuatan lentur yang diperlukan dan M_c adalah kapasitas lentur yang tersedia ($\phi_b M_n$).

- Kekuatan yang Diperlukan (P_r dan M_r)

Diperlukan analisis orde kedua ($P-\Delta$ dan $P-\delta$) untuk menghitung kekuatan profil yang diperlukan karena portal ini tergolong sebagai portal bergoyang. Dengan, $P-\delta$ adalah momen tambahan akibat defleksi batang, sedangkan $P-\Delta$ adalah momen tambahan akibat salah satu ujung batang mengalami translasi. Nilai P_r dan M_r dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$P_r = B_1 P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (2.1.40)$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (2.1.41)$$

Dimana, notasi "nt" menyatakan gaya maksimum terjadi saat tidak ada goyangan, sedangkan "lt" menyatakan gaya maksimum terjadi akibat adanya goyangan (gaya lateral).

B_1 pada kedua persamaan merupakan faktor amplifikasi gaya akibat adanya $P-\delta$, sedangkan B_2 merupakan faktor amplifikasi gaya akibat adanya $P-\Delta$.

- Faktor Pembesar Gaya (B_1 dan B_2)

Faktor B_1 dapat dihitung dengan persamaan berikut:

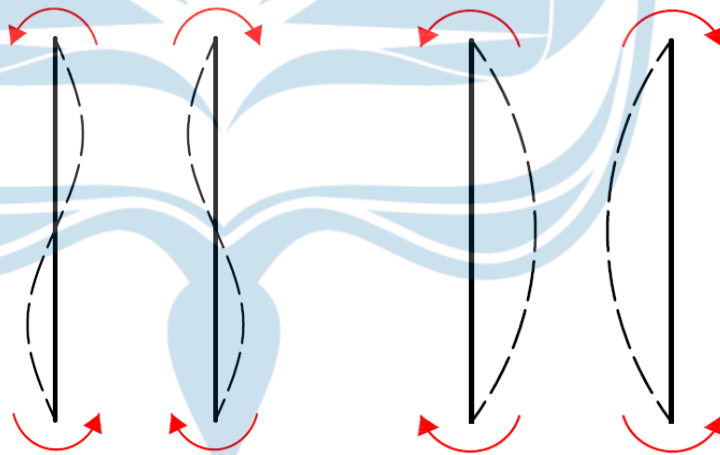
$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\alpha(P_u + P_{lt})}{P_{e1}} \right)} \geq 1 \quad (2.1.42)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2.1.43)$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(L_{c1})^2} \quad (2.1.44)$$

Dengan nilai $\alpha = 1$ untuk LRFD, C_m merupakan faktor distribusi momen dan P_{e1} merupakan kekuatan aksial tekuk kritis pada bidang yang mengalami lentur. Jika hasil perhitungan menunjukkan $B_1 < 1$, maka nilai B_1 akan sama dengan 1.

Terdapat nilai M_1 dan M_2 pada persamaan untuk mencari faktor distribusi momen (C_m) yang dimana M_1 dan M_2 adalah momen pada kedua ujung batang dengan nilai M_1 lebih kecil dari M_2 . Nilai M_1/M_2 bernilai positif apabila batang mengalami *reverse curvature*. Namun sebaliknya, apabila batang mengalami *single curvature*, maka nilai M_1/M_2 adalah negatif.



Gambar 2.1.4 Reverse Curvature

Gambar 2.1.5 Single Curvature

Faktor B_2 dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{P_{e_{story}}}} \geq 1$$

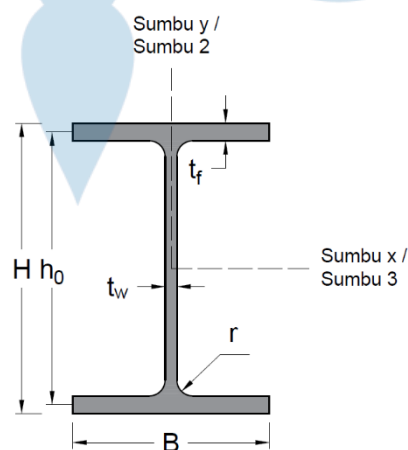
Dimana P_{story} adalah total gaya aksial yang didukung pada lantai yang ditinjau dan P_{e_story} merupakan total kuat tekuk elastik pada lantai yang ditinjau. P_{story} dan P_{e_story} digunakan saat analisis dilakukan pada sistem portal dengan jumlah lantai yang lebih dari satu. Namun, karena analisis ini digunakan untuk kuda – kuda, maka $P_{\text{story}} = P_u$ dan $P_{e_\text{story}} = P_{e1}$.

Berikut adalah detail perhitungan kuda-kuda atap yang digunakan pada gedung ini:

Diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 2.1.7 Parameter Fisik IWF 150 x 100 x 6 x 9

Parameter	Nilai	Parameter	Nilai
E (MPa)	200000	I_x (mm ⁴)	1×10^7
F_y (MPa)	240	I_y (mm ⁴)	$1,5 \times 10^6$
H (mm)	148	S_x (mm ³)	138000
B (mm)	100	S_y (mm ³)	30100
t_f (mm)	9	Z_x (mm ³)	150450
t_w (mm)	6	Z_y (mm ³)	46170
r (mm)	8	r_x (mm)	61,7
h_0 (mm)	139	r_y (mm)	23,9
A_g (mm ²)	2635	C_w (mm ⁶)	$7,56 \times 10^9$
A_w (mm ²)	888	J (mm ⁴)	48906



Gambar 2.1.6 Profil IWF 150 x 100 x 6 x 9

❖ Pembebanan Kuda - Kuda

• Beban Mati

Detail beban mati yang bekerja pada kuda-kuda dapat dilihat pada gambar berikut:

- Beban P_1

$$\text{Beban Gording} = 4,88 \times 6$$

$$\text{Beban Plafon} = 0,08 \times 6 \times \frac{1,159}{2}$$

$$\text{Beban Atap} = 8,5 \times 6 \times \frac{\frac{1,2}{2}}{\cos 15^\circ}$$

- Beban P_2

$$\text{Beban Gording} = 4,88 \times 6$$

$$\text{Beban Plafon} = 0,08 \times 6 \times 1,159$$

$$\text{Beban Atap} = 8,5 \times 6 \times \frac{1,159}{\cos 15^\circ}$$

- Beban P_3

$$\text{Beban Gording} = 4,88 \times 6$$

$$\text{Beban Plafon} = 0,08 \times 6 \times \frac{1,159+0,869}{2}$$

$$\text{Beban Atap} = 8,5 \times 6 \times \frac{\frac{1,159+0,869}{2}}{\cos 15^\circ}$$

- Beban P_4

$$\text{Beban Gording} = 4,88 \times 6$$

$$\text{Beban Plafon} = 0,08 \times 6 \times \frac{0,869+0,308}{2}$$

$$\text{Beban Atap} = 8,5 \times 6 \times \frac{\frac{0,869+0,308}{2}}{\cos 15^\circ}$$

- Beban P_5

Dapat dilihat di perhitungan nok

- Beban P_6

$$\begin{aligned}\text{Beban Gording} &= 4,88 \times 6 \\ \text{Beban Plafon} &= 0,08 \times 6 \times \frac{1,039}{2} \\ \text{Beban Atap} &= 8,5 \times 6 \times \frac{\frac{1,039}{2}}{\cos 30^\circ}\end{aligned}$$

- Beban P₇

$$\begin{aligned}\text{Beban Gording} &= 4,88 \times 6 \\ \text{Beban Plafon} &= 0,08 \times 6 \times 1,039 \\ \text{Beban Atap} &= 8,5 \times 6 \times \frac{1,039}{\cos 30^\circ}\end{aligned}$$

- Beban P₈

$$\begin{aligned}\text{Beban Gording} &= 4,88 \times 6 \\ \text{Beban Plafon} &= 0,08 \times 6 \times \frac{1,039+0,433}{2} \\ \text{Beban Atap} &= 8,5 \times 6 \times \frac{\frac{1,039+0,433}{2}}{\cos 30^\circ}\end{aligned}$$

- Beban P₉

$$\begin{aligned}\text{Beban Gording} &= 4,88 \times 6 \\ \text{Beban Plafon} &= 0,08 \times 6 \times \frac{0,433+0,26}{2} \\ \text{Beban Atap} &= 8,5 \times 6 \times \frac{\frac{0,433+0,26}{2}}{\cos 30^\circ}\end{aligned}$$

- Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada kuda-kuda atap diambil sebesar 1 kN yang terpusat di setiap gording, yang arahnya searah dengan arah gravitasi.

- Beban Angin

Rasio h/L pada kuda-kuda ini dihitung dengan perbandingan antara membagi tinggi bangunan + $\frac{1}{2}$ tinggi atap (h) dengan lebar bentang atap (L). Rasio h/L ini

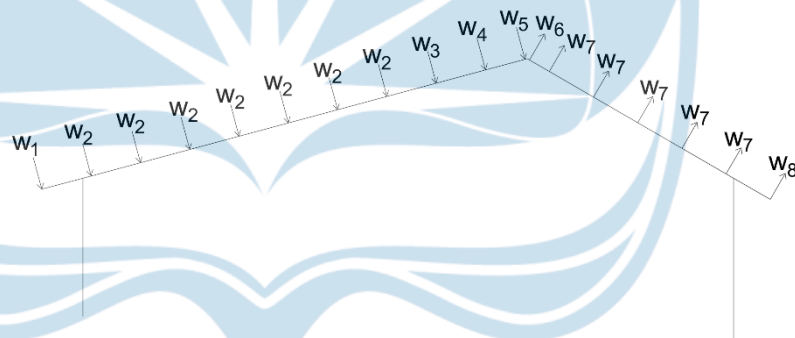
diperlukan untuk dapat menentukan koefisien angin tiup (C_{ti}) dan angin hisap (C_{is}).

$$\frac{h}{L} = \frac{17,25 + \frac{2,8}{2}}{15,3}$$

$$\frac{h}{L} = 1,22$$

Perhitungan beban angin pada gedung ini dibagi menjadi 2 kasus, yaitu kasus pertama dimana angin datang dari kemiringan kuda-kuda 15° dan kasus kedua adalah ketika angin datang dari kemiringan kuda-kuda 30° .

Untuk kasus pertama, yaitu saat angin datang dari arah atap dengan kemiringan 15° . Dari Tabel 2.1.5 nilai C_{ti} (angin datang) diambil sebesar -1 dan C_{is} (angin pergi) diambil sebesar -0,6, dan tiupan angin sebesar $0,25 \text{ kN/m}^2$.



Gambar 2.1.7 Titik-titik Lokasi Pengaruh Beban Angin Pada Kuda-kuda Atap Baja

- Beban W_1

$$W_1 = \frac{\frac{1,159}{2}}{\cos 15^\circ} \times -1 \times 6 \times 0,25$$

$$W_1 = 0,9 \text{ kN}$$

- Beban W_2

$$W_2 = \frac{1,159}{\cos 15^\circ} \times -1 \times 6 \times 0,25$$

$$W_2 = 1,8 \text{ kN}$$

- Beban W_3

$$W_3 = \frac{\frac{1,159 + 0,927}{2}}{\cos 15^\circ} \times -1 \times 6 \times 0,25$$

$$W_3 = 1,62 \text{ kN}$$

- Beban W_4

$$W_4 = \frac{\frac{0,927}{2}}{\cos 15^\circ} \times -1 \times 6 \times 0,25$$

$$W_4 = 0,72 \text{ kN}$$

- Beban W_5

$$W_5 = \frac{0,407}{\cos 15^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_5 = 0,21 \text{ kN}$$

- Beban W_6

$$W_6 = \frac{\frac{1,039}{2} + 0,407}{\cos 30^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_6 = 0,75 \text{ kN}$$

- Beban W_7

$$W_7 = \frac{1,039}{\cos 30^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_7 = 1,08 \text{ kN}$$

- Beban W_8

$$W_8 = \frac{\frac{1,039}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_8 = 0,54 \text{ kN}$$

Untuk kasus kedua, yaitu saat angin datang dari arah atap dengan kemiringan 30° . Dari Tabel 2.1.5 nilai C_{ti} (angin datang) diambil sebesar -0,3 dan C_{is} (angin pergi) diambil sebesar -0,6, dan tiupan angin sebesar $0,25 \text{ kN/m}^2$.

- Beban W_9

$$W_9 = \frac{\frac{1,039}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,3 \times 6 \times 0,25$$

$$W_9 = 0,27 \text{ kN}$$

- Beban W_{10}

$$W_{10} = \frac{\frac{1,039}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,3 \times 6 \times 0,25$$

$$W_{10} = 0,54 \text{ kN}$$

- Beban W_{11}

$$W_{11} = \frac{\frac{1,039 + 0,407}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,3 \times 6 \times 0,25$$

$$W_{11} = 0,38 \text{ kN}$$

- Beban W_{12}

$$W_{12} = \frac{\frac{0,407}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,3 \times 6 \times 0,25$$

$$W_{12} = 0,11 \text{ kN}$$

- Beban W_{13}

$$W_{13} = \frac{\frac{0,927}{2}}{\cos 15^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_{13} = 0,43 \text{ kN}$$

- Beban W_{14}

$$W_{14} = \frac{\frac{1,16 + 0,927}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_{14} = 0,97 \text{ kN}$$

- Beban W_{15}

$$W_{15} = \frac{\frac{1,039}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_{15} = 1,08 \text{ kN}$$

- Beban W_{16}

$$W_{16} = \frac{\frac{1,039}{2}}{\cos 30^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$W_{16} = 0,54 \text{ kN}$$

❖ Analisis Struktur Kuda-Kuda

Pemodelan struktur yang dimodelkan menggunakan *software* ETABS. Dari semua gaya yang bekerja pada profil tersebut, diambil nilai terbesarnya yang ditabulasi sebagai berikut:

Tabel 2.1.8 Gaya-gaya Dalam Hasil Analisis ETABS yang Bekerja Pada Kuda-kuda Baja

Jenis Gaya	Nilai
P_{u_maks} (kN)	17,482
P_{u_min} (kN)	33,194
P_{lt} (kN)	10,8937
M_{u_maks} (kNm)	21,9194
M_{u_min} (kNm)	9,0442
M_{lt} (kNm)	12,8817
V_{u_maks} (kN)	5,6466
V_{u_min} (kN)	6,8943

• Analisis Kapasitas Tekan

Analisis ini memerlukan beberapa parameter yang harus dihitung terlebih dahulu, di antaranya sebagai berikut:

- Panjang Efektif

Panjang efektif batang dihitung di kedua sumbunya, yaitu pada sumbu-x dan sumbu-y, dengan nilai K diambil sebesar 0,5 yang dihitung dengan cara berikut:

- Panjang efektif sumbu-x

$$L_{cx} = K_x L_x$$

$$L_{cx} = 0,5 \times 6600$$

$$L_{cx} = 3300 \text{ mm}$$

- Panjang efektif sumbu-y

$$L_{cy} = K_y L_y$$

$$L_{cy} = 0,5 \times 1200$$

$$L_{cy} = 600$$

- Rasio Kelangsingan

- Rasio Kelangsingan sumbu-x

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = \frac{3300}{61,7}$$

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = 53,485$$

- Rasio Kelangsingan sumbu-y

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = \frac{600}{23,9}$$

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = 25,105$$

Rasio kelangsingan pada sumbu-x dan sumbu-y menunjukkan bahwa nilainya kurang dari 200, maka ini menunjukkan bahwa penampang tidak termasuk dalam kategori batang langsing.

• Tegangan Tekuk Kritis

- Cek F_{cr} terjadi secara inelastis atau elastis

Pengecekan ini menggunakan nilai rasio kelangsingan terbesar dari kedua sumbu (digunakan rasio kelangsingan sumbu-x).

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,966$$

Digunakan nilai minimum dari rasio kelangsingan 2 sumbu (rasio kelangsingan sumbu-y).

$$\frac{L_{cy}}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$53,485 \leq 135,966$$

Karena nilai $\frac{L_{cy}}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka F_{cr} terjadi secara inelastik dan dihitung berdasarkan persamaan (2.1.25).

- Tegangan Tekuk Elastik (F_e)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 (200000)}{(53,485)^2}$$

$$F_e = 690,037 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tekuk Kritis (F_{cr})

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{240}{690,037}}\right) 240$$

$$F_{cr} = 207,486 \text{ MPa}$$

- Kekuatan Tekan Desain

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

$$\phi_c P_n = 0,90 (207,486)(26,35)$$

$$\phi_c P_n = 492053,083 \text{ N}$$

$$\phi_c P_n = 492,053 \text{ kN}$$

- Kapasitas Lentur Profil

- Kekompakkan Penampang

Penampang dikategorikan kompak apabila nilai $\lambda < \lambda_p$.

- Pada *Flange*

$$\lambda = \frac{B}{2t_f}$$

$$\lambda = \frac{100}{2(9)} = 5,556$$

Cek batas kekompakkan penampang (λ_p)

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,97$$

Karena nilai $\lambda \leq \lambda_p$, maka *flange* tergolong kompak.

- Pada *Web*

$$\lambda = \frac{H}{t_w}$$

$$\lambda = \frac{148}{6} = 24,67$$

Cek batas kekompakkan penampang (λ_p)

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$\lambda_p = 108,54$$

Karena nilai $\lambda \leq \lambda_p$, maka *web* tergolong kompak.

Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa *flange* dan *web* tergolong kompak, maka penampang ini dapat dikategorikan sebagai penampang kompak.

- Pengecekan apakah terjadi LTB

Pada pengecekan LTB ini, nilai L_b yang digunakan adalah L_y (1200 mm).

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 23,9 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$L_p = 1214,28 \text{ mm}$$

Karena $L_b = 1200 \text{ mm}$ lebih kecil dari L_p , maka tidak terjadi LTB.

- Momen Plastis (M_p)

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 240 \times 150450$$

$$M_p = 36,108 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_p = 36,108 \text{ kNm}$$

- Kapasitas Lentur ($\phi_b M_n$)

Kapasitas lentur dihitung dengan cara mengalikan momen plastis (M_p) dengan faktor reduksi sebesar 0,9.

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 36,108$$

$$\phi_b M_n = 32,4972 \text{ kNm}$$

- Kapasitas Geser Profil

- Cek apakah $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{148}{6} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$24,667 \leq 64,663$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka nilai C_{v1} diambil sebesar 1 dan nilai ϕ_v diambil sebesar 1.

- Hitung Kapasitas Geser Desain

$$\phi_v V_n = \phi_v 0,6 F_y A_w C_{v1}$$

$$\phi_v V_n = (1,0)0,6(240)(148)(6)(1,0)$$

$$\phi_v V_n = 127872 \text{ N}$$

$$\phi_v V_n = 127,872 \text{ kN}$$

- Cek Keamanan *Beam-Column*

- Hitung Faktor Distribusi Momen (C_m)

C_m dapat dihitung dengan cara berikut:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Dimana, M_1 adalah momen minimum terfaktor dan M_2 adalah momen maksimum terfaktor. Maka, nilai C_m akan sama dengan:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{9,0422}{21,9194} \right) = 0,435$$

- Hitung Kekuatan Aksial Tekuk Kritis (P_{e1})

Profil mengalami lentur pada sumbu kuatnya, sehingga

$$I = I_x \text{ dan } L_{c1} = L_{cx}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(L_{c1})^2}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (2000000)(1 \times 10^7)}{(6600 \times 0,5)^2}$$

$$P_{e1} = 1812600 \text{ N}$$

$$P_{e1} = 1812,600 \text{ kN}$$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\alpha P_u}{P_{e1}} \right)}$$

$$B_1 = \frac{0,435}{1 - \left(\frac{1(17,482 + 33,194)}{1812,600} \right)}$$

$$B_1 = 0,287$$

Karena nilai B_1 kurang dari 1, maka digunakan nilai $B_1=1$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_2

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_{story}}{P_{e_{story}}} \right)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{32,7203}{565,255} \right)}$$

$$B_2 = 1,06$$

- Hitung P_r dan M_r

- Kekuatan Aksial Perlu (P_r)

$$P_r = P_{nt}B_1 + P_{lt}B_2$$

$$P_r = 32,01(1,0) + 1,02(2,098)$$

$$P_r = 34,14 \text{ kN}$$

- Kekuatan Momen Perlu (M_r)

$$M_r = M_{nt}B_1 + M_{lt}B_2$$

$$M_r = (0,446 \times 1) + (12,8817 \times 1,06)$$

$$M_r = 14,1 \text{ kNm}$$

- Hitung Interaksi Aksial Lentur

- Hitung Nilai $\frac{P_r}{\phi P_n}$

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{44,291}{492,053} = 0,09$$

Karena nilai $\frac{P_r}{\phi P_n} < 0,2$ maka digunakan formula

interaksi:

$$\frac{P_r}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{0,09}{2} + \left(\frac{22,895}{32,497} + 0 \right) \leq 1$$

$$0,7495 \leq 1,0$$

Karena hasil perhitungan menunjukkan nilai interaksi aksial lentur kurang dari 1,0 maka batang tersebut dikategorikan aman.

- Keamanan Terhadap Geser

Kapasitas geser desain penampang yang telah dihitung adalah sebesar $\phi_v V_n = 127,872$ kN. Sedangkan gaya geser maksimum yang terjadi adalah sebesar 6,8943 kN. Maka dari itu, dapat disimpulkan bahwa profil ini aman terhadap geser.

Hasil analisis *beam-column* dan keamanan terhadap geser, menunjukkan bahwa penampang tersebut telah aman, sehingga profil IWF 150 x 100 x 6 x 9 dapat digunakan sebagai kuda – kuda atap lantai empat.

2.1.5 Perencanaan Sambungan Kuda-Kuda

Jenis sambungan yang digunakan pada kuda-kuda atap di gedung ini adalah sambungan baut. Aturan yang digunakan dalam perencanaan sambungan baut pada kuda-kuda tersebut adalah AISC 360-16 *chapter* J3 dan SNI 1729:2020. Sambungan kuda-kuda dirancang selain pada nok atap, juga pada pertemuan kuda-kuda dengan kolom.

- Orientasi Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisis struktur merupakan gaya dalam yang bekerja pada sumbu lokal batang. Sehingga harus diubah orientasinya menjadi sumbu global. Gaya yang diperlukan untuk merancang sambungan baut adalah gaya geser. Sehingga gaya dalam akan diproyeksikan pada sumbu-y.

Karena terdapat 2 jenis kemiringan atap pada gedung ini, maka orientasi gaya geser pada gedung ini pun akan dibagi 2 untuk atap dengan kemiringan 15° dan untuk atap dengan kemiringan 30° .

Pada kuda-kuda dengan kemiringan 15° :

$$V_{uy} = V_u \times \cos 15^\circ \quad (2.1.45)$$

$$P_{uy} = P_u \times \sin 15^\circ \quad (2.1.46)$$

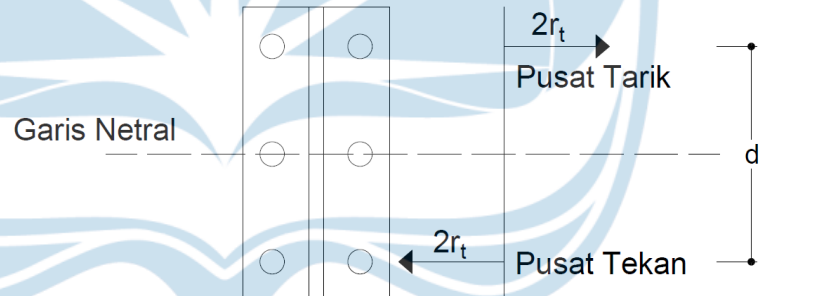
Pada kuda-kuda dengan kemiringan 30° :

$$V_{uy} = V_u \times \cos 30^\circ \quad (2.1.47)$$

$$P_{uy} = P_u \times \sin 30^\circ \quad (2.1.48)$$

- Gaya Tarik Pada Baut Akibat Momen

Dalam pemodelan struktur, pertemuan antara kuda-kuda dan kolom serta pada nok dimodelkan sebagai jepit, sehingga pada ujung-ujung batang akan terjadi momen. Gaya tarik yang terjadi pada baut dapat dihitung dengan persamaan (2.1.49), dengan d adalah jarak dari pusat tekan ke pusat tarik, dan n adalah jumlah baut yang mengalami gaya tarik. Baut yang terletak di atas sumbu netral akan mengalami gaya tarik, sedangkan baut yang berada di bawah sumbu netral akan mengalami gaya tekan (Segui, 2018).

$$r_t = \frac{M}{n \times d} \quad (2.1.49)$$


Gambar 2.1.8 Ilustrasi Titik Pusat Gaya Tarik dan tekan pada Sambungan Baja

- Spesifikasi Baut dan Lubang

Mutu baut yang digunakan harus memenuhi tabel J3.2 AISC 360-16. Setiap diameter baut memiliki spesifikasi lubang yang disyaratkan dalam tabel berikut.

Tabel 2.1.9 Keterangan Diameter Lubang Baut Untuk Sambungan
(Sumber: AISC 360:16)

Diameter Baut (mm)	Diameter Lubang (mm)	
	Diameter Standar	Diameter Berlebih
M16	18	20
M20	22	24
M22	24	28
M24	27	30
M27	30	35
M30	33	38
≥M36	d+3	d+8

- Persyaratan Jarak Baut

Jarak baut yang direncanakan pada sambungan harus memenuhi persyaratan dalam AISC 360-16 *chapter* J3, yang dirinci sebagai berikut:

- Jarak Minimum Baut (AISC 360-16 *chapter* J3.3)

Jarak minimum antar baut (as ke as) adalah $2\frac{2}{3}d$, dengan d Adalah diameter nominal baut.

- Jarak Minimum Baut ke Tepi (AISC 360-16 *chapter* J3.4)

Jarak minimum baut ke tepi tidak boleh kurang dari yang disyaratkan dalam tabel berikut.

Tabel 2.1.10 Keterangan Jarak ke Tepi Minimum Baut Untuk Sambungan (Sumber: AISC 360:16)

Diameter Baut (mm)	Jarak ke Tepi Minimum (mm)
16	22

20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
≥36	1,25d

- Jarak Maksimum Baut ke Tepi (AISC 360-16 *chapter* J3.5)

Jarak maksimum baut ke tepi yang diukur dari as baut tidak boleh melebihi 12 kali dari tebal pelat sambungannya dan tidak boleh melebihi 150 mm.

- Kapasitas Geser Baut (ϕR_n)

Kapasitas geser desain baut dapat dihitung dapat dihitung berdasarkan persamaan (2.1.50), dimana F_{nv} adalah tegangan geser baut, A_b adalah luas penampang baut nominal tanpa memperhitungkan luasan ulir baut, dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan yang bernilai 0,75.

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b \quad (2.1.50)$$

- Kuat Tumpu dan Sobek Pada Lubang Baut

Kuat tumpu adalah kekuatan profil baja dalam menahan kegagalan geser yang memiliki risiko terbesar mengalami sobek pada sambungan terluar. Kekuatan maksimum yang dapat ditahan oleh sambungan untuk mengantisipasi kegagalan sobek dihitung dengan persamaan berikut:

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \quad (2.1.51)$$

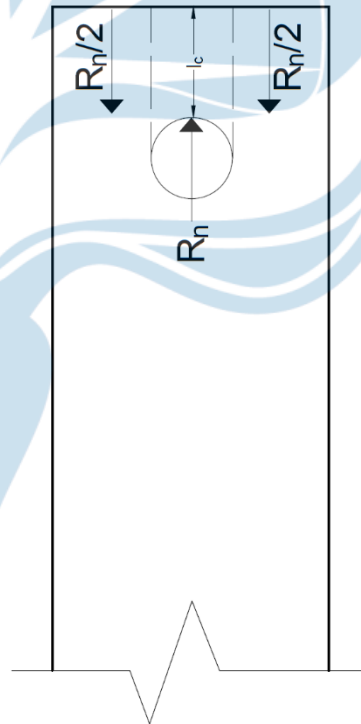
Dimana l_c adalah jarak bersih lubang baut, t adalah tebal pelat sambung, dan F_u adalah tegangan tarik maksimum pelat sambung.

Selain karena sobek, kegagalan sambungan pada profil juga bisa terjadi karena pelebaran yang berlebihan pada lubang baut. Kuat nominal sambungan untuk mengantisipasi kegagalan tersebut dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$R_n = 2,4 dtF_u \quad (2.1.52)$$

Dimana d adalah diameter nominal baut.

Pemilihan tebal pelat sambung sebaiknya dipilih dengan ketebalan yang lebih tebal dibanding dengan tebal profil, agar pengecekan kuat tumpu dan sobek hanya perlu dilakukan pada profil baja saja.



Gambar 2.1.9 Ilustrasi *Tear Out* pada Sambungan Baut

- Kapasitas Tarik Baut

Kapasitas tarik baut dihitung dengan persamaan berikut:

$$R_n = F_{nt}A_b \quad (2.1.53)$$

Dengan F_{nt} adalah tegangan tarik baut dan A_b adalah luas nominal baut tanpa memperhitungkan luasan ulir baut. Namun, karena baut mengalami gaya geser dan tarik secara bersamaan, maka tegangan tarik baut harus dihitung berdasarkan interaksi geser dan tarik. Mengacu pada AISC 360-16 *chapter* J3.7, tegangan tarik pada baut dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (2.1.54)$$

Dengan F_{nt} adalah tegangan tarik baut, F_{nv} adalah tegangan geser baut menurut spesifikasi mutu baut, f_{rv} adalah kebutuhan tegangan geser, dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan yang besarnya adalah 0,75.

Kebutuhan tegangan geser (f_{rv}) dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$f_{rv} = \frac{V_{u_{baut}}}{A_b} \quad (2.1.55)$$

Dengan $V_{u_{baut}}$ adalah gaya geser pada masing-masing baut, dan A_b adalah luasan nominal baut. Untuk menghitung kapasitas tarik desain (ϕR_n), dengan faktor reduksi (ϕ) diambil sebesar 0,75.

- Keamanan Sambungan Terhadap Geser dan Tarik

Keamanan sambungan terhadap geser ditentukan dari tiga kondisi, yaitu kapasitas geser baut, kuat sobek, dan kuat tumpu. Dari ketiga nilai ini, nantinya diambil nilai terkecilnya. Kemudian, nilai tersebut nantinya akan dikalikan dengan faktor

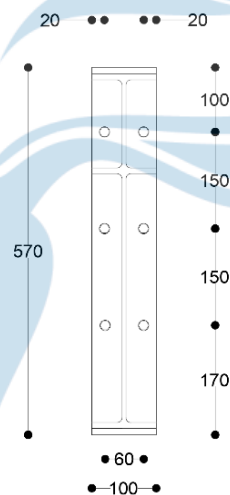
reduksi sebesar 0,75 yang kemudian akan menjadi kapasitas desainnya. Gaya geser terjadi maksimum tidak boleh melebihi dari kapasitas gaya geser desain ini.

Berikut adalah rencana sambungan baut pada atap di gedung ini:

Rencana sambungan baut pada gedung ini direncanakan menggunakan baut dengan mutu A-325 dengan ulir berada di luar bidang geser dengan detail seperti Gambar 2.1.10 dan detail spesifikasi baut yang digunakan ditabulasi dalam tabel berikut:

Tabel 2.1.11 Parameter-parameter Baut Atap

Diameter baut d_{baut} (mm)	16 (M-16)
Diameter lubang d_{hole} (mm)	18
Tegangan Tarik Baut F_{nt} (MPa)	620
Tegangan Geser Baut F_{nv} (MPa)	469
Jumlah baut (asumsi awal)	6
Jumlah baut/sisi	3



Gambar 2.1.10 Konfigurasi Baut Pada Sambungan Atap

Gaya Dalam Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam hasil analisis struktur diperlihatkan pada tabel berikut

Tabel 2.1.12 Gaya-gaya Dalam pada Pertemuan Kuda-kuda dan Kolom pada Sudut 15 Derajat

Pertemuan Kuda-Kuda dan Kolom Pada Sudut 15°	
Gaya	Nilai
V_{2_maks} (kN)	16,666
P_{maks} (kN)	32,720
M_{3_maks} (kNm)	19,091

Tabel 2.1.13 Gaya-gaya Dalam pada Pertemuan Kuda-kuda dan Kolom pada Sudut 30 Derajat

Pertemuan Kuda-Kuda dan Kolom Pada Sudut 30°	
Gaya	Nilai
V_{2_maks} (kN)	18,859
P_{maks} (kN)	36,446
M_{3_maks} (kNm)	18,859

Gaya dalam yang digunakan untuk perencanaan sambungan baut pada pertemuan antara kuda-kuda dengan kemiringan 15° dan kuda-kuda dengan kemiringan 30° dengan masing-masing kolom diambil yang terbesar dari masing-masing jenis gaya yang tersaji dalam tabel berikut:

Tabel 2.1.14 Rekapitulasi Gaya Dalam Rencana Pada Pertemuan Kuda-kuda dan Kolom

Pertemuan Kuda-Kuda dan Kolom	
Gaya	Nilai
V_{2_maks} (kN)	18,859
P_{maks} (kN)	36,446
M_{3_maks} (kNm)	19,091

Tabel 2.1.15 Gaya-gaya Dalam pada Nok

Pada Nok	
Gaya	Nilai

$V_{2_15^\circ}$ (kN)	15,944
$V_{2_30^\circ}$ (kN)	6,035
P_{15° (kN)	23,052
P_{30° (kN)	28,806
$M_{3_15^\circ}$ (kNm)	21,919
$M_{3_30^\circ}$ (kNm)	21,345

- Gaya Geser Setelah diorientasikan Terhadap Sumbu Global
 - Gaya Geser Global Pada Pertemuan Antara Kuda-Kuda Dengan Kolom

$$V_{uy} = (V_u \times \cos \beta) + (P_u \times \sin \beta)$$

$$V_{uy} = (18,859 \times \cos 30^\circ) + (36,446 \times \sin 30^\circ)$$

$$V_{uy} = 34,555 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Global Pada Nok

Berikut adalah tabel gaya dalam yang terjadi pada nok yang sudah diorientasikan terhadap sumbu global.

Tabel 2.1.16 Gaya-gaya Dalam pada Nok yang Sudah Diorientasikan Terhadap Sumbu Global

Pada Nok	
Gaya	Nilai
$V_{uy_15^\circ}$ (kN)	15,401
$V_{uy_30^\circ}$ (kN)	5,226
P_{15° (kN)	5,966
P_{30° (kN)	7,456
$M_{3_15^\circ}$ (kNm)	21,919
$M_{3_30^\circ}$ (kNm)	21,345

Gaya geser yang terjadi pada nok merupakan hasil penjumlahan antara gaya yang terjadi pada kuda-kuda atap dengan kemiringan 15° dan 30° .

Maka, gaya geser yang terjadi pada nok adalah sebagai berikut:

$$V_{uy} = (V_{uy_{15^\circ}} + V_{uy_{30^\circ}}) + (P_{15^\circ} + P_{30^\circ})$$

$$V_{uy} = (15,401 + 5,226) + (5,966 + 7,456)$$

$$V_{uy} = 34,049 \text{ kN}$$

Karena gaya geser terbesar terjadi pada pertemuan antara kuda-kuda dengan kolom, maka desain sambungan atap ini digunakan gaya geser antara kuda-kuda dengan kolom dan konfigurasi baut pada nok akan disamakan dengan sambungan antara kuda-kuda dengan kolom.

- Persyaratan Jarak Baut

- Jarak Minimum Baut

Jarak minimum baut sesuai yang disyaratkan adalah

$$2\frac{2}{3}d.$$

$$2\frac{2}{3}d = 2\frac{2}{3}(16)$$

$$2\frac{2}{3}d = 42,67 \text{ mm}$$

Syarat jarak terkecil antar baut adalah 100 mm, sehingga sudah memenuhi syarat.

- Jarak Minimum Baut ke Tepi

Jarak minimum dari baut ke tepi untuk diameter baut 16 mm adalah sebesar 22 mm. Jarak baut ke tepi yang terkecil adalah 100 mm, sehingga sudah memenuhi syarat.

- Jarak Maksimum Baut ke Tepi

Jarak maksimum dari baut ke tepi adalah sebesar 12 kali tebal pelat sambung dan tidak boleh melebihi 150 mm.

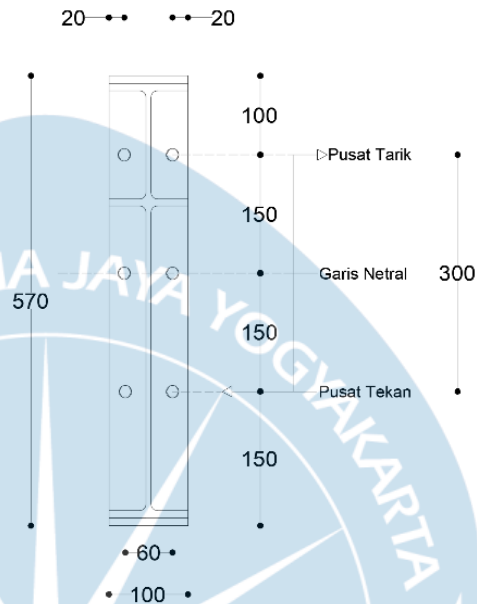
$$12t = 12(15)$$

$$12t = 180 \text{ mm}$$

Jarak dari pusat baut ke tepi adalah sebesar 150 mm, maka sudah memenuhi syarat.

- Gaya Tarik Pada Baut Akibat Momen

Berdasarkan Gambar 2.1.11, dapat dilihat bahwa jumlah baut yang mengalami gaya tarik adalah sebanyak 4 baut dengan jarak dari pusat tarik ke pusat tekan adalah 225 mm.



Gambar 2.1.11 Ilustrasi Baut yang Mengalami Tekan dan Tarik pada Sambungan

- Gaya Tarik Baut Pada Pertemuan Kuda-Kuda dan Kolom

$$r_t = \frac{M}{n \times d}$$

$$r_t = \frac{19,091 \times 10^3}{2 \times 300}$$

$$r_t = 31,818 \frac{kN}{baut}$$

- Gaya Tarik Baut Pada Nok

$$r_t = \frac{M}{n \times d}$$

$$r_t = \frac{21,919 \times 10^3}{2 \times 300}$$

$$r_t = 36,532 \frac{kN}{baut}$$

Karena gaya tarik pada nok lebih besar, maka dari itu untuk perhitungan sambungan pada atap ini, digunakan gaya tarik pada nok.

- Kapasitas Geser Baut

$$R_n = F_{nv} A_b$$

$$R_n = (469) \left(\frac{1}{4} \pi 16^2 \right)$$

$$R_n = 94298 \frac{N}{baut}$$

$$R_n = 94,3 \frac{kN}{baut}$$

- Kuat Tumpu dan Sobek Pada Lubang Baut

- Cek Kekuatan Pelat Sambung dan Profil

Pengecekan ini bertujuan untuk mengetahui kekuatan terkecil yang dimiliki antara pelat sambung dan profil, sehingga pengecekan tidak perlu dilakukan dua kali, cukup pengecekan dilakukan terhadap salah satu bagian yang memiliki kekuatan paling lemah.

- Kekuatan Pelat Sambung

$$t \times F_u = 15 \times 370$$

$$t \times F_u = 5500 \frac{N}{mm}$$

- Kekuatan Profil

$$t \times F_u = 9 \times 3700$$

$$t \times F_u = 3330 \frac{N}{mm}$$

Karena kekuatan profil lebih rendah, maka pengecekan kuat tumpu dan kuat sobek cukup dilakukan pada profil saja.

- Kuat Tumpu Akibat Pelebaran Berlebih Lubang Baut

$$R_n = 2,4 dtF_u$$

$$R_n = 2,4 \times 16 \times 3330$$

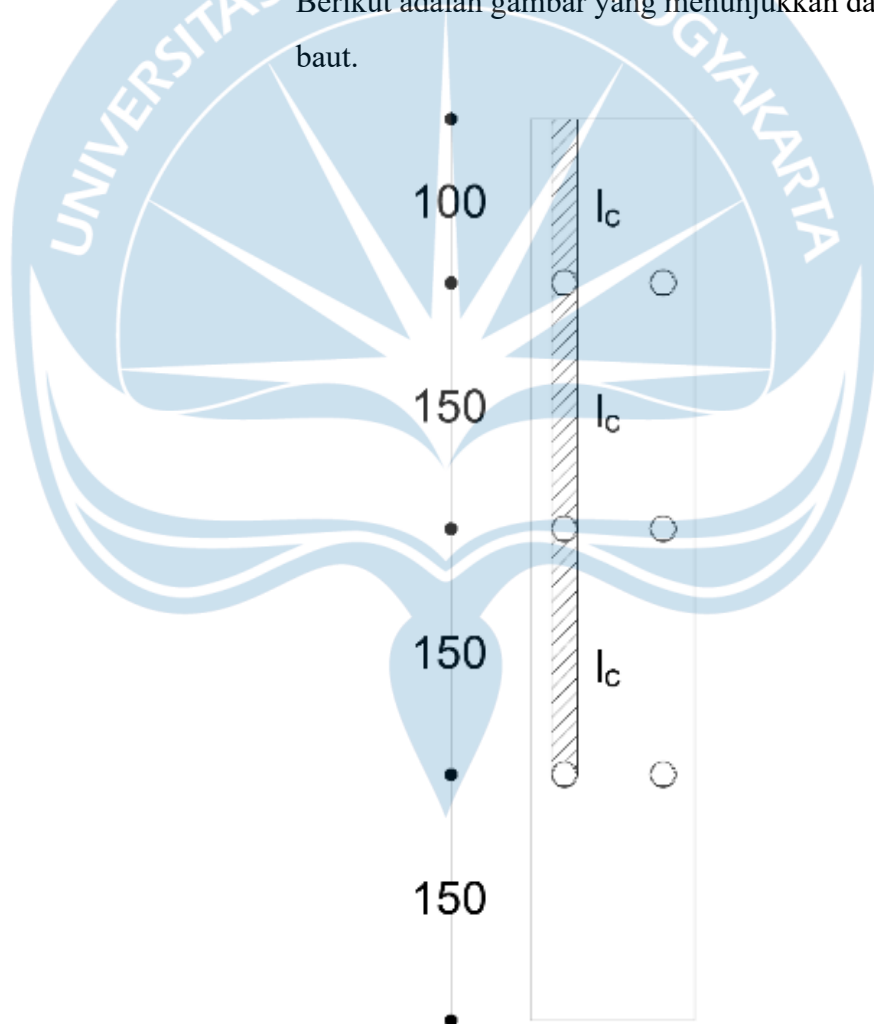
$$R_n = 94298,05 \frac{N}{\text{baut}}$$

$$R_n = 94,298 \frac{kN}{\text{baut}}$$

- Kuat Sobek

Kuat sobek dihitung pada masing-masing posisi baut.

Berikut adalah gambar yang menunjukkan daerah sobek baut.



Gambar 2.1.12 Daerah Sobek pada Sambungan Baut

- Kuat sobek baut tepi atas

$$R_n = 1,2 l_c t F_u$$

$$R_n = 1,2 \left(100 - \frac{18}{2} \right) (3330)$$

$$R_n = 363636 \frac{N}{\text{baut}}$$

$$R_n = 363,636 \frac{kN}{\text{baut}}$$

- Kuat sobek baut lainnya

$$R_n = 1,2 l_c t F_u$$

$$R_n = 1,2 \left(150 - \frac{18}{2} \right) (3330)$$

$$R_n = 527472 \frac{N}{\text{baut}}$$

$$R_n = 527,472 \frac{kN}{\text{baut}}$$

- Kapasitas Tarik Baut

- Kebutuhan Tegangan Geser

$$f_{rv} = \frac{V_{u1\text{baut}}}{A_b}$$

$$f_{rv} = \frac{\frac{34,555 \times 10^3}{6}}{\frac{1}{4} \pi (16)^2}$$

$$f_{rv} = 28,644 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tarik Baut Akibat Kombinasi Tarik dan Geser

$$F'_{nt} = 1,3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

$$F'_{nt} = 1,3 (620) - \frac{620}{0,75(469)} (28,644)$$

$$F'_{nt} = 742,347 \text{ MPa}$$

Karena nilai F'_{nt} lebih besar dari F_{nt} , maka F'_{nt} diambil sebesar nilai F_{nt} yaitu 620 MPa.

- Kapasitas Tarik Baut

$$R_n = F'_{nt} A_b$$

$$R_n = 620 \left(\frac{1}{4} \pi (16)^2 \right)$$

$$R_n = 124658 \frac{N}{baut}$$

$$R_n = 124,658 \frac{kN}{baut}$$

• Cek Keamanan Sambungan Terhadap Geser dan Tarik

Berikut adalah tabulasi kuat baut dari ketiga kondisi

Tabel 2.1.17 Rekapitulasi Kuat Baut Terhadap Tiga Kondisi

Letak Baut	Kuat Tumpu (kN/baut)	Kuat Sobek (kN/baut)	Kuat Geser (kN/baut)	Digunakan
Tepi Atas	127,872	363,636	94,3	94,3
Lainnya	127,872	527,472	94,3	94,3

- Keamanan Terhadap Geser

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa kapasitas geser memiliki nilai terkecil, sehingga digunakan nilai R_n sebesar 94,3 kN/baut. Nilai ini akan dikali dengan faktor reduksi (ϕ) sebesar 0,75

$$\phi R_n = 0,75(94,3)$$

$$\phi R_n = 70,725 \frac{kN}{baut}$$

Gaya geser terbesar yang terjadi adalah 34,555 kN. Nilai ini akan dibagi dengan jumlah baut untuk mengetahui gaya geser yang terjadi di tiap baut.

$$V_{u_{baut}} = \frac{V_u}{\text{jumlah baut}}$$

$$V_{u_{baut}} = \frac{34,555}{6}$$

$$V_{u_{baut}} = 5,759 \frac{kN}{baut}$$

Karena gaya geser yang diterima tiap baut lebih kecil dari kapasitas gesernya ($5,759 \text{ kN} < 70,725 \text{ kN}$), maka sambungan ini aman terhadap geser.

- Keamanan Terhadap Tarik

Kapasitas tarik per baut menurut perhitungan adalah sebesar $124,658 \text{ kN}$. Untuk kapasitas desain, nilai ini akan dikali dengan faktor reduksi sebesar $0,75$.

$$\phi R_n = 0,75(124,658)$$

$$\phi R_n = 93,494 \frac{kN}{baut}$$

Nilai ini lebih besar dibanding dengan gaya tarik (r_t) yang terjadi ($31,818 < 93,494$), sehingga sambungan ini aman terhadap tarik.

Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa sambungan ini aman terhadap geser dan tarik, maka sambungan ini dapat digunakan.

2.1.6 Perencanaan Base Plate

Base Plate memiliki fungsi untuk meneruskan gaya dari kuda-kuda ke kolom ataupun balok yang ditumpu oleh kuda-kuda tersebut. Perencanaan *base plate* mengacu pada AISC 360-16 *chapter J8* dan berdasarkan *Steel Structure 7th Edition* yang ditulis oleh William T. Segui

- Reaksi Tumpuan

Perencanaan *base plate* memerlukan gaya dalam dari hasil analisis struktur, yaitu gaya aksial. Gaya aksial dari hasil analisis

struktur diambil dari reaksi tumpuan vertikal akibat beban terfaktor maksimum.

- Luas Minimum *Base Plate*

Terdapat dua persamaan untuk menghitung luas minimum *base plate*, yaitu sebagai berikut:

$$\phi P_p = \phi 0,85 f'_c A_1 \quad (2.1.56)$$

$$\phi P_p = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq P_u \quad (2.1.57)$$

Dimana,

P_p : Kekuatan Tumpu Nominal

f'_c : Kuat tekan beton

A_1 : Luas *baseplate*

A_2 : Luas kolom atau balok penumpu

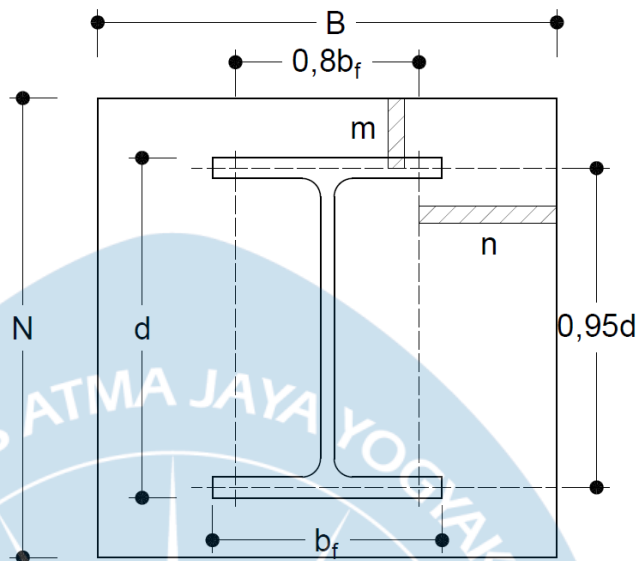
ϕ : Faktor reduksi kekuatan sebesar 0,65

Persamaan pertama digunakan apabila *base plate* menutupi luas kolom atau luas balok penumpu sepenuhnya. Namun, apabila *base plate* tidak sepenuhnya menutupi luas kolom atau balok penumpu, maka digunakan persamaan kedua yang dimana nilainya tidak boleh melebihi $\phi 1,7 f'_c A_1$. dan, luas *base plate* tidak boleh lebih kecil dari luas penampang profil.

- Tebal Minimum *Base Plate*

Tebal minimum *baseplate* didasarkan dari penelitian oleh Thornton (1990) yang diambil dari buku *Steel Design 6th Edition*. Tebal *base plate* ditentukan dari lenturan *base plate* yang berada di garis terluar profil, dengan lenturan diasumsikan terjadi pada tepi *flange* kolom. Tebal minimum *base plate* dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$t \geq \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0,90 B N F_y}} \quad (2.1.58)$$



Gambar 2.1.13 Informasi Geometri Pada Penampang *Base Plate*

Dimana:

B = lebar *baseplate*

N = panjang *baseplate*

b_f = lebar profil

d = tinggi profil

ℓ = nilai terbesar dari m , n , dan $\lambda n'$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n' = \frac{1}{4} \sqrt{db_f}$$

$$\lambda = 1,0$$

Berikut adalah detail perhitungan *base plate* pada atap bangunan ini.

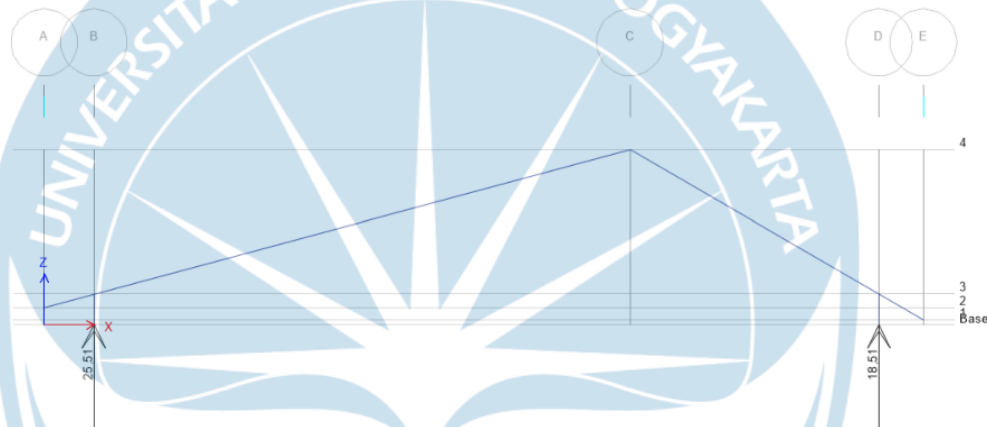
Spesifikasi *base plate* yang digunakan untuk struktur atap ini yaitu $F_y = 240$ MPa, dan $F_u = 370$ MPa, dengan dimensi kolom yang

ditumpu oleh *base plate* adalah 500 x 500 dengan mutu beton (f'_c) sebesar 35 MPa.

- Reaksi Tumpuan

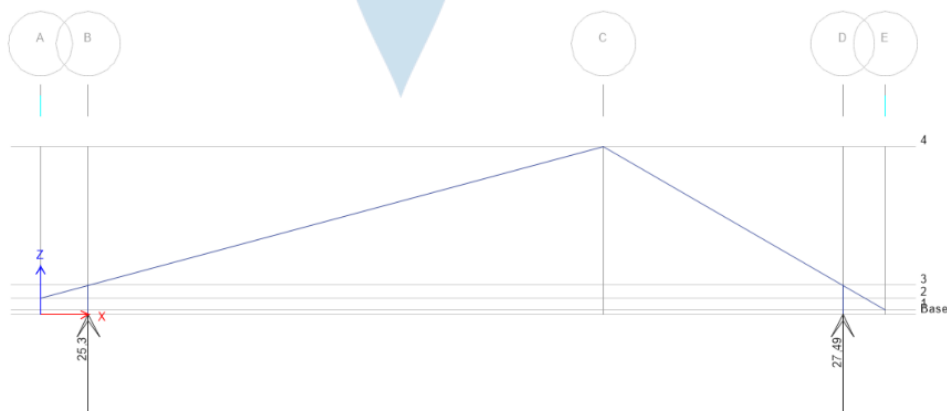
Reaksi tumpuan akibat beban terfaktor dilihat dari dua kondisi, yaitu saat beban angin datang dari sisi atap dengan kemiringan 15° dan saat beban angin datang dari sisi atap dengan kemiringan 30° . Berikut adalah gambar yang menunjukkan reaksi tumpuan dari kedua kondisi tersebut.

Berikut adalah reaksi tumpuan saat beban angin datang dari atap dengan kemiringan 15°



Gambar 2.1.14 Reaksi Tumpuan Saat Beban Angin Datang Dari Atap Dengan Kemiringan 15 Derajat

Berikut adalah reaksi tumpuan saat beban angin datang dari atap dengan kemiringan 30°



Gambar 2.1.15 Reaksi Tumpuan Saat Beban Angin Datang Dari Atap Dengan Kemiringan 30 Derajat

Dapat dilihat bahwa reaksi tumpuan terbesar terjadi pada saat beban angin datang dari arah kuda-kuda atap dengan kemiringan 30° yaitu sebesar 27,49 kN.

- Luas Minimum *Base Plate*

- Cek kebutuhan luas minimum *base plate*

Karena *base plate* yang digunakan tidak menutupi keseluruhan kolom, maka digunakan persamaan berikut untuk menentukan luas minimum *base plate*.

$$\phi P_p = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq P_u$$

$$(0,65)(0,85)(35)A_1 \sqrt{\frac{500 \times 500}{A_1}} \geq 27,49 \times 10^3$$

$$A_1 \geq \left[\frac{27,49 \times 10^3}{(0,65)(0,85)(35)(\sqrt{500 \times 500})} \right]^2$$

$$A_1 \geq 8,081 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luas minimum *base plate* adalah sebesar $8,081 \text{ mm}^2$. Sebagai asumsi awal, digunakan *base plate* dengan ukuran $300 \times 300 \text{ mm}$ yang memiliki luas 90000 mm^2 .

Luasan *base plate* tidak boleh melebihi luasan profil kolom.

$$A_1 \geq b_f d$$

$$90000 \geq 148 \times 100$$

$$90000 \geq 14800$$

Karena luas *base plate* sudah lebih besar dari luas profil kolom, maka syarat ini sudah terpenuhi.

- Cek batas atas ($\phi 1,7 f'_c A_1$)

$$\phi P_p = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi 1,7 f'_c A_1$$

$$(0,65)(0,85)(35)(90000) \sqrt{\frac{500 \times 500}{40000}} \leq (0,65)1,7(35)(90000)$$

$$2900625 \text{ kN} \leq 3480750 \text{ kN}$$

$$2900,625 \text{ kN} \leq 3480,75 \text{ kN}$$

Karena nilai ϕP_p lebih kecil dari $\phi 1,7 f'_c A_1$, maka syarat ini sudah terpenuhi.

Karena kapasitas *base plate* dalam menahan gaya aksial (ϕP_p) sudah lebih besar dari P_u ($2900,625 \text{ kN} > 27,49 \text{ kN}$)

- Tebal Minimum *Base Plate*
 - Hitung Nilai ℓ

Nilai ℓ diambil yang terbesar dari ketiga persamaan berikut:

- Nilai m

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = \frac{300 - 0,95(148)}{2}$$

$$m = 79,7 \text{ mm}$$

- Nilai n

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n = \frac{300 - 0,8(100)}{2}$$

$$n = 110 \text{ mm}$$

- Nilai $\lambda n'$

$$\lambda n' = \lambda \frac{1}{4} \sqrt{db_f}$$

$$\lambda n' = (1,0) \frac{1}{4} \sqrt{(148)(100)}$$

$$\lambda n' = 30,413 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan nilai terbesar adalah $n=110$ mm, sehingga $\ell = 110$ mm.

- Penentuan Tebal Minimum

$$t \geq \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0,90BNF_y}}$$

$$t \geq (60) \sqrt{\frac{2(27,486 \times 10^3)}{0,90(300)(300)(240)}}$$

$$t \geq 5,85 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan, didapatkan tebal minimum *base plate* adalah 5,85 mm, namun karena tebal minimum *base plate* yang dijual di pasaran adalah 8 mm, maka digunakan tebal 8 mm.

Dari hasil perhitungan, didapatkan dimensi *base plate* sebesar 300 x 300 mm dengan tebal 8 mm.

2.1.7 Perencanaan Angkur

Angkur berfungsi untuk meneruskan beban dari kuda-kuda ke kolom atau pun balok yang ditumpu oleh kuda-kuda tersebut. Angkur dirancang untuk meneruskan gaya tarik, geser, ataupun kombinasi antara gaya tarik dan geser. Angkur direncanakan dengan mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 17. Ada beberapa jenis kegagalan pada angkur yang harus diantisipasi, yaitu kegagalan geser, kegagalan jebol beton dalam menahan geser (*breakout*), dan kegagalan rompal beton dalam menahan geser (*pryout*).

Perencanaan angkur membutuhkan gaya dalam dari hasil analisis struktur, yaitu gaya geser dan gaya aksial. Gaya-gaya ini diambil dari reaksi tumpuan vertikal dan horizontal akibat beban terfaktor maksimum.

- Kuat Geser Angkur

Kuat angkur dalam menahan geser diatur pada SNI 2847:2019 pasal 17.5.1.2 poin b. Kekuatan angkur untuk angkur yang dicor di tempat dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\phi V_{sa} = \phi 0,6 A_{se_v} f_{uta} \quad (2.1.59)$$

Dimana f_{uta} adalah tegangan tarik angkur dan A_{se_v} adalah luas penampang efektif angkur yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_{se_v} = \frac{1}{4} \pi \left(d_a - \frac{0,9743}{n_t} \right)^2 \quad (2.1.60)$$

Nilai n_t pada persamaan tersebut adalah jumlah drat angkur tiap inci dan d_a adalah diameter angkur. Faktor reduksi kekuatan (ϕ) untuk kekuatan geser desain angkur adalah 0,65.

- Kuat Jebol (*Breakout*) Beton Angkur Dalam Geser

Kuat jebol beton dalam menahan geser secara spesifik diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.1 poin b yang dikhususkan untuk gaya geser yang tegak lurus terhadap tepi pada kelompok angkur. Kuat jebol beton beton angkur dalam geser dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (2.1.61)$$

Dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ) diambil sebesar 0,75, dan beberapa parameter yang perlu dihitung yang telah diatur di pasal 17.5.2.1 hingga 17.5.2.8.

- A_{vc} (SNI 2847:2019 gambar 17.5.2.1b)

A_{vc} adalah luas permukaan beton yang mengalami kegagalan jebol. A_{vc} dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_{vc} = [2(1,5c_{a1}) + s_1]h_a \quad (2.1.62)$$

Dimana c_{a1} adalah jarak pusat angkur ke tepi kolom atau balok penumpu, s_1 adalah jarak antar angkur, dan h_a adalah tebal komponen struktur yang nilainya diambil sebesar $1,5c_{a1}$.

- A_{Vco} (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.1)

A_{Vco} adalah luas terproyeksi untuk angkur tunggal pada komponen struktur tinggi dengan jarak dari tepi sama atau lebih besar dari $1,5c_{a1}$ dalam arah tegak lurus terhadap gaya geser, yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_{Vco} = 4,5(c_{a1})^2 \quad (2.1.63)$$

- V_b (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.2)

V_b adalah kekuatan jebol beton dasar dalam geser untuk angkur pada beton retak, yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_b = \left[0,6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0,2} \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1,5} \quad (2.1.64)$$

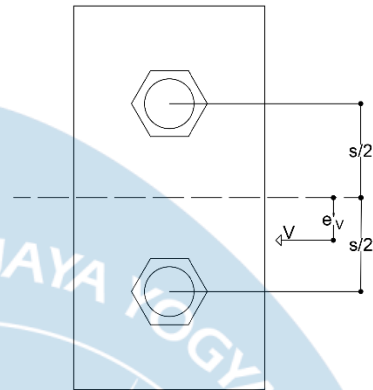
Dimana l_e merupakan panjang tumpuan beban angkur untuk geser (panjang angkur tanpa memperhitungkan panjang ulir), d_a adalah diameter angkur, dan λ_a merupakan faktor modifikasi untuk beton ringan (1,0 untuk beton normal).

- $\Psi_{ec,V}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.5)

$\Psi_{ec,V}$ merupakan faktor modifikasi untuk kelompok angkur yang dibebani secara eksentris dalam kondisi geser, yang dimana dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_V}{3c_{a1}}} \quad (2.1.65)$$

Dengan e'_v adalah eksentrisitas gaya geser dalam pusat kelompok angkur. Nilai $\Psi_{ev,V}$ tidak boleh lebih besar dari 1.



Gambar 2.1.16 Eksentrisitas Gaya Geser Terhadap Pusat Kelompok Angkur

- $\Psi_{ed,V}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.6)

$\Psi_{ed,V}$ merupakan faktor modifikasi untuk pengaruh tepi untuk angkur tunggal atau kelompok angkur yang dibebani gaya geser. Jika nilai $c_{a2} \geq 1,5c_{a1}$, maka $\Psi_{ed,V} = 1,0$, namun apabila $c_{a2} < 1,5c_{a1}$, maka $\Psi_{ed,V}$ dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a2}}{1,5c_{a1}} \quad (2.1.66)$$

Dengan c_{a2} merupakan jarak pusat angkur ke tepi yang tegak lurus terhadap c_{a1} .

- $\Psi_{c,V}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.7)

$\Psi_{c,V}$ merupakan faktor modifikasi untuk keberadaan atau ketidakberadaan retak pada beton dan keberadaan atau ketidakberadaan tulangan tambahan. Pasal 17.5.2.7 memberikan beberapa nilai $\Psi_{c,V}$ untuk beton retak dan tidak retak. Nilai $\Psi_{c,V}$ secara konservatif diambil sebesar 1,0 untuk

angkur pada beton retak tanpa tulangan tambahan yang dimana ini adalah kondisi terburuk pada pasal yang disyaratkan.

- $\Psi_{h,V}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.8)

$\Psi_{h,V}$ adalah faktor modifikasi untuk angkur yang terletak pada komponen struktur beton dimana $h_a < 1,5c_{a1}$. $\Psi_{h,V}$ dapat dihitung dengan persamaan (2.1.67) dan nilainya tidak boleh kurang dari 1.

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5c_{a1}}{h_a}} \quad (2.1.67)$$

- Kekuatan Rempal Beton Dalam Menahan Geser (*Pryout*)

Kekuatan rempal beton dalam menahan geser diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 17.5.3.1b, yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cpg} \quad (2.1.68)$$

Dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ) diambil sebesar 0,75, k_{cp} merupakan koefisien untuk kekuatan *pryout* yang besarnya sama dengan 2 untuk $l_e \geq 2,5$ mm, dan N_{cpg} adalah kekuatan nominal *pryout* kelompok angkur yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$N_{cpg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (2.1.69)$$

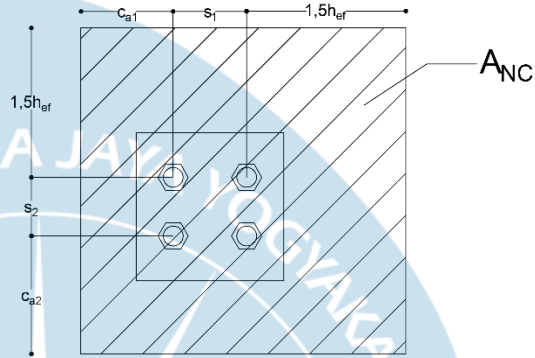
Adapun beberapa parameter yang harus ditentukan dalam persamaan tersebut telah diatur dalam pasal 17.4.2.1 hingga 17.4.2.7. Berikut adalah penjelasan tentang setiap parameter tersebut.

- A_{Nc} (SNI 2847:2019 gambar 17.4.2.1b)

A_{Nc} merupakan luas yang terproyeksi untuk kelompok angkur, dan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1,5h_{ef}) \quad (2.1.70)$$

Dengan c_{a1} , c_{a2} , s_1 , dan s_2 seperti pada Gambar 2.1.17, serta nilai h_{ef} diambil sama dengan l_e .



Gambar 2.1.17 Penampang Melintang Kelompok Angkur

- A_{Nco} (SNI 2847:2019 pasal 17.4.2.1)

A_{Nco} adalah luas kegagalan beton terproyeksi angkur tunggal dengan jarak tepi sama atau lebih besar dari $1,5h_{ef}$.

A_{Nco} dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_{Nco} = 9(h_{ef})^2 \quad (2.1.71)$$

Dengan nilai h_{ef} diambil sama dengan l_e .

- N_b (SNI 2847:2019 pasal 17.4.2.2)

N_b adalah kuat jebol beton dasar dalam tarik angkur pada beton retak. N_b dihitung dengan persamaan berikut:

$$N_b = 3,9\lambda_a\sqrt{f'_c}(h_{ef})^{\frac{5}{3}} \quad (2.1.72)$$

Dengan λ_a adalah faktor modifikasi untuk beton ringan yang bernilai 1,0 untuk beton normal dan h_{ef} bernilai sama dengan l_e . Nilai h_{ef} harus lebih kecil dari 635 mm dan tidak boleh kurang dari 280 mm ($280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$).

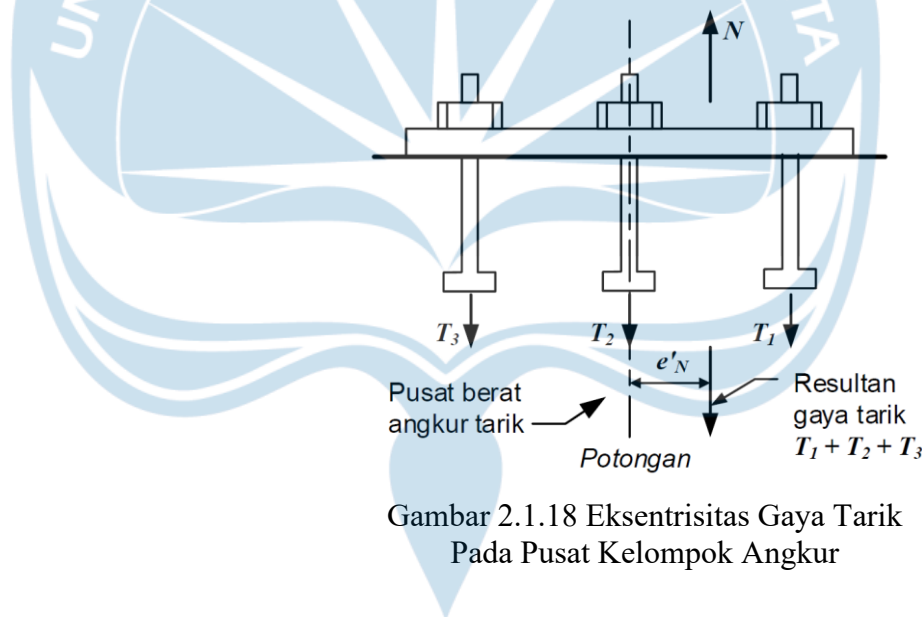
- $\Psi_{ec,N}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.4.2.4)

$\Psi_{ec,N}$ adalah faktor modifikasi untuk kelompok angkur yang diberikan beban secara eksentris dalam kondisi tarik.

$\Psi_{ec,N}$ dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \quad (2.1.73)$$

Dimana e'_N adalah eksentrisitas gaya tarik dalam pusat kelompok angkur (lihat Gambar 2.1.18), dan Nilai $\Psi_{ec,N}$ yang dihitung dari persamaan tersebut tidak boleh lebih besar dari 1,0.



Gambar 2.1.18 Eksentrisitas Gaya Tarik Pada Pusat Kelompok Angkur

- $\Psi_{ed,N}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.4.2.5)

$\Psi_{ed,N}$ adalah faktor modifikasi untuk pengaruh tepi untuk angkur tunggal atau kelompok angkur yang dibebani gaya tarik. Apabila nilai $c_{a_min} \geq 1,5h_{ef}$, maka nilai $\Psi_{ed,N}$ diambil sebesar 1,0, namun apabila $c_{a_min} < 1,5h_{ef}$, maka $\Psi_{ed,N}$ dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a,min}}{1,5h_{ef}} \quad (2.1.74)$$

Dengan $c_{a,min}$ adalah jarak pusat angkur ke tepi yang paling kecil.

- $\Psi_{c,N}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.4.2.6)

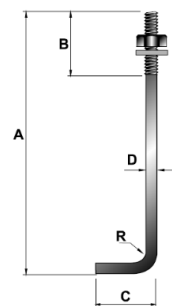
$\Psi_{c,N}$ adalah faktor modifikasi untuk keberadaan atau ketidakberadaan retak pada beton. Pasal ini memberikan beberapa nilai $\Psi_{c,N}$ untuk angkur tanam cor di tempat dan pascacor. Nilai $\Psi_{c,N}$ diambil sebesar 1,0 dengan asumsi beton retak.

- $\Psi_{cp,N}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.4.2.7)

$\Psi_{cp,N}$ adalah faktor modifikasi untuk angkur tanam pascacor yang didesain untuk beton tak retak. Pasal ini menjelaskan nilai $\Psi_{cp,N}$ untuk angkur yang dicor ditempat diambil sebesar 1,0.

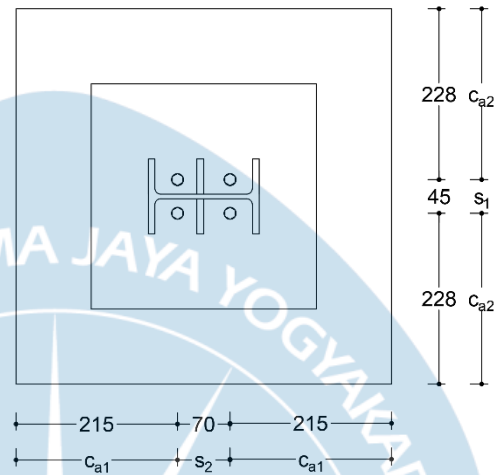
Berikut adalah detail perhitungan untuk perencanaan angkur pada gedung ini.

Spesifikasi angkur yang digunakan pada gedung ini diambil dari katalog PT Gunung Garuda. Angkur yang digunakan memiliki mutu $F_y = 240$ MPa dan $F_u = f_{uta} = 370$ MPa, dan angkur direncanakan memiliki diameter 16 mm dengan detail seperti pada gambar berikut:



Gambar 2.1.19 Keterangan Geometri Angkur

Dengan nilai $A = 560 \text{ mm}$, $B = 100 \text{ mm}$, $C = 100 \text{ mm}$, dan $R = 25 \text{ mm}$. Konfigurasi dan jumlah angkur yang direncanakan untuk atap ini dapat dilihat pada Gambar 2.1.20.

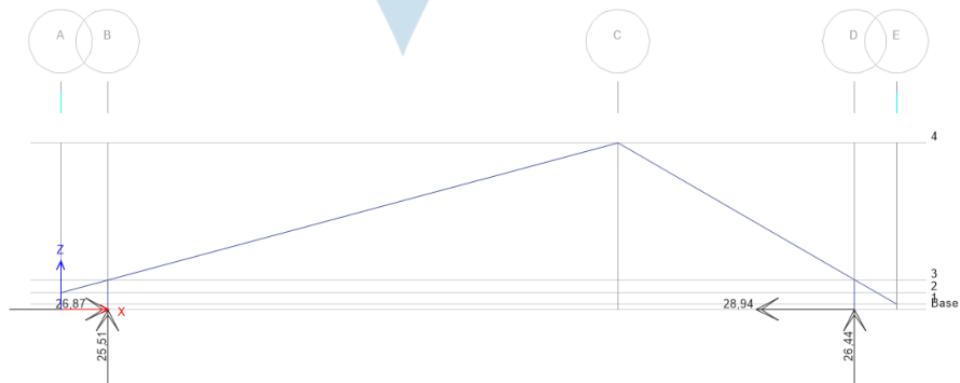


Gambar 2.1.20 Konfigurasi dan Jumlah Angkur Rencana

- Reaksi Tumpuan

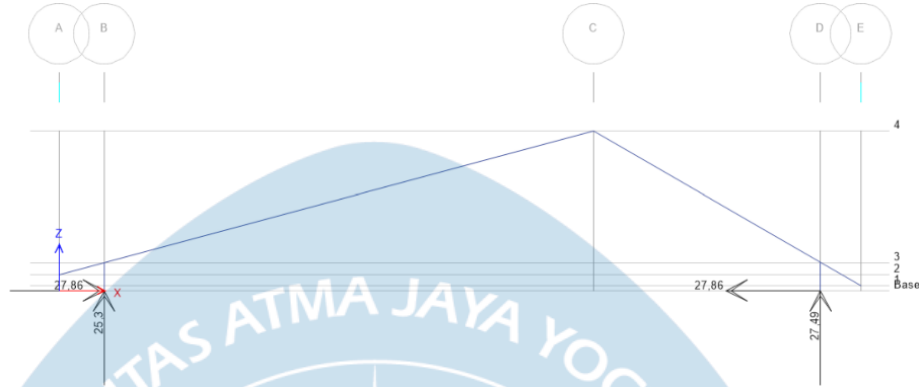
Reaksi vertikal dan horizontal akibat beban terfaktor maksimum diambil dari dua kondisi yaitu saat beban angin datang dari arah 15° dan 30° .

Berikut adalah reaksi vertikal dan horizontal saat beban angin datang dari arah kuda-kuda dengan kemiringan 15° .



Gambar 2.1.21 Reaksi Vertikal dan Horizontal Saat Beban Angin Datang dari Arah Kuda-kuda Dengan Kemiringan 15 Derajat

Berikut adalah Reaksi Vertikal Dan Horizontal Saat Beban Angin Datang Dari Arah Kuda-Kuda Dengan Kemiringan 30°.



Gambar 2.1.22 20 Reaksi Vertikal dan Horizontal Saat Beban Angin Datang dari Arah Kuda-kuda Dengan Kemiringan 30 Derajat

Dari kedua kondisi tersebut diambil reaksi vertikal dan horizontal maksimum yang secara berturut-turut nilainya adalah 27,49 kN dan 28,94 kN.

- Kuat Geser Angkur
 - Luas Penampang Efektif (A_{se_v})

$A_{se_v} = \frac{1}{4} \pi \left(d_a - \frac{0,9743}{n_t} \right)^2$; dengan nilai n_t dianggap 0 karena ulir angkur tidak ikut dicor.

$$A_{se_v} = \frac{1}{4} \pi \left(16 - \frac{0,9743}{0} \right)^2$$

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

- Kapasitas Geser Angkur

$$\phi V_{sa} = \phi 0,6 A_{se_v} f_{uta}$$

$$\phi V_{sa} = (0,65)(0,6)(201,062)(370)$$

$$\phi V_{sa} = 29013,24 \frac{N}{angkur}$$

$$\phi V_{sa} = 29,013 \frac{kN}{angkur}$$

Nilai ϕV_{sa} ini perlu dikali dengan jumlah angkur yang digunakan yaitu sebanyak 4 angkur.

$$\phi V_{sa} = 29,013 \times 4$$

$$\phi V_{sa} = 116,053 \text{ kN}$$

- Kuat Jebol Beton Dalam Menahan Geser

- Hitung A_{vc}

$$A_{vc} = [2(1,5c_{a1}) + s_1]h_a$$

$$A_{vc} = [2(1,5(215)) + 45](1,5 \times 215)$$

$$A_{vc} = 222525 \text{ mm}^2$$

- Hitung A_{vco}

$$A_{vco} = 4,5(c_{a1})^2$$

$$A_{vco} = 4,5(215)^2$$

$$A_{vco} = 208012,5 \text{ mm}^2$$

- Hitung V_b

- Nilai l_e

$$l_e = A - B$$

$$l_e = 560 - 100$$

$$l_e = 460 \text{ mm}$$

- Nilai V_b

$$V_b = \left[0,6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0,2} \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1,5}$$

$$V_b = \left[0,6 \left(\frac{460}{16} \right)^{0,2} \sqrt{16} \right] (1,0) \sqrt{35} (215)^{1,5}$$

$$V_b = 87625,5 \text{ N}$$

$$V_b = 87,626 \text{ kN}$$

- Hitung $\Psi_{ec,V}$

Diasumsikan reaksi horizontal (gaya geser) bekerja pada pusat kelompok angkur, sehingga e'_v dianggap bernilai 0.

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_v}{3c_{a1}}}$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2(0)}{3(215)}}$$

$$\Psi_{ec,V} = 1$$

- Hitung $\Psi_{ed,V}$

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a2}}{1,5c_{a1}}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \frac{228}{1,5(215)}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0,912$$

- Menentukan Nilai $\Psi_{c,V}$

Nilai $\Psi_{c,V}$ diambil sebesar 1,0 untuk angkur pada beton retak tanpa tulangan tambahan atau dengan tulangan tepi yang lebih kecil dari batang tulangan S13.

- Hitung $\Psi_{h,V}$

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5c_{a1}}{h_a}}$$

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5(215)}{(1,5 \times 215)}}$$

$$\Psi_{h,V} = 1$$

- Hitung ϕV_{cbg}

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b$$

$$\phi V_{cbg} = (0,75) \frac{222525}{208012,5} (1)(0,912)(1)(1)(87,626)$$

$$\phi V_{cbg} = 64,124 \text{ kN}$$

- Kuat Rempal Beton Dalam Menahan Geser

- Hitung A_{Nc}

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1,5h_{ef})$$

$$A_{Nc} = (215 + 45 + 1,5(460))(228 + 70 + 1,5(460))$$

$$A_{Nc} = 938600 \text{ mm}^2$$

- Hitung A_{Nco}

$$A_{Nco} = 9(h_{ef})^2$$

$$A_{Nco} = 9(460)^2$$

$$A_{Nco} = 1904400 \text{ mm}^2$$

- Hitung N_b

$$N_b = 3,9\lambda_a\sqrt{f'_c}(h_{ef})^{\frac{5}{3}}$$

$$N_b = 3,9(1,0)\sqrt{35}(460)^{\frac{5}{3}}$$

$$N_b = 632453,134 \text{ N}$$

$$N_b = 632,453 \text{ kN}$$

- Hitung $\Psi_{ec,N}$

Reaksi vertikal (gaya tarik) diasumsikan terjadi pada pusat kelompok angkur, sehingga e'_N dianggap 0.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2(0)}{3(460)}}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1$$

- Hitung $\Psi_{ed,N}$

Karena diketahui nilai c_{a_min} lebih kecil dari $1,5 h_{ef}$ ($215 < 1,5(460)$), maka nilai $\Psi_{ed,N}$ dihitung dengan persamaan berikut:

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a_min}}{1,5h_{ef}}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{215}{1,5(460)}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,793$$

- Menentukan Nilai $\Psi_{c,N}$

Nilai $\Psi_{c,N}$ diambil sebesar 1,25 untuk angkur tanam cor di tempat

- Menentukan Nilai $\Psi_{cp,N}$

Nilai $\Psi_{cp,N}$ diambil sebesar 1

- Hitung N_{cpg}

$$N_{cpg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cpg} = \frac{938600}{1904400} (1)(0,793)(1,25)(1)(632,453)$$

$$N_{cpg} = 309,169 \text{ kN}$$

- Hitung ϕV_{cpg}
 ϕV_{cpg} dihitung dengan cara berikut:

$\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cpg}$; dengan k_{cp} diambil sebesar 2 karena nilai $l_e \geq 2,5 \text{ mm}$.

$$\phi V_{cpg} = (0,75)(2)(309,169)$$

$$\phi V_{cpg} = 463,753 \text{ kN}$$

- Keamanan Angkur

Dari hasil perhitungan diperoleh kapasitas geser terkecil dari kuat jebol beton dalam menahan geser (ϕV_{cbg}) adalah sebesar 64,124 kN. Hasil ini lebih besar dibandingkan dengan gaya geser yang terjadi yaitu sebesar 28,936 kN.

Karena ϕV_{cbg} sudah lebih besar dari gaya geser yang terjadi, maka ini menunjukkan bahwa angkur sudah aman terhadap gaya geser. Untuk reaksi vertikal tidak perlu diperiksa karena gaya yang bekerja adalah gaya aksial tekan.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa konfigurasi angkur seperti Gambar 2.1.20 dan dengan diameter 16 mm, aman terhadap gaya geser sehingga konfigurasi dan spesifikasi angkur tersebut dapat digunakan.

2.2 Penentuan Sistem Struktur

Penentuan sistem struktur berdasar pada SNI 1726:2019. Langkah ini bertujuan untuk menyesuaikan sistem struktur yang digunakan pada suatu bangunan dengan ancaman gempa di lokasi proyek. Untuk mengetahui sistem struktur yang akan digunakan, perlu beberapa data berupa fungsi bangunan untuk menentukan kategori risikonya, lokasi geografis untuk mendapatkan data percepatan gempa dari peta seismik nasional, kondisi tanah lokal untuk mengetahui kelas situsnya, serta geometri bangunan terutama ketinggiannya. Data-data ini kemudian diolah untuk menentukan Kategori Desain Seismik (KDS) untuk memilih sistem struktur yang diizinkan dari daftar yang tersedia.

2.2.1 Penentuan Kelas Situs

Klasifikasi kelas situs mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 5.3. Berdasarkan pasal tersebut, kategori situs ditetapkan melalui analisis karakteristik tanah rata-rata pada lapisan 30 meter paling atas dari permukaan tanah. Kriteria klasifikasi yang digunakan merujuk pada Tabel 5 standar tersebut, yang membagi kelas situs menjadi enam kategori mulai dari batuan keras (SA) hingga tanah lunak (SE) dan tanah khusus (SF).

Tabel 2.2.1 Klasifikasi Kelas Situs (Sumber: SNI 1726:2019)

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A

SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks Plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar Air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralisir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak /setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa.		

Parameter yang digunakan dalam penentuan kelas situs adalah nilai SPT. Sebelum dilakukan perhitungan rata-rata lapisan, nilai penetrasi lapangan dikoreksi terlebih dahulu terhadap efisiensi energi palu sebesar 60% sesuai persyaratan SNI 4153:2008 Pasal 5.3. Berdasarkan pasal ini, nilai N-SPT perlu dikoreksi terhadap efisiensi energi (C_E), faktor koreksi lain meliputi diameter bor (C_B), panjang batang (C_R), dan jenis tabung pengambil contoh (C_S) sesuai dengan yang ditentukan oleh Youd et al. (2001). Formulasi untuk mendapatkan nilai terkoreksi N_{60} adalah sebagai berikut.

$$N_{60} = \frac{C_E C_B C_S C_R}{0,6} N \quad (2.2.1)$$

Faktor-faktor koreksi yang digunakan dalam perhitungan tersebut mengacu pada Tabel 2.2.2 di bawah ini.

Tabel 2.2.2 Faktor-faktor Koreksi Dalam Menentukan N-SPT Terkoreksi
(Sumber: SNI 4153:2008)

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Tegangan Vertikal Efektif	-	C_N	$\frac{2,2}{\left(1,2 + \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a}\right)\right)}$
Tegangan Vertikal Efektif	-	C_N	$C_N \leq 1,7$
Rasio Tenaga	Palu Donat (<i>Donut Hammer</i>)	C_E	0,5 s.d 1,0
Rasio Tenaga	Palu Pengaman (<i>Safety Hammer</i>)	C_E	0,7 s.d 1,2
Rasio Tenaga	Palu Otomatik (<i>Automatic-trip Donut-type Hammer</i>)	C_E	0,8 s.d 1,3
Diameter Bor	65 s.d 115 mm	C_B	1,0
Diameter Bor	150 mm	C_B	1,05
Diameter Bor	200 mm	C_B	1,15
Panjang Batang	< 3 m	C_R	0,75
Panjang Batang	3 s.d 4 m	C_R	0,8
Panjang Batang	4 s.d 6 m	C_R	0,85
Panjang Batang	6 s.d 10 m	C_R	0,95
Panjang Batang	10 s.d 30 m	C_R	1,0
Pengambilan Contoh	Tabung Standar	C_S	1,0
Pengambilan Contoh	Tabung Dengan Pelapis (<i>Linier</i>)	C_S	1,1 s.d 1,3

Nilai N_{60} yang telah dikoreksi pada setiap lapisan tanah selanjutnya digunakan untuk menghitung nilai rata-rata ($\bar{N}$) pada lapisan 30 meter paling atas. Metode perhitungan mengikuti persamaan Pasal 5.4.2 SNI 1726:2019. Berikut adalah persamaan yang diberikan.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.2.2)$$

Dimana $\sum_{i=1}^n d_i$ adalah total kedalaman yang ditinjau sebesar 30 meter, d_i adalah tebal lapisan ke- i , dan N_i adalah nilai N_{60} pada lapisan tersebut. Hasil perhitungan akhir $\bar{N}$ kemudian dicocokkan kembali dengan klasifikasi pada Tabel 2.2.1 untuk menetapkan kelas situs.

Hasil perhitungan nilai N_{60} untuk setiap lapisan tanah disajikan pada Tabel 2.2.3.

Tabel 2.2.3 Hasil Perhitungan N_{60} Setiap Lapisan

Kedalaman (m)	N_m	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}
0 - 2	2	0.5	1	0.75	1	1.25
2 - 4	4	0.5	1	0.8	1	2.67
4 - 6	7	0.5	1	0.85	1	4.96
6 - 8	7	0.5	1	0.95	1	5.54
8 - 10	10	0.5	1	0.95	1	7.92
10 - 12	12	0.5	1	1	1	10.00
12 - 14	15	0.5	1	1	1	12.50
14 - 16	24	0.5	1	1	1	20.00
16 - 18	44	0.5	1	1	1	36.67
18 - 20	32	0.5	1	1	1	26.67
20 - 22	17	0.5	1	1	1	14.17
22 - 24	18	0.5	1	1	1	15.00
24 - 26	17	0.5	1	1	1	14.17
26 - 28	24	0.5	1	1	1	20.00
28 - 30	30	0.5	1	1	1	25.00

Selanjutnya, nilai-nilai tersebut digunakan untuk menghitung $\bar{N}$ untuk menetapkan kelas situs sesuai kriteria SNI 1726:2019, yang rangkuman hasil akhirnya dapat dilihat pada Tabel 2.2.4.

Tabel 2.2.4 Hasil Perhitungan dalam Menentukan Kelas Situs

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan d_i (m)	$(N_{60})_i$	$d_i / (N_{60})_i$
0 - 2	2	1.25	1.60
2 - 4	2	2.67	0.75
4 - 6	2	4.96	0.40
6 - 8	2	5.54	0.36
8 - 10	2	7.92	0.25
10 - 12	2	10.00	0.20
12 - 14	2	12.50	0.16
14 - 16	2	20.00	0.10
16 - 18	2	36.67	0.05
18 - 20	2	26.67	0.08
20 - 22	2	14.17	0.14
22 - 24	2	15.00	0.13
24 - 26	2	14.17	0.14
28 - 30	2	20.00	0.10
$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$			6.59

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel di atas, diperoleh nilai $\bar{N}$ sebesar 6,59. Mengacu pada klasifikasi kelas situs dalam Tabel 5 SNI 1726:2019, nilai tersebut masuk syarat $\bar{N} < 15$. Dengan demikian, lokasi proyek ini diklasifikasikan sebagai Kelas Situs SE.

2.2.2 Penentuan Kategori Risiko

Kategori risiko pada suatu bangunan ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan dan tingkat kepentingan gedung, dengan acuan utama pada SNI 1726:2019, Tabel 3. Untuk proyek ini, bangunan difungsikan sebagai rumah susun. Berdasarkan Tabel 3 SNI

1726:2019, fungsi ini menempatkan bangunan ke dalam Kategori Risiko II.

2.2.3 Penentuan Parameter Percepatan Terpetakan

Berdasarkan Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2025, untuk lokasi proyek di Jalan Babadan, Kabupaten Bantul, D.I. Yogyakarta, diperoleh parameter percepatan spektral respons gempa. Nilai-nilai ini, yang merepresentasikan percepatan pada kondisi batuan dasar (Kelas Situs SE), adalah sebagai berikut:

- $S_s = 1,237 \text{ g}$
- $S_1 = 0,5375 \text{ g}$

2.2.4 Menghitung Koefisien Situs dan Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R)

Untuk memperoleh respons spektral gempa di permukaan tanah, nilai percepatan dari peta (S_s dan S_1) perlu disesuaikan terhadap efek amplifikasi akibat kondisi tanah dilokasi. Penyesuaian ini menggunakan dua koefisien situs, F_a untuk periode pendek dan F_v untuk periode 1 detik. Hasil perkaliannya menghasilkan parameter respons spektral terkoreksi di permukaan tanah, yaitu S_{MS} dan S_{M1} , yang ditentukan dengan rumus berikut:

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

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

F_a dan F_v dilakukan dengan merujuk langsung pada Tabel 6 dan Tabel 7 dari SNI 1726:2019. Untuk mendapatkan nilai koefisien yang tepat, diperlukan dua input utama berupa kelas situs tanah dan nilai parameter percepatan gempa di batuan dasar. Apabila nilai S_s atau S_1 berada di antara nilai yang tercantum pada kolom tabel, maka nilai F_a atau F_v harus ditentukan melalui interpolasi linier. Berikut adalah kutipan kedua tabel tersebut yang menjadi acuan dalam analisis ini.

Tabel 2.2.5 Tabel Penentuan Parameter Fa (Sumber: SNI 1726:2019)

Kelas Situs	Parameter Respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S _s .					
	S _s ≤ 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)					

Tabel 2.2.6 Tabel Penentuan Parameter Fv (Sumber: SNI 1726:2019)

Kelas Situs	Parameter Respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁ .					
	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	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Berikut adalah rincian perhitungan untuk mendapatkan nilai koefisien situs F_a dan F_v.

- Menghitung nilai F_a

Diketahui nilai S_s sebesar 1,237 g dengan klasifikasi tanah yang termasuk dalam kelas situs SE.

$$\frac{1,1 - F_a}{1,1 - 0,9} = \frac{1 - S_s}{1 - 1,25}$$

$$\frac{1,1 - F_a}{1,1 - 0,9} = \frac{1 - 1,237}{1 - 1,25}$$

$$\frac{1,1 - F_a}{0,2} = \frac{-0,237}{-0,25}$$

$$F_a = 0,9104$$

Hasil interpolasi dari Tabel 6 menghasilkan nilai F_a yang lebih kecil dari 1,2. SNI 1726:2019 Pasal 6.2 memberikan syarat batas bahwa untuk Kelas Situs SE, nilai F_a tidak boleh diambil kurang dari 1,2. Oleh karena itu, sesuai dengan ketentuan tersebut digunakan **nilai F_a sebesar 1,2**.

- Menghitung nilai F_v

Diketahui nilai S_1 sebesar 0,5375 g dengan klasifikasi tanah yang termasuk dalam kelas situs SE.

$$\frac{2,2 - F_v}{2,2 - 2,0} = \frac{0,5 - S_1}{0,5 - 0,6}$$

$$\frac{2,2 - F_v}{2,2 - 2,0} = \frac{0,5 - 0,5375}{0,5 - 0,6}$$

$$\frac{2,2 - F_v}{0,2} = \frac{-0,0375}{-0,1}$$

$$F_v = 2,125$$

Setelah nilai F_a dan F_v didapatkan, langkah selanjutnya adalah menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1} .

- Menghitung nilai S_{MS}

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

$$S_{MS} = 1,2 \times 1,237 \text{ g}$$

$$S_{MS} = 1,4844 \text{ g}$$

- Menghitung nilai S_{M1}

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

$$S_{M1} = 2,125 \times 0,5375 \text{ g}$$

$$S_{M1} = 1,142 \text{ g}$$

2.2.5 Menghitung Parameter Percepatan Spektral Desain

Mengacu pada pasal 6.3 SNI 1726:2019, Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Berdasarkan perumusan tersebut, maka didapatkan nilai S_{DS} dan S_{D1} sesuai perhitungan dibawah ini

- Menghitung nilai S_{DS}

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1,4844 \text{ g}$$

$$S_{DS} = 0,9896 \text{ g}$$

- Menghitung nilai S_{D1}

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 1,142 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 0,7615 \text{ g}$$

2.2.6 Penentuan Kategori Desain Seismik

Prosedur penentuan Kategori Desain Seismik (KDS) diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 6.5. Pasal Pasal tersebut menyatakan bahwa KDS ditetapkan berdasarkan Kategori Risiko bangunan dan nilai S_{DS} serta S_{D1} dengan merujuk pada Tabel 8 dan Tabel 9. KDS yang menentukan desain adalah kategori yang lebih parah dari kedua tabel tersebut. Berikut adalah kutipan dari kedua tabel yang digunakan.

Tabel 2.2.7 Penentuan Kategori Risiko Berdasarkan S_{DS} (Sumber: SNI 1726:2019)

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

Tabel 2.2.8 Penentuan Kategori Risiko Berdasarkan S_{D1} (Sumber: SNI 1726:2019)

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko
----------------	-----------------

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

Berdasarkan data yang telah dihitung, yaitu Kategori Risiko II, nilai $S_{DS} = 0,9896$ g, dan nilai $S_{D1} = 0,7615$ g, maka Kategori Desain Seismik (KDS) dapat ditentukan. Ditinjau dari Tabel 8, dengan Kategori Risiko II dan nilai S_{DS} yang lebih besar dari 0,50 menempatkan bangunan pada KDS D. Demikian pula, saat ditinjau dari Tabel 9, kombinasi Kategori Risiko II dan nilai S_{D1} yang lebih besar dari 0,20 juga menghasilkan KDS D. Sesuai aturan untuk mengambil kategori yang lebih parah, maka disimpulkan bahwa bangunan rumah susun ini diklasifikasikan ke dalam Kategori Desain Seismik D.

2.2.7 Penentuan Sistem Struktur

Pemilihan sistem struktur mengacu pada Tabel 12 SNI 1726:2019. Sistem yang diizinkan untuk digunakan dipilih berdasarkan dua parameter utama yang telah dianalisis sebelumnya, yaitu Kategori Desain Seismik dan total ketinggian bangunan. Untuk proyek ini, dengan KDS D dan tinggi bangunan 5 lantai dengan tinggi per lantai 3,5 meter (total ketinggian 17,5 meter), sistem struktur yang dipilih adalah **sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus**. Sistem ini ditetapkan karena diizinkan untuk KDS D tanpa batasan tinggi

2.3 Preliminary Design

Bagian ini menguraikan proses *preliminary design* untuk menentukan dimensi awal elemen-elemen struktur utama. Cakupan pembahasan meliputi perancangan pendahuluan untuk kolom, balok, pelat satu arah, dan pelat dua arah. Penentuan dimensi ini bertujuan untuk mendapatkan estimasi ukuran yang rasional sesuai acuan SNI 2847:2019 sebelum dilakukan analisis struktur secara detail.

2.3.1 Preliminary Design Kolom

Dalam *preliminary design* ini, dimensi kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) harus memenuhi batasan geometri yang mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1. Pasal tersebut menetapkan dua syarat utama yang wajib dipenuhi, yaitu:

1. Dimensi penampang terkecil pada kolom tidak boleh kurang dari 300 mm.
2. Rasio antara dimensi terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

Dimensi kolom yang direncanakan untuk digunakan pada tahap *preliminary design* ini adalah 500 mm x 500 mm. Ukuran ini selanjutnya perlu dipastikan apakah sesuai dengan batasan dimensi untuk kolom SRPMK yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1.

1. Syarat Dimensi Terkecil

SNI mensyaratkan dimensi terkecil tidak kurang dari 300 mm. Dimensi kolom yang digunakan (500 mm) lebih besar dari 300 mm, sehingga syarat ini terpenuhi.

2. Syarat Rasio Dimensi

SNI mensyaratkan rasio antara dimensi terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4. Untuk kolom 500 mm x 500 mm, rasionya adalah $500/500=1,0$. Nilai ini lebih besar dari 0,4, sehingga syarat ini terpenuhi.

2.3.2 Preliminary Design Balok

Perancangan tinggi minimum balok pada desain ini mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1. Pasal ini menjelaskan rasio tinggi minimum balok terhadap bentang bersihnya yang didasarkan pada kondisi tumpuan dari setiap balok, Ketentuan rasio untuk setiap kondisi dijelaskan pada SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1 seperti tabel di bawah ini.

Tabel 2.3.1 Penentuan Tebal Minimum Pelat (Sumber: SNI 2847:2019)

Kondisi tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	$l/16$
Satu ujung menerus	$l/18,5$
Kedua ujung menerus	$l/21$
Kantilever	$l/8$

Dalam perancangan ini, terdapat perbedaan persyaratan desain antara balok induk dan balok anak. Sebagai komponen utama Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, balok induk harus dirancang untuk menahan beban gempa sehingga perlu memenuhi batasan dimensi seismik sesuai yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2. Pasal tersebut menetapkan tiga syarat utama yang wajib dipenuhi, yaitu:

1. Bentang bersih balok (l_n) harus minimal empat kali tinggi efektifnya (d).
2. Lebar penampang balok (b_w) tidak boleh kurang dari nilai terkecil antara 0,3 kali tinggi balok (h) dan 250 mm.
3. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.

Di sisi lain, balok anak yang umumnya hanya menumpu beban gravitasi dari pelat dan tidak termasuk dalam rangka utama, perancangannya cukup mengacu pada syarat lendutan saja.

➤ Preliminary Design Balok Induk

Berikut disajikan contoh perhitungan dimensi balok induk beserta tabel rekapitulasinya. Perhitungan ini menunjukkan pemeriksaan terhadap syarat sesuai SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1 dan Pasal 18.6.2.

Contoh perhitungan ini meninjau balok yang memiliki panjang bentang dari as ke as kolom sebesar 6000 mm. Balok ini ditumpu

oleh kolom berukuran 500 mm x 500 mm pada kedua sisinya, dan kondisi tumpuan balok diidentifikasi sebagai satu ujung menerus.

- Penentuan Tinggi Minimum Balok

Balok diidentifikasi memiliki kondisi tumpuan satu ujung menerus dan memiliki bentang 6 m, maka tinggi minimum balok adalah sebagai berikut.

$$h_{min} = \frac{l}{18,5}$$

$$h_{min} = \frac{6000}{18,5}$$

$$h_{min} = 324,32 \text{ mm}$$

Digunakan tinggi balok sebesar **500 mm**

- Penentuan Lebar Balok

$$b_{min} = \max (0,3h; 250)$$

$$b_{min} = \max (0,3(500); 250)$$

$$b_{min} = 250 \text{ mm}$$

Digunakan lebar balok sebesar **350 mm**

- Cek Persyaratan Bentang Bersih Balok

Untuk dapat mengecek syarat ini, perlu dihitung terlebih dahulu nilai bentang bersih dan tinggi efektif dari balok yang direncanakan. Balok dirancang dengan tebal selimut beton (cc) 40 mm, diameter sengkang 10 mm, dan diameter tulangan longitudinal 25 mm.

- Menghitung tinggi efektif balok

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{25}{2}$$

$$d = 437,5 \text{ mm}$$

- Menghitung bentang bersih balok

$$L_n = 6000 - \frac{500}{2} - \frac{500}{2}$$

$$L_n = 5500 \text{ mm}$$

- Cek $L_n \geq 4d$

$$L_n \geq 4d$$

$$5500 \geq 4(437,5)$$

$$5500 \geq 1738 \rightarrow \text{Memenuhi syarat SRPMK}$$

Tabel 2.3.2 Hasil *Preliminary Design* Balok Induk

Tipe Balok	Bentang (mm)	Minimum h		h (mm)	bw (mm)	ln (mm)	4d (D=25) (ds=13)	$l_n > 4d$
B1	6600	1/18,5	356.76	600	400	6100	2150	Ya
B2	6000	1/18,5	324.32	600	350	5500	1750	Ya
B3	4200	1/18,5	227.03	500	350	3700	1750	Ya
	3800	1/21	180.95	500	350	3300	1750	Ya
	3000	1/21	142.86	500	350	2500	1750	Ya
	2800	1/18,5	151.35	500	350	2300	1750	Ya
	2700	1/18,5	145.95	500	350	2200	1750	Ya
B4	2200	1/18,5	118.92	450	300	1700	1350	Ya
BR	6600	L/18,5	412.50	450	250	6600	1550	Ya
	6000	L/18,5	375.00	450	250	5500	1550	Ya
	2700	L/21	168.75	450	250	2200	1550	Ya

➤ *Preliminary Design* Balok Anak

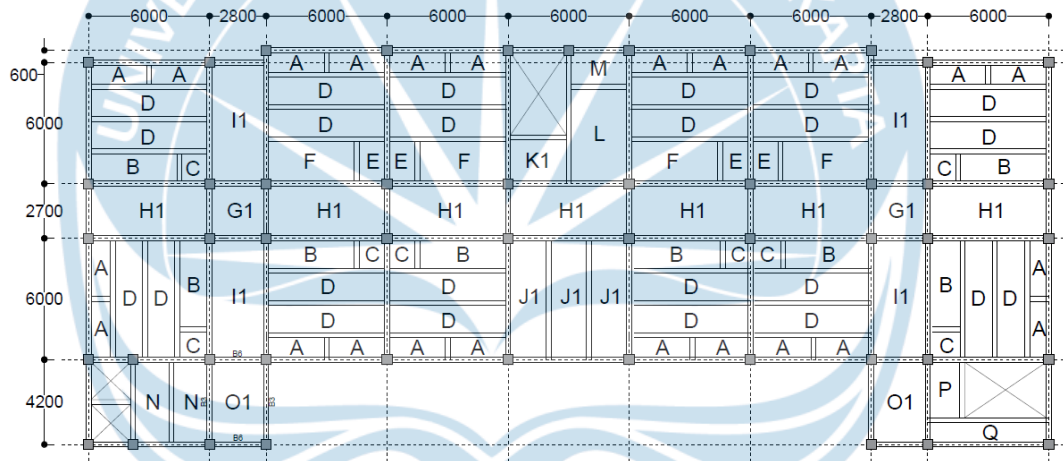
Tabel 2.3.3 Hasil *Preliminary Design* Balok Anak

Tipe Balok	Bentang (mm)	Minimum h		h (mm)	bw (mm)
BA1	6600	1/16	412.50	500	300
BA2	6000	1/16	375.00	400	300
	4200	1/16	262.50	400	300
	3000	1/16	187.50	400	300
	2200	1/16	137.50	350	250
BA3	1600	1/16	100.00	350	250
	1200	1/16	75.00	350	250
	4200	1/16	262.50	350	250
BL	2200	1/16	137.50	350	250
	4200	1/16	262.50	350	250
BB	3000	1/16	187.50	350	250
	4200	1/16	262.50	350	250

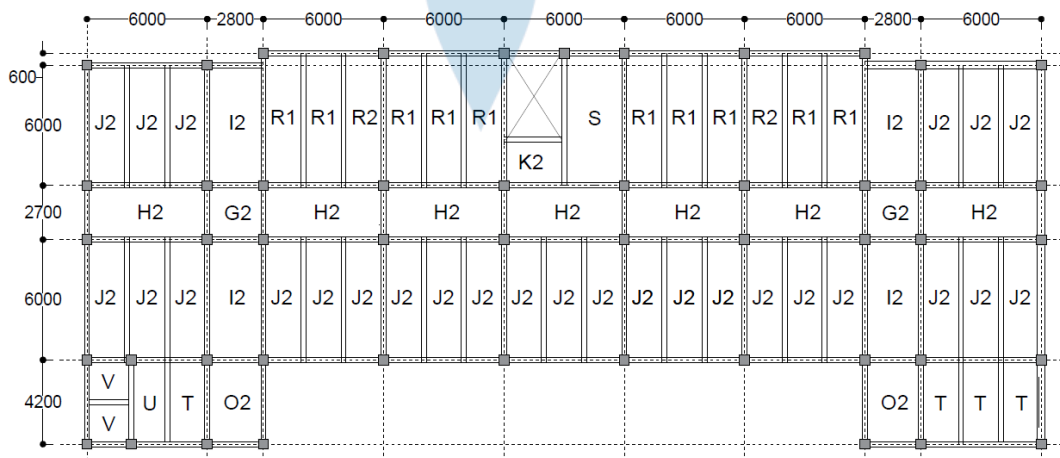
Kategori balok anak dalam perancangan ini mencakup beberapa jenis balok dengan fungsi yang berbeda-beda, meliputi balok anak (BA) yang menumpu pelat, balok ring (BR), balok di area lift (BL), dan balok bordes tangga (BB).

2.3.3 Klasifikasi dan Susunan Pelat Lantai

Klasifikasi setiap panel pelat menjadi pelat satu arah atau pelat dua arah ditentukan oleh rasio bentang panjangnya (L_y) terhadap bentang pendeknya (L_x). Sebuah panel dianggap sebagai pelat satu arah jika rasio $L_y/L_x > 2$, dan diklasifikasikan sebagai pelat dua arah jika $L_y/L_x \leq 2$. Berdasarkan kriteria ini, denah susunan pelat untuk lantai tipikal (lantai 2-4) dan 5 disajikan pada gambar berikut.



Gambar 2.3.2 Denah Pelat Lantai Tipikal (2-4)



Gambar 2.3.1 Denah Pelat Lantai 5

Berdasarkan kriteria rasio bentang yang telah dijelaskan sebelumnya, berikut adalah tabel rekapitulasi hasil identifikasi untuk setiap panel pelat pada denah lantai tipikal dan lantai atap.

➤ Pelat Satu Arah ($L_y/L_x > 2$)

Tabel 2.3.4 Rekapitulasi Tipe Pelat Satu Arah

Tipe Pelat	l_y	l_x	l_y/l_x	Klasifikasi
A	3000	1200	2.50	Pelat Satu Arah
B	4500	1600	2.81	
D	6000	1600	3.75	
F	4500	2200	2.05	
H	6000	2700	2.22	
I	6000	2800	2.14	
J	6000	2000	3.00	
N	4200	1900	2.21	
Q	6000	1200	5.00	
R	6600	2000	3.30	
S	6600	3000	2.20	
T	4200	2000	2.10	
U	4200	1800	2.33	

➤ Pelat Dua Arah ($L_y/L_x \leq 2$)

Tabel 2.3.5 Rekapitulasi Tipe Pelat Dua Arah

Tipe Pelat	l_y	l_x	l_y/l_x	Klasifikasi
C	1600	1500	1.1	Pelat Dua Arah
E	2200	1500	1.5	
G	2800	2700	1.0	
K	3000	2300	1.3	
L	4800	3000	1.6	
M	3000	1800	1.7	
O	4200	2800	1.5	
P	3000	1700	1.8	
V	2200	2100	1.0	

2.3.4 Preliminary Design Pelat Satu Arah

Perancangan tebal minimum untuk pelat satu arah pada desain ini mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 7.3.1. Pasal ini menjelaskan metode untuk mengontrol lendutan dengan menetapkan rasio tebal minimum pelat terhadap bentang pendeknya berdasarkan kondisi tumpuan pada setiap panel. Ketentuan rasio untuk setiap kondisi dijelaskan pada SNI 2847:2019 Tabel 7.3.1.1 seperti tabel dibawah ini.

Tabel 2.3.6 Penentuan Tebal Minimum Pelat Saru Arah (Sumber: SNI 2847:2019)

Kondisi tumpuan	h_{minimum}
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Rekapitulasi perhitungan pada tabel di bawah ini menunjukkan bahwa tebal pelat maksimum yang didapatkan dari semua panel adalah 125 mm. Berdasarkan hasil tersebut, dan untuk tujuan keseragaman serta kemudahan pelaksanaan di lapangan, maka tebal pelat yang akan digunakan untuk semua panel pelat satu arah ditetapkan menjadi **140 mm**.

Tabel 2.3.7 Rekapitulasi Perhitungan Tebal Minimum Pelas Satu Arah

Tipe Pelat	Dimensi	Kondisi tumpuan	h_{minimum} (mm)	
A	3000 x 1200	Satu ujung menerus	$l_x/24$	50
B	4500 x 1600	Dua ujung menerus	$l_x/28$	57.14
D	6000 x 1600	Dua ujung menerus	$l_x/28$	57.14
F	4500 x 2200	Dua ujung menerus	$l_x/28$	78.57
H	6000 x 2700	Dua ujung menerus	$l_x/28$	96.43
I	2800 x 6000	Dua ujung menerus	$l_x/28$	100

J	2000 x 6000	Satu ujung menerus	$l_x/24$	83.33
N	1900 x 4200	Satu ujung menerus	$l_x/24$	79.17
Q	1200 x 6000	Satu ujung menerus	$l_x/24$	50
R	2000 x 6600	Dua ujung menerus	$l_x/28$	78.57
S	3000 x 6600	Satu ujung menerus	$l_x/24$	125
T	4200 x 2000	Satu ujung menerus	$l_x/24$	83.33
U	1800 x 4200	Satu ujung menerus	$l_x/24$	75

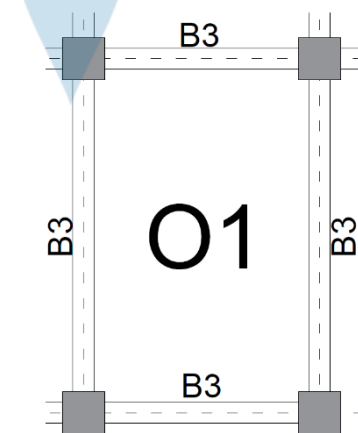
Berdasarkan hasil rekapitulasi ini, diambil tebal pelat sebesar **140 mm**.

2.3.5 Preliminary Design Pelat Dua Arah

Dalam menentukan tebal pelat dua arah digunakan acuan SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2. Berdasarkan pasal ini, perlu dihitung nilai α_{fm} . α_{fm} merupakan rata-rata dari perbandingan antara kekakuan lentur balok dengan kekakuan lentur pelat di keempat sisinya. Sehingga perlu ditentukan terlebih dahulu nilai perbandingan kekakuan lentur balok dan pelat (α_f) di masing-masing balok yang mengekang pelat. Berikut adalah contoh untuk sebuah panel pelat eksterior.

Panel pelat ini ditumpu oleh balok tipe B3 di keempat sisinya dengan dimensi sama sebesar 350 mm x 500 mm di sisi atas dan bawah. Mutu material yang digunakan dalam perancangan ini adalah beton dengan $f'_c=30$ MPa dan baja tulangan dengan $f_y=420$ MPa.

- Menghitung bentang bersih arah panjang dan lebar



Gambar 2.3.3 Pelat Tipe O1

$$L_{ny} = 4200 - 350 = 3850 \text{ mm}$$

$$L_{nx} = 2800 - 350 = 2450 \text{ mm}$$

- **Menentukan asumsi tebal awal pelat**

Tebal pelat satu arah digunakan sebagai asumsi awal dalam menentukan tebal pelat dua arah sehingga digunakan:

$$h = 140 \text{ mm}$$

• **Sisi Kiri Pelat**

- **Menghitung b_e**

$$b_e = b_w + \text{lebih kecil dari } (2h_b; 8h_f)$$

$$b_e = 350 + \text{lebih kecil dari } (2 \times (500 - 140); 8 \times 140)$$

$$b_e = 350 + 720$$

$$b_e = 1070 \text{ mm}$$

- **Menghitung titik berat**

$$y_b = \frac{1070 \times 140 \times \left(500 - \frac{140}{2}\right) + (500 - 140) \times 350 \times \left(\frac{500 - 140}{2}\right)}{1070 \times 140 + (500 - 140) \times 350}$$

$$y_b = 315,79 \text{ mm}$$

- **Menghitung inersia balok**

$$I_{b1} = \frac{1}{12} \times 350 \times (500 - 140)^3 + 350 \times (500 - 140) \left(315,79 - \frac{500 - 140}{2}\right)^2$$

$$I_{b1} = 3683995006 \text{ mm}^4$$

$$I_{b2} = \frac{1}{12} \times 1070 \times 140^3 + 1070 \times 140 \times \left((500 - 315,79) - \frac{140}{2}\right)^2$$

$$I_{b2} = 2198762591 \text{ mm}^4$$

$$I_b = I_{b1} + I_{b2} = 5882757597 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung inersia slab**

$$I_s = \frac{1}{12} \times 4200 \times 140^3$$

$$I_s = 960400000 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung α_f**

$$\alpha_f = \frac{E_{bc} \times I_b}{E_{sc} \times I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{4700 \times \sqrt{30} \times 5882757597}{4700 \times \sqrt{30} \times 960400000}$$

$$\alpha_f = 6,13$$

- **Sisi Atas Pelat**

Balok pada sisi atas pelat merupakan balok interior sama halnya dengan balok pada sisi kiri pelat, sehingga nilai dari inersia balok (I_b) pada sisi atas sama dengan inersia balok pada sisi kiri balok.

- **Inersia balok**

$$I_b = 5882757597 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung inersia slab**

$$I_s = \frac{1}{12} \times 2800 \times 140^3$$

$$I_s = 640266666,7 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung α_f**

$$\alpha_f = \frac{E_{bc} \times I_b}{E_{sc} \times I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{4700 \times \sqrt{30} \times 5882757597}{4700 \times \sqrt{30} \times 640266666,7}$$

$$\alpha_f = 9,19$$

- **Sisi Kanan Pelat**

- **Menghitung b_e**

$$b_e = b_w + \text{lebih kecil dari } (h_b; 4h_f)$$

$$b_e = 350 + \text{lebih kecil dari } (500 - 140; 4 \times 140)$$

$$b_e = 350 + 360$$

$$b_e = 710 \text{ mm}$$

- **Menghitung titik berat**

$$y_b = \frac{710 \times 140 \times \left(500 - \frac{140}{2}\right) + (500 - 140) \times 350 \times \left(\frac{500 - 140}{2}\right)}{710 \times 140 + (500 - 140) \times 350}$$

$$y_b = 290,25 \text{ mm}$$

- **Menghitung inersia balok**

$$I_{b1} = \frac{1}{12} \times 350 \times (500 - 140)^3 + 350 \times (500 - 140) \left(290,25 - \frac{500 - 140}{2} \right)^2$$

$$I_{b1} = 2892294734 \text{ mm}^4$$

$$I_{b2} = \frac{1}{12} \times 710 \times 140^3 + 710 \times 140 \times \left((500 - 290,25) - \frac{140}{2} \right)^2$$

$$I_{b2} = 2103684686 \text{ mm}^4$$

$$I_b = I_{b1} + I_{b2} = 4995979420 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung inersia slab**

$$I_s = \frac{1}{12} \times \left(\frac{4200}{2} + \frac{350}{2} \right) \times 140^3$$

$$I_s = 520216666,7 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung α_f**

$$\alpha_f = \frac{E_{bc} \times I_b}{E_{sc} \times I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{4700 \times \sqrt{30} \times 4995979420}{4700 \times \sqrt{30} \times 520216666,7}$$

$$\alpha_f = 9,60$$

• **Sisi Bawah Pelat**

Balok pada sisi bawah pelat merupakan balok eksterior sama halnya dengan balok pada sisi kiri pelat, sehingga nilai dari inersia balok (I_b) pada sisi atas sama dengan inersia balok pada sisi kiri balok.

- **Inersia balok**

$$I_b = 4995979420 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung inersia slab**

$$I_s = \frac{1}{12} \times \left(\frac{2800}{2} + \frac{350}{2} \right) \times 140^3$$

$$I_s = 360150000 \text{ mm}^4$$

- **Menghitung α_f**

$$\alpha_f = \frac{E_{bc} \times I_b}{E_{sc} \times I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{4700 \times \sqrt{30} \times 4995979420}{4700 \times \sqrt{30} \times 360150000}$$

$$\alpha_f = 13,87$$

- Menghitung α_{fm}

$$\alpha_{fm} = \frac{9,19 + 6,13 + 13,87 + 9,60}{4} = 9,70$$

Sesuai dengan Pasal 8.3.1.2, pemilihan rumus tebal pelat ditentukan oleh nilai α_{fm} . Perhitungan untuk panel pelat yang ditinjau menghasilkan nilai α_{fm} sebesar 9,70. Nilai tersebut lebih besar dari batas 2,0, maka digunakanlah rumus di bawah ini:

$$h_{minimum} = \frac{l_{ny} \times \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ atau } > 90 \text{ mm}$$

$$h_{minimum} = \frac{l_{ny} \times \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9 \times \frac{l_{ny}}{l_{nx}}} \text{ atau } > 90 \text{ mm}$$

$$h_{minimum} = \frac{3850 \times \left(0,8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 \times \frac{3900}{2500}} \text{ atau } > 90 \text{ mm}$$

$$h_{minimum} = 84,46 \text{ mm atau } > 90 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tebal minimum yang disyaratkan untuk pelat tipe L lebih kecil dari asumsi awal sebesar 140 mm sehingga digunakan asumsi awal untuk tipe pelat ini.

Metode perhitungan yang telah dijelaskan juga diterapkan untuk menentukan tebal minimum pada semua tipe pelat dua arah lainnya. Rekapitulasi hasil perhitungan untuk seluruh tipe pelat tersebut disajikan dalam tabel berikut.

Tabel 2.3.8 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe C

Tipe Pelat	C			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan

I_b (mm ⁴)	2484666003	2200545482	5882757597	3958930186
I_s (mm ⁴)	343000000	365866666.7	343000000	365866666.7
α_f	7.24	6.01	17.15	10.82
α_{fm}	10.31			
$h_{min\ 1}$ (mm)	30.78			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

Tabel 2.3.9 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe E

Tipe Pelat	E			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan
I_b (mm ⁴)	2484666003	2200545482	5882757597	8172386349
I_s (mm ⁴)	343000000	503066666.7	343000000	503066666.7
α_f	7.24	4.37	17.15	16.25
α_{fm}	11.25			
$h_{min\ 1}$ (mm)	40.95			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

Tabel 2.3.10 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe G

Tipe Pelat	G			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan
I_b (mm ⁴)	5882757597	5882757597	5882757597	5882757597
I_s (mm ⁴)	640266666	617400000	640266666	617400000
α_f	9.19	9.53	9.19	9.53
α_{fm}	9.36			
$h_{min\ 1}$ (mm)	59.38			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

Tabel 2.3.11 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe K

Tipe Pelat	K			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan

I_b (mm ⁴)	2131443103	8172386349	5882757597	3596300287
I_s (mm ⁴)	377300000	525933333	686000000	525933333
α_f	5.65	15.54	8.58	6.84
α_{fm}	9.15			
$h_{min\ 1}$ (mm)	60.86			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

Tabel 2.3.12 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe L

Tipe Pelat	L			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan
I_b (mm ⁴)	2484666003	3596300287	5882757597	8172386349
I_s (mm ⁴)	686000000	1097600000	686000000	1097600000
α_f	3.62	3.28	8.58	7.45
α_{fm}	5.73			
$h_{min\ 1}$ (mm)	96.15			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

Tabel 2.3.13 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe M

Tipe Pelat	M			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan
I_b (mm ⁴)	4995979420	5242941435	2484666003	8160360318
I_s (mm ⁴)	383016666	525933333	686000000	525933333
α_f	13.04	9.97	3.62	15.52
α_{fm}	10.54			
$h_{min\ 1}$ (mm)	55.94			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

Tabel 2.3.14 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe P

Tipe Pelat	P			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan

I_b (mm ⁴)	5882757597	5882757597	2484666003	5490425339
I_s (mm ⁴)	388733333	686000000	388733333	377300000
α_f	15.13	8.58	6.39	14.55
α_{fm}	11.16			
$h_{min\ 1}$ (mm)	54.99			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

Tabel 2.3.15 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Dua Arah Tipe V

Tipe Pelat	V			
h_{asumsi} (mm)	140			
Sisi Tinjauan	Atas	Kiri	Bawah	Kanan
I_b (mm ⁴)	2484666003	3211718551	1376990459	2484666003
I_s (mm ⁴)	503066666	291550000	503066666	480200000
α_f	4.94	11.02	2.74	5.17
α_{fm}	5.97			
$h_{min\ 1}$ (mm)	46.27			
$h_{min\ 2}$ (mm)	90			
h_{use} (mm)	140			

2.4 Perencanaan Pembebanan Pelat Lantai

Pelat lantai pada bangunan ini diklasifikasikan menjadi empat tipe berdasarkan fungsinya: koridor, kamar, kamar mandi, atap, dan area toren air. Acuan untuk seluruh komponen beban seperti penutup lantai, Mekanikal Elektrikal Plumbing (MEP), dan beban hidup diambil dari SNI 1727:2020.

- Analisis Beban Pelat Koridor

Beban Mati (DL)

Beban mati terdiri dari berat sendiri komponen struktur dan material *finishing* permanen.

- Berat sendiri pelat (tebal 140 mm)

$$0,140\text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban pasir (tebal 50 mm)

$$0,050\text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban keramik dan spesi

$$1,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban plafon dan penggantung

$$0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban MEP

$$0,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total Beban Mati (DL) = 6,04 kN/m²

Beban Hidup (LL)

Sesuai SNI 1727:2020, beban hidup untuk fungsi koridor ditetapkan sebesar 4,79 kN/m².

Kombinasi Beban Terfaktor (W_u)

Beban terfaktor dihitung menggunakan kombinasi beban ultimit untuk perancangan kekuatan.

$$W_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$W_u = 1,2 \left(6,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(4,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_u = 7,248 + 7,664 = 14,912 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• Analisis Beban Pelat Kamar

Beban Mati (DL)

Beban mati terdiri dari berat sendiri komponen struktur dan material *finishing* permanen.

- Berat sendiri pelat (tebal 140 mm)

$$0,140 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban pasir (tebal 50 mm)

$$0,050 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban keramik dan spesi

$$1,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban plafon dan penggantung

$$0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban MEP

$$0,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Total Beban Mati (DL)} = 6,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beban Hidup (LL)

Sesuai SNI 1727:2020, beban hidup untuk fungsi koridor ditetapkan sebesar $1,92 \text{ kN/m}^2$.

Kombinasi Beban Terfaktor (W_u)

Beban terfaktor dihitung menggunakan kombinasi beban ultimit untuk perancangan kekuatan.

$$W_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$W_u = 1,2 \left(6,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(\frac{1,92 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_u = 7,248 + 3,072 = 10,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Analisis Beban Pelat Kamar Mandi

Beban Mati (DL)

Beban mati terdiri dari berat sendiri komponen struktur dan material *finishing* permanen.

- Berat sendiri pelat (tebal 140 mm)

$$0,140 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban pasir (tebal 50 mm)

$$0,050 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban keramik dan spesi

$$1,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban plafon dan penggantung

$$0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban *waterproofing*

$$0,004 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Total Beban Mati (DL)} = 5,544 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beban Hidup (LL)

Sesuai SNI 1727:2020, beban hidup untuk fungsi koridor ditetapkan sebesar $2,87 \text{ kN/m}^2$.

Kombinasi Beban Terfaktor (W_u)

Beban terfaktor dihitung menggunakan kombinasi beban ultimit untuk perancangan kekuatan.

$$W_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$W_u = 1,2 \left(5,544 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(\frac{2,87 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_u = 6,653 + 4,592 = 11,245 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• Analisis Beban Pelat Atap

Beban Mati (DL)

Beban mati terdiri dari berat sendiri komponen struktur dan material *finishing* permanen.

- Berat sendiri pelat (tebal 140 mm)

$$0,140 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban *finishing* (screed, tebal 20 mm)

$$0,02 \text{ m} \times 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban plafon dan penggantung

$$0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Beban MEP

$$0,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Total Beban Mati (DL)} = 4,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beban Hidup (LL)

Beban hidup untuk fungsi koridor ditetapkan sebesar 1 kN/m^2 .

Kombinasi Beban Terfaktor (W_u)

Beban terfaktor dihitung menggunakan kombinasi beban ultimit untuk perancangan kekuatan.

$$W_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$W_u = 1,2 \left(4,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(\frac{1 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_u = 5,352 + 1,6 = 6,952 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Analisis Beban Pelat Toren Air

Beban Mati (DL)

Struktur pelat untuk tumpuan toren air diasumsikan memiliki komponen yang sama dengan pelat atap pada umumnya. Oleh karena itu, beban mati yang digunakan adalah $4,46 \text{ kN/m}^2$.

Beban Hidup (LL)

Beban hidup pada area ini didominasi oleh berat air di dalam toren. Toren direncanakan memiliki diameter $1,44 \text{ m}$ dan kapasitas 3000 liter (3 m^3).

Berat total air

$$3 \text{ m}^3 \times 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 30 \text{ kN}$$

Beban hidup dari toren air

$$LL = \frac{\text{Berat Total Air}}{\text{Luas Penampang Toren}} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$LL = \frac{30 \text{ kN}}{\frac{1}{4} \times \pi \times (1,44 \text{ m})^2} = 18,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kombinasi Beban Terfaktor (W_u)

Beban terfaktor dihitung menggunakan kombinasi beban ultimit untuk perancangan kekuatan.

$$W_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$W_u = 1,2 \left(4,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(\frac{18,42 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_u = 5,352 + 1,6 = 6,952 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.5 Rencana Beban Gempa Statik Ekuivalen

Rencana pembebanan gempa statik ekuivalen mengacu kepada SNI 1726:2019. SNI 1726:2019 pada pasal 7.8.1 menyebutkan bahwa gaya geser dasar (*base shear*) yang disebabkan oleh gempa dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad (2.5.1)$$

Dimana,

V : gaya geser dasar seismik

C_s : koefisien respons seismik (sesuai pasal 7.8.1.1)

W : berat seismik efektif (sesuai pasal 7.7.2)

Dengan C_s dapat ditentukan berdasarkan pasal 7.8.1.1 pada persamaan (31) dan W ditentukan berdasarkan pasal 7.7.2. Beban gempa yang direncanakan akan didistribusikan pada masing – masing tingkat yang dijelaskan pada pasal 7.8.3 dan pasal 7.8.4.

Periode fundamental struktur adalah selang waktu yang dibutuhkan struktur untuk menyelesaikan 1 (satu) siklus getaran saat terjadi gempa atau getaran lain. Periode fundamental struktur akibat gempa yang direncanakan tidak boleh melebihi yang disyaratkan pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.2.

2.5.1 Berat Seismik Efektif

SNI 1726:2019 pasal 7.7.2 menjelaskan bahwa berat seismik efektif struktur (W) yaitu meliputi beban mati dan beban lainnya yang dimaksud sebagai berikut:

1. Pada daerah yang digunakan sebagai tempat penyimpanan harus menyertakan minimum 25% beban hidup. Namun, terdapat 2 pengecualian yaitu sebagai berikut:
 - Jika beban penyimpanan tidak lebih dari 5% dari berat seismik efektif
 - Beban hidup lantai di tempat parkir umum dan struktur parkir terbuka tidak perlu dimasukkan.
2. Apabila ketentuan desain untuk partisi yang disyaratkan pada SNI 1727 pasal 4.3.2, maka beban yang digunakan adalah berat yang

terbesar antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar $0,48 \text{ kN/m}^2$

3. Berat operasional total dari peralatan yang permanen
4. Berat lanskap dan beban lainnya pada taman atap atau area sejenis.

Adapun beban seismik efektif struktur ditabulasi sebagai berikut:

Tabel 2.5.1 Perhitungan Beban Total Lantai Tipikal (2-4)

Lantai	Keterangan	Area atau L (m^2 atau m)	Berat Satuan (kN/m^2 atau kN/m)	W (kN)
Tipikal (2-4)	Kolom 500 x 500	182	6	1092,00
	Balok B34A	143,3948	3,24	464,60
	Balok G34A	267,6	3,24	867,02
	Pelat Kamar	306,45	6,04	1850,96
	Pelat Toilet	20,25	6,04	122,31
	Pelat Koridor	235,49	6,04	1422,36
	Dinding	491,75	1,5	2581,69
	TOTAL BERAT/LANTAI			8400,94

Tabel 2.5.2 Perhitungan Beban Total Lantai 5

Lantai	Keterangan	Area atau L (m^2 atau m)	Berat Satuan (kN/m^2 atau kN/m)	W (kN)
5	Kolom 500 x 500	182	6	1092,00
	Balok B34A	183,55	3,24	594,70
	Balok G34A	267,6	3,24	867,02
	Pelat	632,47875	4,46	2820,86
	Toren	22,225	18,42	409,38
	Dinding	128	1,5	672,00
	Dinding*	72	1,5	135,00
	TOTAL BERAT			6590,97

Tabel 2.5.3 Perhitungan Beban Total Lantai Atap

Lantai	Keterangan	Area atau L (m^2 atau m)	Berat Satuan (kN/m^2 atau kN/m)	W (kN)
ATAP	Kolom 500 x 500	21	6	126
	Balok G34A	65,4	3,24	211,896
	TOTAL			337,896

2.5.2 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi hasil perkalian antara koefisien batas atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.5.4 dengan periode fundamental pendekatan (T_a) yang secara matematis ditulis sebagai berikut:

$$T_{maks} = C_u T_a \quad (2.5.2)$$

Sebagai alternatif dalam melakukan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur, T , diizinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a yang ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.5.3)$$

Dengan C_t merupakan koefisien sistem struktur yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5.5, h_n adalah ketinggian struktur dari dasar hingga tingkat tertinggi struktur, dan x ditentukan berdasarkan Tabel 2.5.5.

Tabel 2.5.4 Penentuan Koefisien C_u (Sumber: SNI 1726:2019)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 2.5.5 Penentuan Parameter C_t dan x (Sumber: SNI 1726:2019)

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka baja pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan	0,0724	0,8

akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
Sistem rangka beton pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- Periode Fundamental Pendekatan (T_a)

Berdasarkan tipe struktur yang digunakan yaitu sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), maka nilai C_t dan x berdasarkan Tabel 2.5.5 berturut – turut adalah 0,0466 dan 0,9 dengan ketinggian maksimum struktur tersebut (h_n) adalah 17,5 m, maka nilai T_a dapat dihitung sebagai berikut:

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$T_a = 0,0466 (17,5)^{0,9}$$

$$T_a = 0,613 \text{ detik}$$

- Batasan Periode Fundamental Struktur (T_{maks})

Berdasarkan nilai S_{D1} yang telah dihitung dari perhitungan sebelumnya, yaitu $S_{D1} = 0,7615$ g maka nilai koefisien C_u berdasarkan Tabel 2.5.4 adalah 1,4.

$$T_{maks} = C_u T_a$$

$$T_{maks} = 1,4 (0,613)$$

$$T_{maks} = 0,858 \text{ detik}$$

2.5.3 Koefisien Respon Seismik (C_s)

Koefisien respon seismik dihitung menurut SNI 1726:2019 pasal 7.8.1.1 yang dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.5.4)$$

Nilai C_s yang dihitung menggunakan persamaan tersebut tidak boleh melebihi batas yang ditentukan sebagai berikut:

Untuk $T \leq T_L$:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.5.5)$$

Untuk $T > T_L$:

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.5.6)$$

Dengan nilai C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.5.7)$$

Nilai T adalah periode fundamental struktur dan T_L adalah periode panjang yang nilainya ditentukan berdasarkan lokasi struktur. Nilai T_L dapat ditentukan nilainya berdasarkan gambar 20 SNI 1726:2019 atau melalui laman situs <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana nilai S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.5.8)$$

Semua persamaan tersebut mengandung variabel I_e yang dimana variabel tersebut adalah faktor keutamaan gempa yang fungsinya adalah untuk memperhitungkan risiko terhadap kehidupan, kesejahteraan, dan kesehatan manusia yang terkait dengan kerusakan properti atau hilangnya fungsi bangunan. Nilai I_e dapat ditentukan berdasarkan tabel 4 SNI 1726:2019 yang ditabulasi sebagai berikut:

Tabel 2.5.6 Penentuan Faktor Keutamaan Gempa (Sumber: SNI 1726:2019)

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

Karena gedung ini dirancang sebagai rumah susun yang dimana rumah susun masuk ke dalam kategori risiki II, maka dari itu nilai faktor keutamaan gempa (I_e) diambil sebesar 1,0.

- Penentuan Koefisien Modifikasi Respon

- Nilai C_s

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{0,9896}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_s = 0,1237$$

- Penentuan Batas Maksimum C_s

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

$$C_s = \frac{0,7615}{0,613 \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_s = 0,15539$$

- Batasan Minimum C_s

Batasan minimum C_s ditentukan berdasarkan persamaan (2.5.7) karena nilai S_1 yang kurang dari 0,6 g.

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e$$

$$C_s = 0,044 (0,6337)(1,0)$$

$$C_s = 0,022$$

Nilai C_s yang dihitung tidak boleh kurang dari 0,01. Karena hasil perhitungan sudah lebih dari 0,01, maka digunakan nilai C_s yang digunakan adalah 0,022.

Dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan, nilai C_s tidak boleh melebihi batas atas dan tidak boleh kurang dari batas bawah yang sudah ditentukan, sehingga nilai C_s diambil sebesar 0,1237.

2.5.4 Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Gaya geser dasar dinamik pada struktur ini dihitung sebagai berikut:

$$V = C_s W$$

$$V = 0,1237 \times 32.131,7$$

$$V = 3.974,69 \text{ kN}$$

2.5.5 Distribusi Vertikal dan Horizontal Gaya Seismik

Gaya gempa lateral (F_x) yang terdistribusi pada setiap tingkat lantai diatur pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.3 yaitu sebagai berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

Dimana C_{vx} adalah faktor distribusi vertikal yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dengan, w_i adalah berat seismik efektif di tingkat ke- i , h_i adalah ketinggian tingkat lantai ke- i ke lantai dasar, dan k adalah eksponen yang terkait dengan periode struktur. k bernilai 1 jika $T \leq 0,5$ detik dan bernilai 2 jika $T \geq 2,5$ detik. Namun, jika nilai T berada di antara rentang 0,5 detik hingga 2,5 detik ($0,5 < T < 2,5$), maka nilai k dihitung persamaan yang diatur dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.3 untuk mencari nilai k adalah sebagai berikut:

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

Dimana T yang digunakan adalah sebesar T_a yaitu sebesar 0,613 detik. Maka nilai k akan sama dengan sebagai berikut:

$$k = 0,75 + 0,5(0,613)$$

$$k = 1,056$$

Gaya geser desain pada setiap tingkat lantai (V_x) harus terdistribusi pada berbagai elemen vertikal penahan gaya seismik pada tingkat yang ditinjau berdasarkan kekakuan lateral. Distribusi horizontal gaya seismik diatur pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.4. V_x dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Hasil perhitungan distribusi vertikal dan horizontal pada masing – masing tingkat ditabulasi sebagai berikut:

Tabel 2.5.7 Hasil Perhitungan Gaya Geser Tiap Tingkat

Lantai	w	h	w . h ^k	Cvx	Fx	Vx
ATAP	337,896	17,5	6.946,31	0,02	88,54	88,54
LT 5	6590,97	14	107.042,97	0,34	1.364,38	1.452,92
LT 4	8400,94	10,5	100.686,01	0,32	1.283,35	2.736,27
LT 3	8400,94	7	65.610,14	0,21	836,27	3.572,54
LT 2	8400,94	3,5	31.550,41	0,10	402,14	3.974,69
Σw_i	32.131,68	$\Sigma w_i h_i^k$	311.835,85	1,00	3.974,69	

2.6 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur gedung rumah susun menggunakan perangkat lunak *Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems* (ETABS). Pemodelan ini bertujuan untuk menganalisis perilaku struktur dalam menahan kombinasi beban gravitasi serta beban lateral akibat gempa.

2.6.1 Faktor Reduksi Kekakuan

Sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.7.3, properti kekakuan elemen beton dan batu bata harus memperhitungkan pengaruh penampang retak. Pemodelan komponen struktur perlu mempertimbangkan faktor reduksi kekakuan sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 6.6.3.1.1. Dalam menghitung momen inersia dan luas penampang komponen struktur harus dihitung berdasarkan Tabel 6.6.3.1.1 (a) yang tercantum dibawah ini.

Tabel 2.6.1 Penentuan Momen Inersia Efektif

Bagian dan kondisi		Momen inersia	Luas penampang
Kolom		$0,70 I_g$	$1,0 A_g$
Dinding	Tidak retak	$0,70 I_g$	
	Retak	$0,35 I_g$	
Balok		$0,35 I_g$	
Pelat datar dan slab datar		$0,25 I_g$	

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal R6.6.3.1.1, nilai I_g untuk balok-T diambil sebesar $2 I_g$. Jadi, momen inersia untuk balok pada perancangan ini diambil sebesar $0,35 (2 I_g) = 0,7 I_g$.

2.6.2 Faktor Redudansi

Faktor redundansi (ρ) untuk Kategori Desain Seismik (KDS) D, E, dan F diatur dalam Pasal 7.3.4.2 SNI 1726:2019. Berdasarkan pasal tersebut, nilai ρ diizinkan untuk diambil sebesar 1,0 apabila struktur memenuhi persyaratan kualifikasi pada pasal tersebut. Namun, pada perancangan ini, faktor redundansi ditetapkan sebesar 1,3 mengingat struktur berada pada Kategori Desain Seismik D.

2.6.3 Kombinasi Pembebanan

Acuan untuk kombinasi pembebanan dalam perancangan struktur ini adalah SNI 1726:2019. Beban utama yang ditinjau adalah Beban Mati (D), Beban Hidup (L), dan Beban Gempa (E).

2.6.3.1 Kombinasi Pembebanan Dasar

Sesuai Pasal 4.2.2.1 mengenai kombinasi pembebanan dasar dan Pasal 4.2.2.3 mengenai kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik, kombinasi pembebanan ultimit (LRFD) yang digunakan dalam perancangan adalah sebagai berikut.

$$1,4D \quad (2.6.1)$$

$$1,2D + 1,6L \quad (2.6.2)$$

$$1,2D + E + L \quad (2.6.3)$$

$$0,9D + E \quad (2.6.4)$$

D = pengaruh beban mati

L = pengaruh beban hidup

E = pengaruh beban seismik

2.6.3.2 Definisi Komponen Beban Gempa

Pengaruh beban seismik terdiri dari beban seismik horizontal dan beban seismik horizontal. Sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2, beban gempa didefinisikan sebagai kombinasi dari komponen horizontal (E_h) dan komponen vertikal (E_v), dengan persamaan sebagai berikut.

$$E = E_h \pm E_v \quad (2.6.5)$$

Sesuai SNI 1726:2019, penerapan pengaruh beban seismik tergantung dengan kombinasi pembebanan yang ditinjau. Untuk kombinasi pembebanan Persamaan (2.6.3), komponen vertikal dijumlahkan sehingga $E = E_h + E_v$. Untuk kombinasi pembebanan Persamaan (2.6.4) komponen vertikal dikurangkan sehingga $E = E_h - E_v$.

➤ Pengaruh beban seismik horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2.1, pengaruh beban seismik horizontal bisa ditentukan melalui persamaan (2.6.6)

$$E_h = \rho Q_e \quad (2.6.6)$$

ρ = faktor redundansi
 Q_e = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

➤ Pengaruh beban seismik vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2.2, pengaruh beban seismik vertikal bisa ditentukan melalui persamaan (2.6.7).

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad (2.6.7)$$

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

D = pengaruh beban mati

2.6.3.3 Penerapan Efek Ortogonal dan Torsi Tak Terduga pada E_h

SNI 1726:2019 Pasal 7.5.3b mensyaratkan penerapan prosedur kombinasi ortogonal, karena gempa dapat terjadi dari segala arah secara bersamaan. Aturan ini mengharuskan analisis menerapkan 100% gaya gempa pada satu arah utama dan 30% gaya gempa pada arah tegak lurus nya. Seperti yang dijelaskan dalam ASCE 7-16 C12.5.1, prosedur ini dikenal sebagai "30% rule". Aturan ini diperkenalkan oleh Rosenblueth & Contreras (1977).

Pemodelan beban gempa dalam analisis ini memperhitungkan efek torsi yang dapat terjadi pada struktur, sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019. Terdapat dua jenis momen torsi yang diperhitungkan. Pertama adalah torsi bawaan, sesuai pasal 7.8.4.1 yang timbul akibat adanya eksentrisitas alami antara pusat massa dan pusat kekakuan gedung. Kedua adalah torsi tak terduga sesuai pasal 7.8.4.2, torsi ini wajib diperhitungkan untuk mengantisipasi ketidakpastian dengan menggeser pusat massa sejauh 5% dari dimensi total bangunan pada arah yang tegak lurus dengan arah gempa. Pada ETABS, hal ini diterapkan dengan membuat empat kasus beban gempa dinamis untuk menginterpretasi

pergeseran positif dan negatif pada setiap arah, yang diberi kode sebagai berikut:

- Q_{EX1} : Beban gempa arah X dengan eksentrisitas +5%
- Q_{EX2} : Beban gempa arah X dengan eksentrisitas -5%
- Q_{EY1} : Beban gempa arah Y dengan eksentrisitas +5%
- Q_{EY2} : Beban gempa arah Y dengan eksentrisitas -5%

Berdasarkan kedua syarat ini, didapatkan kombinasi pengaruh gaya seismik horizontal sebagai berikut.

$$Q_E = \pm Q_{EX1} \pm 0,3Q_{EY1} \quad (2.6.8)$$

$$Q_E = \pm Q_{EX2} \pm 0,3Q_{EY2} \quad (2.6.9)$$

$$Q_E = \pm 0,3Q_{EX1} \pm Q_{EY1} \quad (2.6.10)$$

$$Q_E = \pm 0,3Q_{EX2} \pm Q_{EY2} \quad (2.6.11)$$

Sehingga pengaruh beban seismik horizontal ditulis sebagai berikut.

$$E_H = \rho(\pm Q_{EX1} \pm 0,3Q_{EY1}) \quad (2.6.12)$$

$$E_H = \rho(\pm Q_{EX2} \pm 0,3Q_{EY2}) \quad (2.6.13)$$

$$E_H = \rho(\pm 0,3Q_{EX1} \pm Q_{EY1}) \quad (2.6.14)$$

$$E_H = \rho(\pm 0,3Q_{EX2} \pm Q_{EY2}) \quad (2.6.15)$$

2.6.3.4 Rekapitulasi Akhir Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan data-data yang sebelumnya didapatkan terkait dengan S_{DS} sebesar 0,9896 dan ρ sebesar 1,3. Dengan menggabungkan nilai-nilai ini ke dalam kombinasi pembebanan, didapatkan persamaan akhir sebagai berikut.

➤ Kombinasi Gravitasi (2 Kombinasi)

Kombinasi 1: $1,4D$

Kombinasi 2: $1,2D + 1,6L$

➤ Kombinasi Seismik Tipe 1 (16 Kombinasi)

$1,2D + L + E$

$$1,2D + L + (E_h + E_v)$$

$$1,2D + L + (\rho Q_E + 0,2S_{DS}D)$$

$$1,2D + L + (1,3Q_E + 0,2 \times 0,9896D)$$

$$(1,2 + 0,198D) + L + 1,3Q_E$$

$$\mathbf{1,398D + L + 1,3Q_E}$$

➤ Kombinasi Seismik Tipe 2 (16 Kombinasi)

$$0,9D + E$$

$$0,9D + (E_h - E_v)$$

$$0,9D + (\rho Q_E - 0,2S_{DS}D)$$

$$0,9D + (1,3Q_E - 0,2 \times 0,9896D)$$

$$(0,9 - 0,198)D + 1,3Q_E$$

$$\mathbf{0,702D + 1,3Q_E}$$

Rekapitulasi ke-34 kombinasi pembebanan yang digunakan dalam analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 2.6.2 terlampir.

Tabel 2.6.2 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Beban									
1	1.4	D								
2	1.2	D	+	1.6	L					
3	1.398	D	+	1.0	L	+	1.3	Ex1	+	0.4 Ey1
4	1.398	D	+	1.0	L	+	1.3	Ex1	-	0.4 Ey1
5	1.398	D	+	1.0	L	-	1.3	Ex1	+	0.4 Ey1
6	1.398	D	+	1.0	L	-	1.3	Ex1	-	0.4 Ey1
7	1.398	D	+	1.0	L	+	0.4	Ex1	+	1.3 Ey1
8	1.398	D	+	1.0	L	+	0.4	Ex1	-	1.3 Ey1
9	1.398	D	+	1.0	L	-	0.4	Ex1	+	1.3 Ey1
10	1.398	D	+	1.0	L	-	0.4	Ex1	-	1.3 Ey1
11	0.702	D	+	1.3	Ex1	+	0.4	Ey1		
12	0.702	D	+	1.3	Ex1	-	0.4	Ey1		
13	0.702	D	-	1.3	Ex1	+	0.4	Ey1		
14	0.702	D	-	1.3	Ex1	-	0.4	Ey1		
15	0.702	D	+	0.39	Ex1	+	1.3	Ey1		
16	0.702	D	+	0.39	Ex1	-	1.3	Ey1		
17	0.702	D	-	0.39	Ex1	+	1.3	Ey1		

18	0.702	D	-	0.39	Ex1	-	1.3	Ey1			
19	1.398	D	+	1.0	L	+	1.3	Ex2	+	0.4	Ey2
20	1.398	D	+	1.0	L	+	1.3	Ex2	-	0.4	Ey2
21	1.398	D	+	1.0	L	-	1.3	Ex2	+	0.4	Ey2
22	1.398	D	+	1.0	L	-	1.3	Ex2	-	0.4	Ey2
23	1.398	D	+	1.0	L	+	0.4	Ex2	+	1.3	Ey2
24	1.398	D	+	1.0	L	+	0.4	Ex2	-	1.3	Ey2
25	1.398	D	+	1.0	L	-	0.4	Ex2	+	1.3	Ey2
26	1.398	D	+	1.0	L	-	0.4	Ex2	-	1.3	Ey2
27	0.702	D	+	1.3	Ex2	+	0.4	Ey2			
28	0.702	D	+	1.3	Ex2	-	0.4	Ey2			
29	0.702	D	-	1.3	Ex2	+	0.4	Ey2			
30	0.702	D	-	1.3	Ex2	-	0.4	Ey2			
31	0.702	D	+	0.39	Ex2	+	1.3	Ey2			
32	0.702	D	+	0.39	Ex2	-	1.3	Ey2			
33	0.702	D	-	0.39	Ex2	+	1.3	Ey2			
34	0.702	D	-	0.39	Ex2	-	1.3	Ey2			

2.6.4 Klasifikasi Struktur Beraturan dan Tidak Beraturan

Klasifikasi struktur beraturan dan tidak beraturan dilakukan sesuai dengan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2. Pasal ini menjelaskan bahwa klasifikasi yang dilakukan didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur. Jika struktur diklasifikasikan sebagai struktur tidak beraturan terdapat pasal-pasal konsekuensi yang harus diterapkan pada struktur yang dirancang.

2.6.4.1 Ketidakberaturan Horizontal

Aturan yang mengatur terkait dengan ketidakberaturan horizontal diatur pada SNI 1726:2019 Tabel 13. Berikut adalah penjelasan dari setiap poin pada ketidakberaturan tersebut dan analisis kriteria penetapannya sebagai ketidakberaturan yang dicek.

➤ Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b

Ketidakberaturan ini mengatur tentang ketidakberaturan torsi (1a) dan ketidakberaturan torsi berlebihan (1b). Ketidakberaturan torsi (1a) ada jika

simpangan antar tingkat maksimum di salah satu ujung melintang terhadap suatu sumbu lebih besar dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

Ketidakteraturan torsi berlebihan (1b) didefinisikan ada jika simpangan antar Tingkat maksimum di salah satu ujung melintang terhadap suatu sumbu lebih besar dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

Pengecekan torsi dilakukan pada beban gempa di setiap arah (EX₁, EX₂, EY₁, dan EY₂). Berikut Adalah rekapitulasi hasil pengecekan ketidakberaturan 1a dan 1b.

- Tinjauan Arah EX₁

Tabel 2.6.3 Pengecekan Ketidakteraturan Horizontal 1a dan 1b Pada Arah EX₁

Lantai	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
	mm	mm		
ATAP	1.227	1.183	1.037	Tidak Masuk
LT 5	2.018	1.938	1.041	Tidak Masuk
LT 4	3.526	3.371	1.046	Tidak Masuk
LT 3	4.425	4.231	1.046	Tidak Masuk
LT 2	3.32	3.184	1.043	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EX₂

Tabel 2.6.4 Pengecekan Ketidakteraturan Horizontal 1a dan 1b Pada Arah EX₂

Lantai	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
	mm	mm		
ATAP	1.222	1.18	1.036	Tidak Masuk
LT 5	1.969	1.953	1.008	Tidak Masuk
LT 4	3.395	3.377	1.005	Tidak Masuk

LT 3	4.265	4.237	1.006	Tidak Masuk
LT 2	3.203	3.189	1.005	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY₁

Tabel 2.6.5 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Pada Arah EY1

Lantai	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
	mm	mm		
ATAP	2.433	1.75	1.39	H. 1a
LT 5	2.506	2.143	1.169	Tidak Masuk
LT 4	4.224	3.64	1.16	Tidak Masuk
LT 3	5.25	4.529	1.159	Tidak Masuk
LT 2	3.75	3.286	1.141	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY₂

Tabel 2.6.6 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Pada Arah EY2

Lantai	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
	mm	mm		
ATAP	2.428	1.752	1.386	H. 1a
LT 5	2.365	2.13	1.111	Tidak Masuk
LT 4	4.03	3.619	1.113	Tidak Masuk
LT 3	5.003	4.5	1.112	Tidak Masuk
LT 2	3.696	3.273	1.129	Tidak Masuk

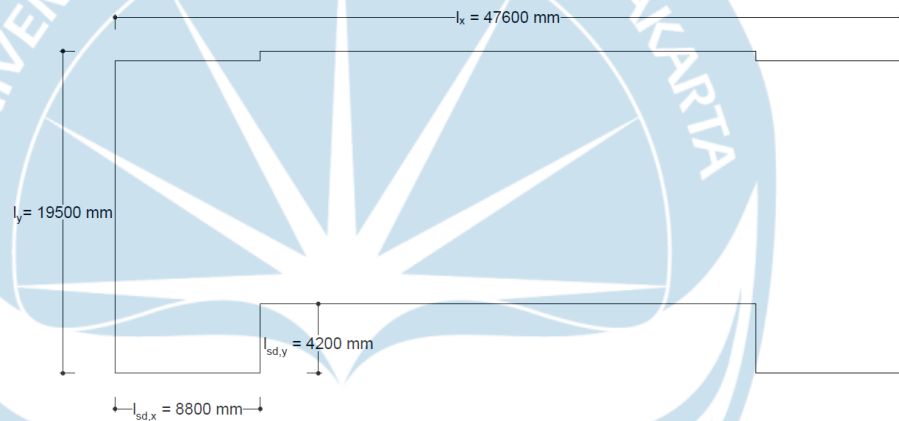
berdasarkan hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b yang telah dilakukan, struktur diklasifikasikan sebagai ketidakberaturan torsi (tipe 1a). klasifikasi ini didapatkan karena pada beberapa tinjauan, simpangan antar tingkat maksimum di salah satu ujung

memiliki nilai lebih besar dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

➤ Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

Ketidakberaturan horizontal tipe 2 atau ketidakberaturan sudut dalam ada jika dimensi dari denah lokasi sudut dalam lebih besar 15% dimensi denah struktur dari arah yang ditinjau.

Pada Gambar 2.6.1 diberikan denah untuk memproyeksikan panjang proyeksi sudut dalam dan dimensi denah total struktur.



Gambar 2.6.1 Dimensi Bangunan Untuk Memproyeksikan panjang proyeksi sudut dalam dan dimensi denah total struktur

Kondisi ketidakberaturan tipe 2 terpenuhi apabila kedua persyaratan berikut terpenuhi.

$$\left(\frac{l_{sd,x}}{l_x} > 0,15 \right) \quad (2.6.16)$$

$$\left(\frac{l_{sd,y}}{l_y} > 0,15 \right) \quad (2.6.17)$$

$l_{sd,x}$ = panjang proyeksi sudut dalam arah x

$l_{sd,y}$ = panjang proyeksi sudut dalam arah y

l_x = dimensi denah total struktur arah x

l_y = dimensi denah total struktur arah y

Berikut disajikan hasil pengecekan yang sudah dilakukan.

$$l_{sd,x} = 8800 \text{ mm}$$

$$l_{sd,y} = 4200 \text{ mm}$$

$$l_x = 47600 \text{ mm}$$

$$l_y = 19500 \text{ mm}$$

Cek ketidakberaturan terhadap bentang arah x

$$\left(\frac{l_{sd,x}}{l_x} > 0,15 \right)$$

$$\left(\frac{8800}{47600} > 0,15 \right)$$

$$(0,18 > 0,15)$$

Cek ketidakberaturan terhadap bentang arah y

$$\left(\frac{l_{sd,y}}{l_y} > 0,15 \right)$$

$$\left(\frac{4200}{19500} > 0,15 \right)$$

$$(0,22 > 0,15)$$

Berdasarkan hasil pengecekan, diketahui bahwa panjang proyeksi sudut dalam arah x dan y melebihi 15% dari dimensi total pada kedua sumbu, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur yang dicek masuk kedalam kategori ketidakberaturan horizontal tipe 2.

➤ Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika suatu diafragma yang memiliki daerah terbuka lebih besar dari 50% dari keseluruhan diafragma atau ada perubahan kekakuan diafragma lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.

Struktur yang dirancang merupakan struktur tipikal sehingga setiap lantai tidak memiliki perubahan kekakuan diafragma lebih dari 50%. Meskipun tingkat 1 sampai 4 memiliki area terbuka yang difungsikan sebagai lift dan tangga, luasan area terbuka ini masih kecil jika

dibandingkan dengan area bruto struktur. Hal ini menyebabkan area terpotong atau terbuka tidak melebihi 50% area diafragma bruto yang tertutup, sehingga perhitungan tambahan untuk diskontinuitas tidak perlu dilakukan. Oleh karena itu, struktur ini diklasifikasikan tidak masuk dalam kategori ketidakberaturan horizontal tipe 3.

➤ Keidakberaturan Horizontal Tipe 4

ketidakberaturan horizontal tipe 4 didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam jalur tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.

Struktur yang ditinjau merupakan struktur tipikal yang memiliki kontinuitas elemen vertikal pemikul gaya lateral pada setiap lantainya. Dengan tidak adanya pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada elemen-elemen ini, maka syarat ketidakberaturan tipe 4 sesuai SNI 1726:2019 tidak terpenuhi.

➤ Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

ketidakberaturan horizontal tipe 5, atau ketidakberaturan sistem nonparalel, didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.

Semua elemen vertikal pemikul gaya lateral pada struktur dirancang agar seluruhnya berada pada sumbu ortogonal. oleh karena itu syarat ketidakberaturan tipe 5 tidak terpenuhi.

2.6.4.2 Ketidakberaturan Vertikal

Aturan yang mengatur terkait dengan ketidakberaturan vertikal diatur pada SNI 1726:2019 Tabel 14. Berikut adalah penjelasan dari setiap poin pada ketidakberaturan tersebut dan

analisis kriteria penetapannya sebagai ketidakberaturan yang dicek.

➤ Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b

Ketidakberaturan vertikal 1a atau ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Ketidakberaturan vertikal 1b atau ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 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.

Berdasarkan analisis menggunakan ETABS, dilakukan pengecekan ketidakberaturan vertikal 1a dan 1b pada setiap arah gempa yang disajikan pada tabel-tabel dibawah ini.

- Tinjauan Arah EX₁ Terhadap Ketidakberaturan V1.a

Tabel 2.6.7 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Pada Arah EX1

Lantai	h	Drift X	K _x	0.7 K _{x+1}	0.8 K _{avg}	V 1.a?
	mm	mm				
ATAP	3500	1.183	0.0003			
LT 5	3500	2.323	0.0007	0.0002		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.634	0.0010	0.0005		Tidak Masuk
LT 3	3500	3.997	0.0011	0.0007	0.0005	Tidak Masuk

LT 2	3500	3.184	0.0009	0.0008	0.0008	Tidak Masuk
------	------	-------	--------	--------	--------	-------------

- Tinjauan Arah EX₁ Terhadap Ketidakberaturan V1.b

Tabel 2.6.8 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b

Pada Arah EX1

Lantai	h	Drift X	K _x	0.6	0.7	V 1.b?
	mm	mm		K _{x+1}	K _{avg}	
ATAP	3500	1.183	0.0003			
LT 5	3500	2.323	0.0007	0.0002		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.634	0.0010	0.0004		Tidak Masuk
LT 3	3500	3.997	0.0011	0.0006	0.0005	Tidak Masuk
LT 2	3500	3.184	0.0009	0.0007	0.0007	Tidak Masuk

Lantai	h	Drift X	K _x	0.7	0.8	V 1.a?
	mm	mm		K _{x+1}	K _{avg}	
ATAP	3500	1.18	0.0003			
LT 5	3500	2.31	0.0007	0.0002		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.631	0.0010	0.0005		Tidak Masuk
LT 3	3500	3.994	0.0011	0.0007	0.0005	Tidak Masuk

LT 2	3500	3.191	0.0009	0.0008	0.0008	Tidak Masuk
------	------	-------	--------	--------	--------	-------------

- Tinjauan Arah EX₂ Terhadap Ketidakberaturan V1.a

Tabel 2.6.9 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a

Pada Arah EX2

- Tinjauan Arah EX₂ Terhadap Ketidakberaturan V1.b

Tabel 2.6.10 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b

Pada Arah EX2

Lantai	h	Drift X	K _x	0.6	0.7	V 1.b?
	mm	mm		K _{x+1}	K _{avg}	
ATAP	3500	1.18	0.0003			
LT 5	3500	2.31	0.0007	0.0002		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.631	0.0010	0.0004		Tidak Masuk
LT 3	3500	3.994	0.0011	0.0006	0.0005	Tidak Masuk
LT 2	3500	3.191	0.0009	0.0007	0.0007	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY₁ Terhadap Ketidakberaturan V1.a

Tabel 2.6.11 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a

Pada Arah EY1

Lantai	h	Drift Y	K _x	0.7 K _{x+1}	0.8 K _{avg}	V 1.a?
	mm	mm				
ATAP	3500	1.75	0.0005			
LT 5	3500	2.326	0.0007	0.0004		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.945	0.0011	0.0005		Tidak Masuk
LT 3	3500	4.459	0.0013	0.0008	0.0006	Tidak Masuk
LT 2	3500	3.286	0.0009	0.0009	0.0008	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY₁ Terhadap Ketidakberaturan V1.b

Tabel 2.6.12 Tabel 2.6.10 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Pada Arah EY1

Lantai	h	Drift Y	K _x	0.6 K _{x+1}	0.7 K _{avg}	V 1.b?
	mm	mm				
ATAP	3500	1.75	0.0005			
LT 5	3500	2.326	0.0007	0.0003		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.945	0.0011	0.0004		Tidak Masuk
LT 3	3500	4.459	0.0013	0.0007	0.0005	Tidak Masuk
LT 2	3500	3.286	0.0009	0.0008	0.0007	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY₂ Terhadap Ketidakberaturan V1.a

Tabel 2.6.13 Tabel 2.6.10 Pengecekan Ketidakberaturan

Vertikal 1a Pada Arah EY2

Lantai	h	Drift Y	K _x	0.7 K _{x+1}	0.8 K _{avg}	V 1.a?
	mm	mm				
ATAP	3500	1.752	0.0005			
LT 5	3500	2.555	0.0007	0.0004		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.913	0.0011	0.0005		Tidak Masuk
LT 3	3500	4.452	0.0013	0.0008	0.0006	Tidak Masuk
LT 2	3500	3.273	0.0009	0.0009	0.0008	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY₂ Terhadap Ketidakberaturan V1.b

Tabel 2.6.14 Tabel 2.6.10 Pengecekan Ketidakberaturan

Vertikal 1b Pada Arah EY2

Lantai	h	Drift Y	K _x	0.6 K _{x+1}	0.7 K _{avg}	V 1.b?
	mm	mm				
ATAP	3500	1.752	0.0005			
LT 5	3500	2.555	0.0007	0.0003		Tidak Masuk
LT 4	3500	3.913	0.0011	0.0004		Tidak Masuk
LT 3	3500	4.452	0.0013	0.0007	0.0005	Tidak Masuk
LT 2	3500	3.273	0.0009	0.0008	0.0007	Tidak Masuk

➤ Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Ketidakberaturan ini terjadi jika ada massa di sembarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau. Pada struktur yang ditinjau, berikut adalah berat setiap lantai dan hasil pengecekan terhadap ketidakberaturan tipe 2.

Tabel 2.6.15 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Story	Massa	Cek
-------	-------	-----

	kg	
LT 5	761648.5	Tidak Masuk
LT 4	1065291	Tidak Masuk
LT 3	1069738	Tidak Masuk
LT 2	1069738	Tidak Masuk

Berdasarkan hasil pengecekan didapatkan hasil bahwa tidak adanya penyimpangan dari batas rasio 150%, sehingga struktur tidak masuk kedalam kategori ketidakberaturan vertikal tipe 2.

➤ Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

Ketidakberaturan vertikal tipe 3 atau ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.

Pada struktur yang ditinjau, elemen vertikal (kolom) pada setiap lantai di suatu bentang memiliki ukuran dimensi horizontal yang seragam, karena tidak terdapat perbesaran dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik yang melebihi batas 130% di antara tingkat yang berdekatan, maka struktur diklasifikasikan tidak masuk ke dalam kategori ketidakberaturan vertikal tipe 3.

➤ Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

Ketidakberaturan vertikal tipe 4 atau ketidakberaturan 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 kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.

Pada struktur yang ditinjau, kolom pada setiap tingkat dirancang menerus dan tidak memiliki *offset* sehingga struktur diklasifikasikan tidak masuk ke dalam kategori ketidakberaturan vertikal tipe 4.

➤ Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b

Ketidakberaturan vertikal tipe 5a atau ketidakberaturan 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 berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.

Ketidakberaturan vertikal tipe 5b atau ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral Tingkat. didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

Pengecekan ini dilakukan dengan membandingkan gaya yang terjadi disetiap lantai. Berikut adalah hasil pengecekan ketidakberaturan 5a dan 5b.

- Tinjauan Arah EX

Tabel 2.6.16 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b Arah EX

Lantai	VX	Cek
	kN	
Atap	68.1625	
4	854.8133	Tidak Masuk
3	1652.3898	Tidak Masuk
2	2161.3137	Tidak Masuk
1	2395.7371	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY

Tabel 2.6.17 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b Arah EY

Lantai	VY	Cek
	kN	
Atap	65.8075	
4	822.392	Tidak Masuk
3	1585.7271	Tidak Masuk
2	2069.4427	Tidak Masuk
1	2289.6339	Tidak Masuk

Pada struktur yang ditinjau, tidak ada suatu tingkat yang memiliki kekuatan lateral yang lebih rendah dari 80% dari kekuatan lateral di atasnya sehingga struktur yang ditinjau tidak masuk dalam kategori ketidakberaturan vertikal tipe 5.

2.6.4.3 Konsekuensi Ketidakberaturan

Penetapan konfigurasi struktur, baik horizontal maupun vertikal, sebagai struktur tidak beraturan memiliki konsekuensi yang perlu diterapkan pada struktur yang dirancang. Tabel 2.6.18 menyajikan rekapitulasi ketidakberaturan yang teridentifikasi pada struktur beserta pasal-pasal konsekuensi yang harus diikuti.

Tabel 2.6.18 Rekapitulasi Konsekuensi Ketidakberaturan yang Harus Diterapkan

Tipe Ketidakberaturan yang Teridentifikasi pada Struktur	Pasal Referensi
Ketidakberaturan torsi (Horizontal tipe 1a)	7.3.3.4
	7.7.3
	7.8.4.3
	7.12.1
	Tabel 16
Ketidakberaturan sudut dalam (Horizontal tipe 2)	11.3.4
	7.3.3.4
	Tabel 16

Berikut adalah penjelasan dari setiap pasal konsekuensi yang harus diterapkan pada struktur yang dirancang.

➤ Pasal 7.3.3.4

Struktur yang termasuk dalam kategori desain seismic D, E, atau F dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, 1b, 2, 3, atau 4 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, gaya desain yang dihitung berdasarkan pasal

7.10.1.1 wajib ditingkatkan sebesar 25%. Peningkatan gaya sebesar 25% ini harus diterapkan pada elemen-elemen sistem pemikul gaya seismik tertentu, yaitu pada sambungan yang menghubungkan diafragma dengan elemen-elemen vertikal dan elemen-elemen kolektor. Peningkatan ini juga harus dilakukan pada elemen kolektor dan seluruh sambungannya, termasuk sambungan ke elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik.

Pada struktur yang dirancang, tidak ada penggunaan elemen kolektor dan pelat tidak dirancang sebagai diafragma. Oleh karena itu, persyaratan peningkatan gaya yang diatur hanya berlaku untuk sambungan antara diafragma dan elemen vertikal, dan tidak melibatkan perhitungan elemen kolektor tambahan, sehingga pasal ini dapat diabaikan.

➤ Pasal 7.7.3

Pada struktur yang dirancang, pasal ini merupakan konsekuensi dari ketidakberaturan horizontal tipe 1a. Pasal ini membahas terkait dengan pemodelan struktur. Berdasarkan pasal ini, struktur harus dianalisis menggunakan penggambaran 3 dimensi. Jika model 3 dimensi digunakan, minimum 3 derajat kebebasan dinamik yang terdiri translasi dalam dua arah denah ortogonal dan rotasi torsi terhadap sumbu vertikal harus disertakan di masing masing tingkat struktur.

Persyaratan tambahan meliputi: properti kekakuan elemen beton dan batu bata harus memperhitungkan pengaruh penampang retak; dan untuk sistem rangka baja pemikul momen, kontribusi deformasi daerah panel pada simpangan antar tingkat wajib disertakan.

Pada desain struktur, pemodelan sudah menggunakan analisis 3 dimensi menggunakan *software* ETABS. Dalam penampang retak juga sudah diinput pada etabs model

tersebut, properti kekakuan elemen beton sudah diinput dengan memperhitungkan pengaruh penampang retak.

➤ Pasal 7.8.4.3

Pasal ini membahas tentang pembesaran momen torsi tak terduga. Berdasarkan pasal ini, Struktur yang didesain untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, di mana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (A_x) yang dihitung dengan persamaan (2.6.18). Faktor pembesaran torsi (A_x) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak perlu melebihi 3,0.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (2.6.18)$$

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

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

Berikut adalah hasil pengecekan faktor pembesaran torsi yang sudah dilakukan untuuk setiap arah gempa.

- Tinjauan arah EX₁

Tabel 2.6.19 Pengecekan Faktor Pembesaran Torsi pada Arah EX1

Lantai	δ_{max} mm	δ_{avg} mm	Ratio	A_x
4	13.283	12.856	1.033	0.741
3	11.267	10.903	1.033	0.742
2	7.742	7.494	1.033	0.741
1	3.32	3.219	1.031	0.739

- Tinjauan arah EX₂

Tabel 2.6.20 Pengecekan Faktor Pembesaran Torsi pada Arah EX₂

Lantai	δ_{max} mm	δ_{avg} mm	Ratio	Ax
4	12.799	12.769	1.002	0.698
3	10.86	10.829	1.003	0.698
2	7.464	7.443	1.003	0.698
1	3.203	3.198	1.002	0.697

- Tinjauan arah EY₁

Tabel 2.6.21 Pengecekan Faktor Pembesaran Torsi pada Arah EY₁

Lantai	δ_{max} mm	δ_{avg} mm	Ratio	Ax
4	15.716	13.596	1.156	0.928
3	13.211	11.453	1.153	0.924
2	8.987	7.811	1.151	0.919
1	3.749	3.287	1.141	0.903

- Tinjauan arah EY₂

Tabel 2.6.22 Pengecekan Faktor Pembesaran Torsi pada Arah EY₂

Lantai	δ_{max} mm	δ_{avg} mm	Ratio	Ax
4	15.084	13.523	1.115	0.864
3	12.728	11.398	1.117	0.866
2	8.699	7.778	1.118	0.869
1	3.696	3.277	1.128	0.883

➤ Pasal 7.12.1

Pasal ini membahas tentang batasan simpangan antar tingkat. Berdasarkan pasal ini, simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a).

Tabel 2.6.23 Penentuan Batasan Izin Simpangan Antar Lantai (Sumber: SNI 1726:2019)

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV

Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0,025h _{sx}	0,02h _{sx}	0,015h _{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010h _{sx}	0,010h _{sx}	0,010h _{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}
Semua struktur lainnya	0,020h _{sx}	0,015h _{sx}	0,010h _{sx}

Berdasarkan Tabel 2.6.23, diketahui bahwa struktur masuk dalam kategori “Semua struktur lainnya“ dengan kategori risiko II, sehingga nilai $\Delta_a = 0,02 h_{sx}$. H_{sx} merupakan tinggi tingkat dibawah tingkat yang ditinjau.

Struktur yang didesain memiliki KDS D, maka berdasarkan pasal 7.12.1.1, nilai Δ tidak boleh lebih besar dari $\frac{\Delta_a}{\rho}$.

➤ Pasal 11.3.4

Pasal ini membahas tentang torsi. Berdasarkan pasal ini, eksentrisitas tak terduga yang terdiri dari perpindahan yang diasumsikan dari pusat massa masing-masing dari Lokasi sebenarnya dengan jarak 5% dari dimensi diafragma struktur yang sejajar dengan arah pergeseran massa harus dipertimbangkan. Perpindahan wajib 5 % dari pusat massa tidak perlu dilakukan pada kedua arah orthogonal secara bersamaan.

➤ Tabel 16

Tabel ini membahas terkait dengan prosedur analisis yang diizinkan. Tabel tersebut dilampirkan dibawah ini.

Tabel 2.6.24 Penentuan Metode Analisis (Sumber: SNI 1726:2019)

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

Dengan kategori desain seismik D dan struktur masuk dalam kriteria sistem struktur “Semua struktur lainnya“, maka analisis gaya lateral statik ekuivalen tidak diizinkan. Sehingga, metode analisis yang digunakan adalah analisis respons spektrum ragam.

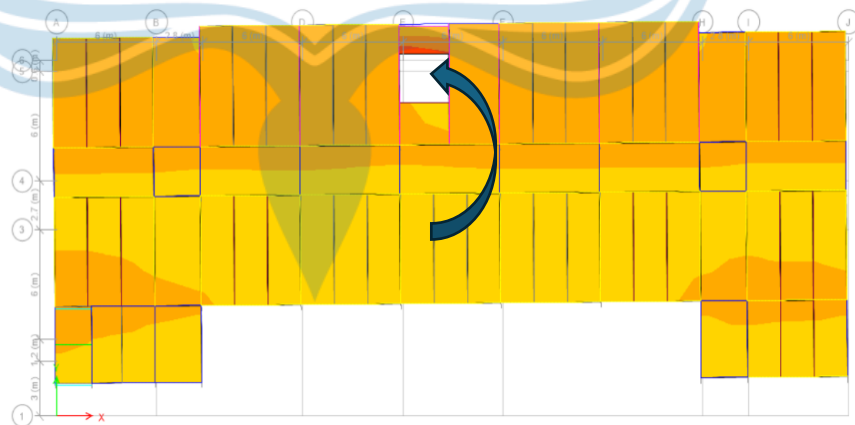
2.7 Analisis Linear Dinamik Spektrum Respons Ragam

Prosedur yang digunakan dalam menganalisis adalah analisis respons spektrum ragam. Pemilihan prosedur analisis ini didasarkan pada ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.6 dan Tabel 16.

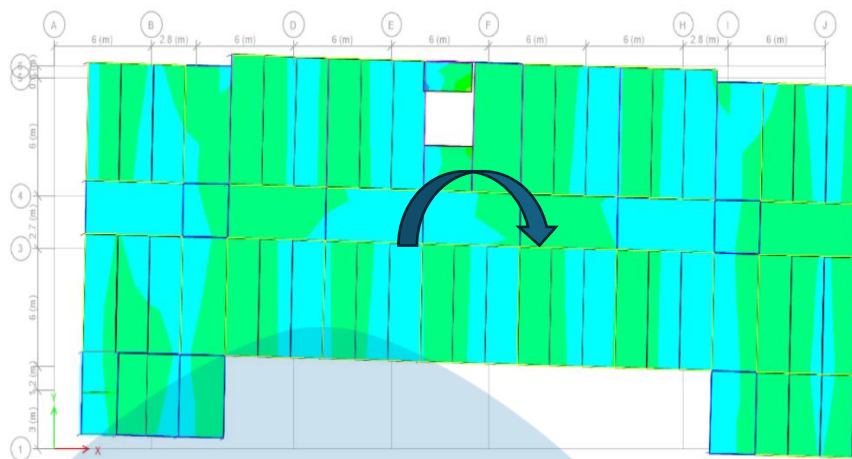
2.7.1 Analisis Ragam

Analisis ragam dilakukan untuk memastikan ragam getar mode 1 dan mode 2 didominasi oleh gerak translasi. Menurut Botis & Cerbu (2020), perilaku translasi pada mode fundamental diperlukan untuk membuat mekanisme keruntuhan lentur (*bending*) pada elemen vertikal. Keruntuhan lentur bersifat daktilel dan dapat mendisipasi energi gempa. Jika terdapat dominasi rotasi pada mode 1 dan 2 akan memicu gaya geser dan torsi berlebih yang bersifat getas.

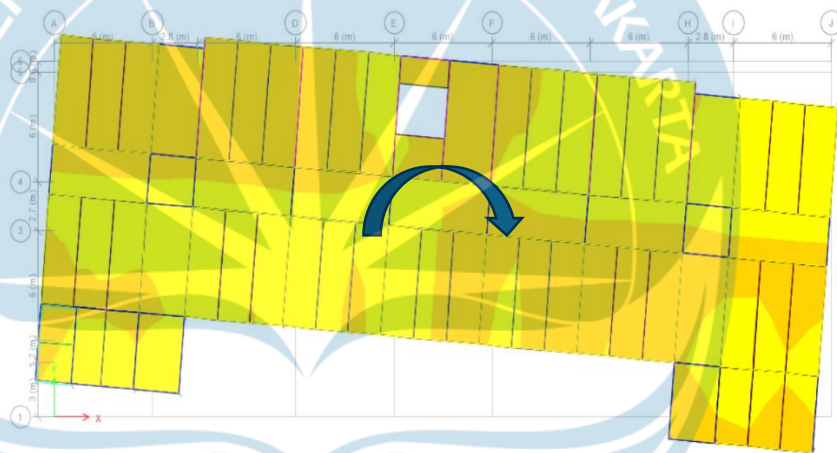
Analisis model awal (*preliminary*) menunjukkan adanya rotasi pada mode 1 dan mode 2. Hal ini terjadi akibat eksentrisitas antara Pusat Massa (CM) dan Pusat Kekakuan (CS). Masalah ini menyebabkan gaya inersia gempa pada CM menimbulkan momen torsi terhadap CS, sehingga struktur mengalami rotasi global Botis & Cerbu (2020). Perilaku struktur awal dapat dilihat pada gambar gambar dibawah ini.



Gambar 2.7.1 Mode 1 dengan Konfigurasi Struktur Sesuai *Preliminary Design*

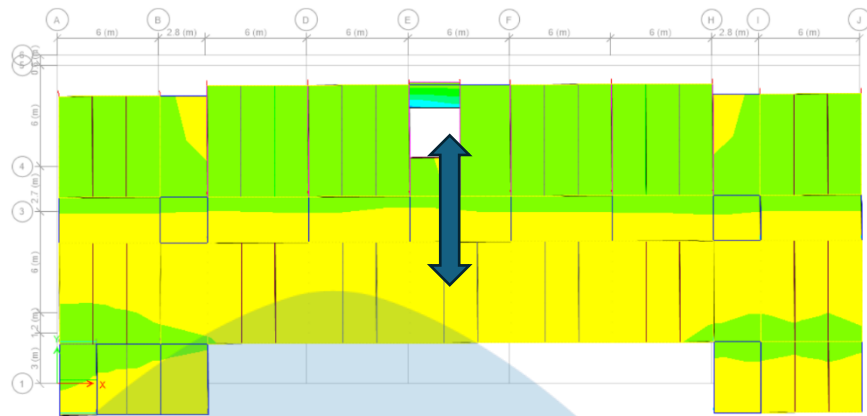


Gambar 2.7.3 Mode 2 dengan Konfigurasi Struktur Sesuai Preliminary Design

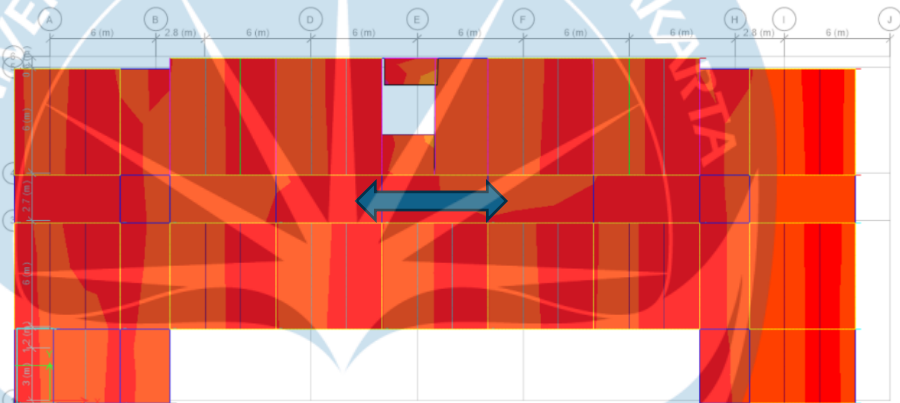


Gambar 2.7.3 Mode 3 dengan Konfigurasi Struktur Sesuai Preliminary Design

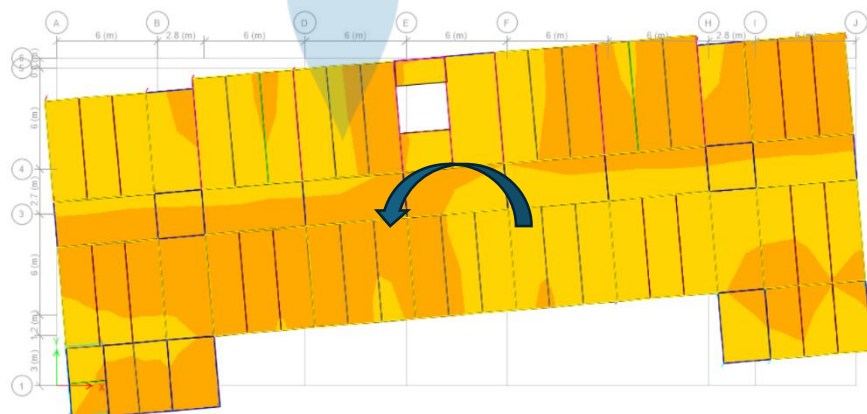
Untuk mereduksi eksentrisitas, dilakukan iterasi konfigurasi struktur dengan memodifikasi dimensi penampang kolom. Hal ini dilakukan untuk memperkecil eksentrisitas antara CS dan CM. Hasil analisis model final menunjukkan bahwa Mode 1 dan Mode 2 telah didominasi gerak translasi, dan rotasi pada Mode 3. Hasil akhir konfigurasi disajikan pada gambar-gambar dibawah ini.



Gambar 2.7.6 Mode 1 dengan Konfigurasi Struktur Setelah Iterasi Konfigurasi Struktur



Gambar 2.7.6 Mode 2 dengan Konfigurasi Struktur Setelah Iterasi Konfigurasi Struktur



Gambar 2.7.6 Mode 1 dengan Konfigurasi Struktur Setelah Iterasi Konfigurasi Struktur

2.7.2 Analisis Jumlah Ragam

Analisis ragam dilakukan sesuai dengan ketentuan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1. Pasal ini menyatakan bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Analisis diperbolehkan menggunakan jumlah ragam minimum yang menghasilkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

penentuan jumlah ragam dalam analisis ini dilakukan dengan mempertimbangkan derajat kebebasan struktur. Struktur yang ditinjau memiliki ketinggian 5 lantai. Maka, jumlah ragam getar minimal yang diikutsertakan dalam analisis adalah sebanyak 15 ragam (5 Lantai x 3 DOF). Hasil pengecekan terhadap rasio partisipasi massa ragam (*Modal Participating Mass Ratios*) untuk 15 ragam tersebut disajikan pada Tabel 2.7.1 di bawah ini.

Berdasarkan hasil pengecekan, diketahui bahwa partisipasi massa ragam terkombinasi lebih dari 90% sehingga syarat pada pasal 7.9.1.1 sudah terpenuhi.

Tabel 2.7.1 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.654	0.0037	0.8076	0.0037	0.8076	0.0012	0.0012
2	0.623	0.8149	0.0037	0.8186	0.8114	0.00003	0.0013
3	0.573	0.00001	0.001	0.8186	0.8123	0.816	0.8173
4	0.207	0.0001	0.0986	0.8187	0.9109	0.00005	0.8173
5	0.195	0.1108	0.0001	0.9295	0.911	0.0004	0.8178
6	0.177	0.0006	0.0005	0.9302	0.9115	0.1075	0.9252
7	0.175	0.000009	0.0174	0.9302	0.9289	0.0057	0.9309
8	0.158	0.000003	0.000001	0.9302	0.9289	0.0015	0.9325
9	0.131	0.0079	0.00001	0.9381	0.9289	0.0016	0.9341
10	0.129	0.00003	0.013	0.9381	0.942	0.000003	0.9341
11	0.121	8.518E-07	0.000001	0.9381	0.942	0.0007	0.9348
12	0.112	0.0235	0.000008	0.9616	0.942	0.0027	0.9375
13	0.107	0.000008	0.0279	0.9616	0.9699	0.0001	0.9375
14	0.101	0.0033	0.0001	0.965	0.97	0.0162	0.9537
15	0.099	0.0013	0.000006	0.9663	0.97	0.0031	0.9568

2.7.3 Parameter Respons Ragam

Parameter respons ragam diatur pada SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.2. Pada pasal ini menjelaskan bahwa parameter gaya dihitung dengan membagi nilai respons spektral dengan kuantitas (R/I_e), sedangkan parameter perpindahan dan simpangan antar tingkat dihitung dengan mengalikan nilai respons spektral dengan kuantitas (C_d/I_e).

Penerapan kuantitas (R/I_e) dilakukan pada ETABS. Pada menu *Load Case Data*, nilai *Scale Factor* dihitung dengan rumus:

$$\text{Scale Factor} = \frac{g \times I_e}{R} \quad (2.7.1)$$

Dimana, g adalah percepatan gravitasi sebesar 9810 mm/s^2 .

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Yogyakarta	1226.25

Gambar 2.7.8 Load Case Data RSx Pada ETABS

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Yogyakarta	1226.25

Gambar 2.7.7 Load Case Data RSy Pada ETABS

2.7.4 Parameter Respons Terkombinasi

Parameter respons terkombinasi diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.3. Pasal ini mengizinkan penggunaan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (SRSS) atau Kombinasi Kuadrat Lengkap (CQC). Metode CQC harus digunakan apabila terdapat korelasi silang yang signifikan antara respons translasi dan torsi pada ragam-ragam yang memiliki periode berdekatan, guna menangkap interaksi dinamis struktur secara lebih akurat.

2.7.5 Penskalaan Gaya

Penskalaan gaya mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1. Pasal ini menyatakan bahwa apabila gaya geser dasar hasil analisis kombinasi ragam (V_t) kurang dari 100% gaya geser dasar yang dihitung melalui metode statik ekuivalen (V), maka gaya desain harus diperbesar dengan mengalikannya dengan faktor skala V/V_t .

Berdasarkan hasil pengecekandda Tabel 2.7.2, didapatkan hasil bahwa gaya geser dasar hasil analisis kombinasi ragam lebih besar dari gaya geser dasar yang dihitung melalui metode statik ekuivalen. Maka, tidak diperlukan faktor perbesaran tambahan pada analisis respons spektrum.

Tabel 2.7.2 Gaya Geser Analisis Kombinasi Ragam dan Gaya Geser Statik Ekuivalen

Output Case	FX	FY
	kN	kN
V_{Ex1}	-2975.39	0.00
V_{Ex2}	-2975.39	0.00
V_{Ey1}	0.00	-2834.70
V_{Ey2}	0.00	-2834.70
V_{tRSx}	3209.73	131.50
V_{tRSy}	131.50	3181.49

2.7.6 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7. berdasarkan pasal tersebut, pengaruh P-Delta tidak perlu

diperhitungkan apabila koefisien stabilitas seperti ditentukan;an oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.7.2)$$

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN);

bila menghitung , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0

Δ = simpangan antar tingkat desain

I_e = faktor keutamaan gempa

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x, (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi dalam

Tabel 2.7.3 Pengecekan P-Delta Tinjauan Arah X

Story	P	Δ_x	I_e	V_x	h_{zx}	C_d	θ	CEK
	kN	mm		kN	mm			
Atap	1114.5	7.38	1	195.08	3500	5.5	0.0022	$\theta < 0.1$
4	9916.3	11.18	1	1405.7	3500	5.5	0.0041	$\theta < 0.1$
3	23810	18.36	1	3030.1	3500	5.5	0.0075	$\theta < 0.1$
2	38298	22.25	1	4129.2	3500	5.5	0.0107	$\theta < 0.1$
1	38299	14.60	1	4129.2	3500	5.5	0.007	$\theta < 0.1$

Tabel 2.7.4 Pengecekan P-Delta Tinjauan Arah Y

Story	P	Δ_y	I_e	V_y	h_{zy}	C_d	θ	CEK
	kN	mm		kN	mm			
Atap	1114.5	4.59	1	197.63	3500	5.5	0.0013	$\theta < 0.1$
4	9916.3	14.70	1	1413.5	3500	5.5	0.0054	$\theta < 0.1$
3	23810	23.46	1	3027.8	3500	5.5	0.0096	$\theta < 0.1$
2	38298	27.89	1	4109.5	3500	5.5	0.0135	$\theta < 0.1$
1	38299	17.73	1	4109.5	3500	5.5	0.0086	$\theta < 0.1$

2.7.7 Simpangan Antar Lantai

Pada konsekuensi ketidakberaturan Pasal 7.12.1 yang sebelumnya sudah dibahas, diketahui bahwa nilai Δ tidak boleh lebih besar dari $\frac{\Delta_a}{\rho}$, dengan nilai $\Delta_a = 0,02 h_{sx}$.

Perhitungan dilakukan terlebih dahulu dengan mendapatkan nilai simpangan elastis (δ_e) dari hasil analisis ragam respons spektrum. Nilai elastis ini kemudian dikonversi menjadi simpangan desain inelastis (Δ) dengan mengalikannya dengan faktor pembesaran defleksi (C_d) dan membaginya dengan faktor keutamaan gempa (I_e). Hasil rekapitulasi pemeriksaan simpangan antar lantai disajikan pada Tabel 2.7.5.

Tabel 2.7.5 Pengecekan Simpangan Antar Lantai

Lantai	h (mm)	Perpindahan		simpangan elastis		simpangan inelastis		Drift Limit	CEK
		δ_{xe} (mm)	δ_{ye} (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_{ye} (mm)	Δ_x	Δ_y	Δ_a/ρ (mm)	
Atap	3500	13.41	16.07	1.34	0.83	7.38	4.59	53.85	OK
4	3500	12.07	15.23	2.03	2.67	11.18	14.70	53.85	OK
3	3500	10.04	12.56	3.34	4.27	18.36	23.46	53.85	OK
2	3500	6.70	8.29	4.05	5.07	22.25	27.89	53.85	OK
1	3500	2.65	3.22	2.65	3.22	14.60	17.73	53.85	OK

Berdasarkan hasil pengecekan, simpangan desain inelastis arah x dan arah y pada setiap lantai masih lebih kecil daripada simpangan izin, sehingga syarat pada Pasal 7.12.1 terpenuhi.

2.7.8 Pemeriksaan Ulang Ketidakberaturan Struktur

Pemeriksaan ulang ketidakberaturan struktur perlu dilakukan sebagai konsekuensi dari perubahan konfigurasi elemen vertikal. Evaluasi ini difokuskan pada Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan Tipe 1b. Pengecekan kembali terhadap kedua tipe ini penting karena perubahan data simpangan yang dihasilkan oleh analisis ulang pada ETABS berdampak langsung pada penentuan nilai Faktor Pembesaran Torsi (A_x). Nilai A_x ini menentukan apakah diperlukan amplifikasi beban torsi tak terduga pada desain akhir elemen struktur sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4.3.

➤ Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b

Pengecekan torsi dilakukan pada beban gempa di setiap arah (EX_1 , EX_2 , EY_1 , dan EY_2). Berikut Adalah rekapitulasi hasil pengecekan ketidakberaturan 1a dan 1b.

- Tinjauan Arah EX_1

Tabel 2.7.6 Pemeriksaan Ulang Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Arah EX_1

Lantai	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
	mm	mm		
ATAP	1.476	1.36	1.085	Tidak Masuk
LT 5	2.025	1.954	1.036	Tidak Masuk
LT 4	3.191	3.103	1.028	Tidak Masuk
LT 3	3.758	3.67	1.024	Tidak Masuk
LT 2	2.377	2.354	1.009	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EX_2

Tabel 2.7.7 Pemeriksaan Ulang Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Arah EX_2

Lantai	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
	mm	mm		
ATAP	1.465	1.362	1.076	Tidak Masuk
LT 5	1.989	1.969	1.01	Tidak Masuk
LT 4	3.158	3.119	1.013	Tidak Masuk
LT 3	3.776	3.702	1.02	Tidak Masuk
LT 2	2.456	2.376	1.034	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY_1

Tabel 2.7.8 Pemeriksaan Ulang Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Arah EY_1

Lantai	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
	mm	mm		
ATAP	2.482	1.887	1.315	H. 1a

LT 5	2.466	2.163	1.14	Tidak Masuk
LT 4	3.77	3.331	1.132	Tidak Masuk
LT 3	4.371	3.875	1.128	Tidak Masuk
LT 2	2.671	2.407	1.11	Tidak Masuk

- Tinjauan Arah EY₂

Tabel 2.7.9 Pemeriksaan Ulang Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b Arah EY₂

Lantai	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio	Cek
ATAP	2.477	1.885	1.314	H. 1a
LT 5	2.444	2.159	1.132	Tidak Masuk
LT 4	3.795	3.328	1.141	Tidak Masuk
LT 3	4.443	3.876	1.146	Tidak Masuk
LT 2	2.815	2.413	1.166	Tidak Masuk

Berdasarkan hasil identifikasi ketidakberaturan horizontal Tipe 1a dan 1b, analisis dilanjutkan dengan penentuan faktor pembesaran torsi. Berdasarkan data struktur terkini, rekapitulasi hasil pengecekan faktor pembesaran torsi untuk setiap lantai disajikan pada tabel berikut.

- Tinjauan arah EX₁

Tabel 2.7.10 Pemeriksaan Ulang Faktor Pembesaran Torsi Arah EX₁

Lantai	δ_{max} mm	δ_{avg} mm	Ratio	Ax
4	11.346	11.155	1.033	0.718
3	9.324	9.188	1.033	0.715
2	6.133	6.062	1.033	0.711
1	2.377	2.364	1.031	0.702

- Tinjauan arah EX₂

Tabel 2.7.11 Pemeriksaan Ulang Faktor Pembesaran Torsi Arah EX₂

Lantai	δ_{max}	δ_{avg}	Ratio	Ax
--------	----------------	----------------	-------	----

	mm	mm		
4	11.268	11.113	1.002	0.714
3	9.303	9.155	1.003	0.717
2	6.158	6.043	1.003	0.721
1	2.418	2.359	1.002	0.730

- Tinjauan arah EY₁

Tabel 2.7.12 Pemeriksaan Ulang Faktor Pembesaran Torsi Arah EY1

Lantai	δ_{max} mm	δ_{avg} mm	Ratio	Ax
4	13.27	11.778	1.156	0.882
3	10.806	9.615	1.153	0.877
2	7.036	6.284	1.151	0.871
1	2.671	2.408	1.141	0.854

- Tinjauan arah EY₂

Tabel 2.7.13 Pemeriksaan Ulang Faktor Pembesaran Torsi Arah EY2

Lantai	δ_{max} mm	δ_{avg} mm	Ratio	Ax
4	13.487	11.775	1.115	0.911
3	11.049	9.619	1.117	0.916
2	7.254	6.291	1.118	0.923
1	2.811	2.414	1.128	0.942

Nilai A_x pada keempat arah tinjauan masih dibawah 1 sehingga tidak diperlukan amplifikasi pada beban torsi tak terduga.

2.8 Perancangan Pelat Lantai

Perancangan pelat lantai baik satu arah maupun dua arah mengacu pada SNI 8900:2020 dan SNI 2847:2019. Pengambilan gaya dalam untuk desain penulangan pelat dilakukan melalui metode pendekatan yang diatur dalam SNI 2847:2019. Tulangan pada pelat hanya dirancang terhadap beban gravitasi, sehingga kombinasi beban yang digunakan meliputi beban mati, beban mati tambahan (*superimposed*), dan beban hidup (1,4 D dan 1,2 D + 1,6L).

2.8.1 Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor pada Pelat 1 Arah

Gaya dalam (meliputi gaya geser ultimit (V_u) dan momen ultimit (M_u)) pada pelat 1 arah diambil berdasarkan metode pendekatan yang

diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 6.5 yang dimana persamaan yang digunakan untuk menghitung V_u dan M_u dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.8.1 Penentuan Gaya Geser Terjadi Pada Pelat Sesuai dengan Letak Tinjauan (Sumber: 8900:2020)

Letak	V_u
Muka eksterior dari pendukung muka interior pertama	$1,15 \frac{w_u \cdot \ell_n}{2}$
Muka dari pendukung lainnya	$w_u \cdot \ell_n / 2$

Tabel 2.8.2 Penentuan Momen Lentur Terjadi Sesuai Dengan Letak Tinjauan Pada Pelat (Sumber 8900:2020)

Momen	Lokasi	Kondisi	M_u
Positif	Bentang ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{14}$
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{11}$
	Bentang tengah	Semua	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{16}$
Negatif	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{24}$
	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok monolit dengan kolom pendukung	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{16}$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{9}$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Lebih dari dua bentang	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{10}$
	Muka dari pendukung lainnya	Semua	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{11}$

	Muka semua pendukung memenuhi (a) atau (b)	(a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3 m (b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{12}$
--	--	---	---------------------------------

Pasal 6.5.1 menyebutkan bahwa metode pendekatan ini dapat digunakan apabila 5 syarat ini terpenuhi:

- Komponen struktur adalah prismatis
- Beban terdistribusi merata
- Beban hidup terfaktor tidak melebihi tiga kali beban mati tak terfaktor ($L \leq 3D$)
- Terdapat dua bentang atau lebih
- Panjang bentang terbesar terhadap panjang bentang terpendek dari dua bentang yang bersebelahan tidak lebih 20%

Gaya geser ultimit yang dihitung dengan metode pendekatan ini tidak boleh melebihi kapasitas geser beton dari penampang pelat tersebut ($V_u < \phi V_c$), dimana ϕV_c dapat dihitung sebagai berikut:

$$\phi V_c = 0,17\lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.8.1)$$

λ merupakan faktor untuk jenis beton yang digunakan (1,0 untuk beton normal), b_w merupakan lebar pelat lantai dimana dalam melakukan analisis diambil lebar sebesar 1000 mm, d merupakan tinggi efektif pelat, dan ϕ merupakan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,75. Dimana d dapat dihitung sebagai berikut:

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2} \quad (2.8.2)$$

Dengan,

h : tebal pelat
 c_c : tebal selimut beton
 d_b : diameter tiang

Berikut adalah penggambaran tinggi efektif pada pelat:

Nilai c_c harus diambil sesuai dengan tabel berikut:

Tabel 2.8.3 Penentuan Tebal Selimut Beton (Sumber: SNI 2847:2019)

Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Tebal Selimut (mm)
Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	Semua	Semua	75
Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Semua	Batang D19 hingga D57	50
		Batang D16, Kawat Ø13 atau D13 yang lebih kecil	40
Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Pelat, pelat berusuk dan dinding	Batang D43 dan D57	40
		Batang D36 dan yang lebih kecil	20
	Balok, kolom, pedestal, dan batang tarik	Tulangan utama, sengkang, sengkang ikat, spiral dan sengkang pengegang	40

2.8.2 Kebutuhan Tulangan Pelat 1 Arah

Kebutuhan tulangan pelat satu arah terdiri dari tulangan lentur dan tulangan susut. Tulangan lentur berfungsi untuk menahan momen lentur yang terjadi akibat momen ultimit, sedangkan tulangan susut diperlukan untuk menahan tegangan susut yang terjadi pada beton.

Kebutuhan tulangan lentur dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$A_{sreq} = \rho_{req} bd \quad (2.8.3)$$

Dengan ρ_{req} dapat dihitung sebagai berikut:

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right) \quad (2.8.4)$$

Dimana k adalah koefisien tahanan lentur yang dapat dihitung sebagai berikut:

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (2.8.5)$$

Luas tulangan yang dihitung pada pelat 1 arah tidak boleh kurang dari luas tulangan minimum untuk pelat 1 arah yang sudah ditentukan pada pasal 7.6.1.1 yang dapat dilihat sebagai berikut:

Tabel 2.8.4 Penentuan Luas Tulangan Minimum Untuk Pelat Satu Arah

Tipe Tulangan	Mutu Tulangan (f_y) (Mpa)	A_{s_min} (mm ²)
Batang Ulir	< 420	0,0020 A_g
Batang Ulir atau Kawat Las	≥ 420	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
		0,0014 A_g

Jika luas tulangan yang dihitung kurang dari A_{s_min} maka luas tulangan yang diambil adalah luas tulangan minimum (A_{s_min}).

Dalam melakukan desain tulangan lentur pada pelat satu arah, asumsi yang digunakan merupakan penampang pelat dalam kondisi terkontrol tarik, ini berarti ρ_{req} tidak boleh melebihi ρ_{max} yang dimana ρ_{max} dapat dihitung sebagai berikut:

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y} \quad (2.8.6)$$

Dengan nilai β_1 diambil dari tabel berikut:

Tabel 2.8.5 Penentuan Nilai β_1 (Sumber: SNI 2847:2019)

f'_c (MPa)	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0,65

2.8.3 Detail Penulangan Pelat 1 Arah

Detail penulangan pada pelat satu arah mencakup spasi minimum dan spasi maksimum untuk tulangan lentur dan tulangan susut. Spasi minimum tulangan lentur pelat satu arah diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 25.2. Pasal ini menjelaskan bahwa spasi bersih tulangan tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari 25 mm, d_b , dan $4/3$ dari diameter nominal agregat kasar dalam beton (d_{agg}). Untuk spasi maksimum tulangan lentur, diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 24.3.2. Spasi maksimum pada tulangan lentur pelat dibatasi untuk mengontrol retak yang terjadi pada beton akibat jarak tulangan yang terlalu besar.

Pasal 24.3.2 menerangkan bahwa spasi maksimum untuk tulangan ulir harus diambil nilai terkecil dari 2 persamaan berikut:

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad (2.8.7)$$

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (2.8.8)$$

Spasi maksimum yang dihitung menggunakan 2 persamaan ini adalah spasi antar pusat tulangan ke pusat tulangan. Pada kedua persamaan tersebut, f_s merupakan tegangan pada tulangan tarik dan diizinkan untuk mengambil nilai f_s sebesar $2/3$ dari f_y .

2.8.4 Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor pada Pelat Dua Arah

Gaya dalam pada pelat dua arah diambil berdasarkan metode yang diatur dalam SNI 8900:2020 pasal 7.9. Pada pasal ini menjelaskan beberapa persyaratan yang harus dipenuhi apabila menggunakan metode ini yang dapat dilihat sebagai berikut:

- a. Minimal terdapat dua bentang
- b. Panjang bentang harus mendekati sama dan panjang bentang yang lebih pendek antara dua bentang bersebelahan tidak boleh kurang dari 80% panjang bentang yang lebih panjang.
- c. Balok yang memikul harus dicor secara monolit dengan pelat dan harus memiliki tinggi total tidak kurang dari tiga kali tebal pelat.
- d. Pelat yang terdapat bukan elevator dan tangga dianggap menerus apabila pelat lantai dipikul oleh balok menerus di sekeliling bukaan yang terintegrasi dengan dinding inti
- e. Beban harus terdistribusi merata
- f. Beban hidup tidak melebihi tiga kali beban mati.

Pada pasal ini memberikan beberapa klasifikasi untuk menghitung momen ultimit akibat kombinasi beban terfaktor. Terdapat empat klasifikasi yang diberikan berdasarkan letak panel pelat lantai, yaitu panel interior, panel ujung dengan l_a sejajar tepi, panel ujung dengan l_b sejajar tepi, dan panel sudut. Perhitungan momen lentur untuk masing-masing klasifikasi panel dapat dihitung dengan persamaan yang ditabulasi sebagai berikut:

Tabel 2.8.6 Klasifikasi Cara Perhitungan Momen Ultimit Terfaktor Untuk Pelat Dua Arah Panel Interior (Sumber: SNI 8900:2020)

$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	Arah pendek (ℓ_{nx})			Arah panjang (ℓ_{ny})		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{22}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{42}$	$\alpha_x = 0,50$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{22}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{42}$	$\alpha_y = 0,50$
1,1	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{18}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{35}$	$\alpha_x = 0,60$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{25}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$\alpha_y = 0,40$
1,2	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{30}$	$\alpha_x = 0,67$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{35}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{60}$	$\alpha_y = 0,33$
1,3	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{27}$	$\alpha_x = 0,74$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{40}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{75}$	$\alpha_y = 0,26$
1,4	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{14}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{25}$	$\alpha_x = 0,80$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{100}$	$\alpha_y = 0,20$
1,5	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{23}$	$\alpha_x = 0,84$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{65}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{120}$	$\alpha_y = 0,16$
1,6	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{22}$	$\alpha_x = 0,87$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{85}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{145}$	$\alpha_y = 0,13$
1,7	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{21}$	$\alpha_x = 0,90$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{110}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{180}$	$\alpha_y = 0,10$
1,8	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{20}$	$\alpha_x = 0,92$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{135}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{225}$	$\alpha_y = 0,08$
1,9	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{20}$	$\alpha_x = 0,93$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{160}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{275}$	$\alpha_y = 0,07$
2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{18}$	$\alpha_x = 0,94$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{170}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{340}$	$\alpha_y = 0,06$
> 2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{10}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$\alpha_x = 1,00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_y = 0,00$

Tabel 2.8.7 Klasifikasi Cara Perhitungan Momen Ultimit Terfaktor Untuk Pelat Dua Arah Panel Tepi dengan Arah Pendek sejajar tepi pelat dua arah yang ditumpu girder, balok, atau dinding beton bertulang (Sumber: SNI 8900:2020)

$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	Arah pendek (ℓ_{nx})			Arah panjang (ℓ_{ny})		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{35}$	$\alpha_x = 0,67$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{33}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{40}$	$\alpha_y = 0,33$
1,1	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{31}$	$\alpha_x = 0,74$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{35}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$\alpha_y = 0,26$
1,2	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{14}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{28}$	$\alpha_x = 0,80$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{65}$	$\alpha_y = 0,20$
1,3	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{25}$	$\alpha_x = 0,85$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{70}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{85}$	$\alpha_y = 0,15$
1,4	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{23}$	$\alpha_x = 0,88$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{90}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{110}$	$\alpha_y = 0,12$
1,5	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{22}$	$\alpha_x = 0,91$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{115}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{135}$	$\alpha_y = 0,09$
1,6	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{21}$	$\alpha_x = 0,93$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{135}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{160}$	$\alpha_y = 0,07$
1,7	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{20}$	$\alpha_x = 0,94$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{165}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{185}$	$\alpha_y = 0,06$
1,8	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{20}$	$\alpha_x = 0,95$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{200}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{220}$	$\alpha_y = 0,05$
1,9	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{19}$	$\alpha_x = 0,96$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{250}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{270}$	$\alpha_y = 0,04$
2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{18}$	$\alpha_x = 0,97$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{330}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{340}$	$\alpha_y = 0,03$
> 2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{10}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$\alpha_x = 1,00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_y = 0,00$

Tabel 2.8.8 Klasifikasi Cara Perhitungan Momen Ultimit Terfaktor Untuk Pelat Dua Arah Panel Tepi dengan Arah Pendek sejajar tepi pelat dua arah yang ditumpu girder, balok, atau dinding beton bertulang (Sumber: SNI 8900:2020)

$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	Arah pendek (ℓ_{nx})			Arah panjang (ℓ_{ny})		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{30}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{39}$	$\alpha_x = 0,33$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{16}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{35}$	$\alpha_y = 0,67$
1,1	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{23}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{32}$	$\alpha_x = 0,42$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{19}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{40}$	$\alpha_y = 0,58$
1,2	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{19}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{26}$	$\alpha_x = 0,51$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{22}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$\alpha_y = 0,49$
1,3	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{17}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{23}$	$\alpha_x = 0,59$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{27}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{60}$	$\alpha_y = 0,41$
1,4	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{20}$	$\alpha_x = 0,66$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{32}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{70}$	$\alpha_y = 0,34$
1,5	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{19}$	$\alpha_x = 0,72$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{40}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{85}$	$\alpha_y = 0,28$
1,6	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{17}$	$\alpha_x = 0,77$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{100}$	$\alpha_y = 0,23$
1,7	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$\alpha_x = 0,81$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{60}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{125}$	$\alpha_y = 0,19$
1,8	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$\alpha_x = 0,85$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{70}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{150}$	$\alpha_y = 0,15$
1,9	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$\alpha_x = 0,88$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{85}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{175}$	$\alpha_y = 0,12$
2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{10}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{14}$	$\alpha_x = 0,92$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{100}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{200}$	$\alpha_y = 0,08$
> 2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{9}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$\alpha_x = 1,00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_y = 0,00$

Tabel 2.8.9 Klasifikasi Cara Perhitungan Momen Ultimit Terfaktor Untuk Pelat Dua Arah Panel Sudut (Sumber: SNI 8900:2020)

$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	Arah pendek (ℓ_{nx})			Arah panjang (ℓ_{ny})		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{20}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{31}$	$\alpha_x = 0,50$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{20}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{31}$	$\alpha_y = 0,50$
1,1	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{17}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{26}$	$\alpha_x = 0,59$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{25}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{38}$	$\alpha_y = 0,41$
1,2	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{23}$	$\alpha_x = 0,67$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{30}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{45}$	$\alpha_y = 0,33$
1,3	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{20}$	$\alpha_x = 0,74$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{40}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{55}$	$\alpha_y = 0,26$
1,4	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{19}$	$\alpha_x = 0,80$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{70}$	$\alpha_y = 0,20$
1,5	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{17}$	$\alpha_x = 0,84$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{60}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{85}$	$\alpha_y = 0,16$
1,6	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$\alpha_x = 0,87$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{75}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{100}$	$\alpha_y = 0,13$
1,7	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$\alpha_x = 0,90$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{100}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{125}$	$\alpha_y = 0,10$
1,8	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$\alpha_x = 0,92$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{120}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{150}$	$\alpha_y = 0,08$
1,9	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{15}$	$\alpha_x = 0,94$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{145}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{175}$	$\alpha_y = 0,06$
2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{10}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{14}$	$\alpha_x = 0,96$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{165}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{200}$	$\alpha_y = 0,04$
> 2,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{9}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{11}$	$\alpha_x = 1,00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_y = 0,00$

Pasal 7.9.4 SNI 8900:2020 memberikan penjelasan dan metode untuk menghitung gaya geser ultimit akibat kombinasi beban terfaktor pada masing – masing arah. Gaya geser ultimit pada arah bentang pendek (x) dan bentang panjang (y) secara berturut-turut dapat dihitung dengan 2 persamaan berikut:

$$V_{ux} = \frac{\alpha_y w_u l_{ny}}{2} \geq \frac{w_u l_{nx}}{4} \quad (2.8.9)$$

$$V_{uy} = \frac{\alpha_x w_u l_{nx}}{2} \geq w_u \left(\frac{l_{nx}}{2} - \frac{l_{nx}^2}{4l_{ny}} \right) \quad (2.8.10)$$

Nilai V_{uy} dan V_{ux} tidak boleh lebih besar dari V_c . Tinggi efektif yang digunakan untuk menghitung kuat geser beton adalah tinggi

efektif yang dihitung pada masing – masing arah (d_x dan d_y). Tinggi efektif pada arah y harus lebih kecil dari tinggi efektif pada arah x karena letak tulangan lentur pada arah y terletak diatas tulangan lentur arah x .

2.8.5 Kebutuhan Tulangan Untuk Pelat 2 Arah

Perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat 2 arah sama dengan perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat 1 arah, namun perhitungan pada pelat dua arah dilakukan sebanyak dua kali karena kebutuhan tulangan lentur terbagi dalam arah pendek (x) dan arah panjang (y). Luas minimum tulangan susut pada pelat 2 arah ditentukan berdasarkan Tabel 2.8.4.

2.8.6 Detail Penulangan Pelat 2 Arah

Ketentuan spasi minimum pada pelat dua arah sama dengan ketentuan spasi minimum untuk pelat satu arah, namun untuk spasi maksimum pada pelat dua arah diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2. Menurut pasal tersebut, spasi maksimum tulangan lentur pada pelat dua arah tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $3h$ dan 450 mm. Spasi maksimum untuk tulangan susut sama dengan spasi maksimum tulangan susut pada pelat satu arah, yaitu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $5h$ dan 450 mm.

2.8.7 Contoh Perhitungan Penulangan Pelat 1 Arah

Contoh perhitungan penulangan pelat 1 arah akan diambil dari pelat tipe A dan untuk hasil perhitungan tipe pelat yang lain akan direkapitulasi dalam bentuk tabel. Berikut adalah spesifikasi material yang digunakan dalam perancangan pelat pada struktur ini:

- f'_c = 30 MPa
- f_y = 420 MPa
- d_b = 13 mm
- d_{b_susut} = 10 mm
- c_c = 20 mm

- Kombinasi Beban Terfaktor (w_u)

Pelat tipe A ini berfungsi sebagai pelat toilet. Berikut beban mati yang bekerja dan beban hidup yang bekerja pada pelat tersebut:

- $Q_{DL} = 3,36 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{SIDL} = 2,184 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{LL} = 2,87 \text{ kN/m}^2$

- Kombinasi 1,4 D

$$w_{u1} = 1,4 (Q_{DL} + Q_{SIDL})$$

$$w_{u1} = 1,4 (3,36 + 2,184)$$

$$w_{u1} = 7,762 \text{ kN/m}^2$$

- Kombinasi 1,2 D + 1,6 L

$$w_{u2} = 1,2 (Q_{DL} + Q_{SIDL}) + 1,6 Q_{LL}$$

$$w_{u2} = 1,2 (3,36 + 2,184) + 1,6 (2,87)$$

$$w_{u2} = 11,2448 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan, digunakan hasil kombinasi yang terbesar yaitu kombinasi kedua (1,2 D + 1,6 L), $w_{u2} = 11,2448 \text{ kN/m}^2$.

- Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor

Koefisien momen negatif dan momen positif diambil nilai terbesar dari beberapa kondisi. Untuk gaya geser pada pelat prinsipnya sama dengan momen lentur, maka dari itu pengambilan gaya geser dari pelat juga diambil nilai terbesarnya dari beberapa kondisi.

- Momen Negatif (Tumpuan)

$$M_u^- = \frac{w_u l_{n,1}^2}{10}$$

$$M_u^- = \frac{11,2448 \left(\frac{950}{1000} \right)^2}{10}$$

$$M_u^- = 1,015 \text{ kNm}$$

➤ Momen Positif (Lapangan)

$$M_u^+ = \frac{w_u l_{n,1}^2}{14}$$

$$M_u^+ = \frac{11,2448 \left(\frac{950}{1000} \right)^2}{14}$$

$$M_u^+ = 0,725 \text{ kNm}$$

➤ Gaya Geser Ultimit

$$V_u = \frac{1,15 w_u l_{n,1}}{2}$$

$$V_u = \frac{1,15 (11,2448) \left(\frac{950}{1000} \right)}{2}$$

$$V_u = 6,47 \text{ kN}$$

Tabel 2.8.10 Rekapitulasi Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor Pada Pelat Satu Arah

Jenis Pelat	M_u^+ (kNm)	M_u^- (kNm)	V_u (kN)
A	0,724888	1,014843	6,46576
B	1,3434429	1,88082	5,934
D	1,1755125	1,709836	5,934
F	2,1482531	3,124732	5,934
H1	4,51088	6,56128	8,5744
H2	2,03764	2,96384	3,8732
I1	5,4807425	7,971989	8,5744
I2	2,4757431	3,601081	3,8732
J1	2,4610625	3,579727	8,5744
J2	1,1117031	1,617023	3,8732
N	2,1674825	3,152702	8,5744
P	2,2394629	3,135248	8,5744
Q	0,6343425	1,014948	8,5744
R1	1,1117031	1,617023	3,8732
R2	2,5792305	3,751608	8,9861
T	1,1117031	1,617023	3,8732

- Tinggi Efektif Pelat

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 140 - 20 - \frac{13}{2}$$

$$d = 113,5 \text{ mm}$$

- Kapasitas Geser Beton

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi V_c = 0,75(0,17)(1)\sqrt{30}(1000)(113,5)$$

$$\phi V_c = 79262,3 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 79,262 \text{ kN}$$

- Cek $V_u \leq \phi V_c$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$6,47 \leq 79,262 \text{ (penampang aman terhadap geser)}$$

Karena nilai V_u lebih kecil daripada ϕV_c , maka ini berarti penampang aman terhadap gaya geser.

- Koefisien Tahanan Lentur dan Rasio Tulangan

- Koefisien Tahanan Lentur

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Tumpuan

$$k = \frac{M_u^-}{\phi b d^2}$$

$$k = \frac{1,015 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k = 0,087$$

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Lapangan

$$k = \frac{M_u^+}{\phi b d^2}$$

$$k = \frac{0,725 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k = 0,0625$$

- Rasio Tulangan

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,087)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,000209$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,0625)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,000149$$

- Rasio Tulangan Maksimum

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} = 0,836$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y}$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36(30)(0,836)}{420}$$

$$\rho_{maks} = 0,0215$$

➤ Luas Tulangan Lentur

- Luas Tulangan Lentur Pada Tumpuan

$$A_{sreq} = \rho_{req} b d$$

$$A_{sreq} = 0,000209(1000)(113,5)$$

$$A_{sreq} = 23,6951 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Pada Lapangan

$$A_{s_{req}} = \rho_{req} b d$$

$$A_{s_{req}} = 0,000149(1000)(113,5)$$

$$A_{s_{req}} = 16,92 \text{ mm}^2$$

➤ Luas Tulangan Lentur Minimum

Karena mutu baja yang digunakan adalah baja dengan mutu $f_y = 420$ MPa. Maka luas tulangan minimum diambil terbesar antara 2 persamaan berikut:

$$A_{s_{min}} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g \right)$$

$$A_{s_{min}} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140) \right)$$

$$A_{s_{min}} = \max (252; 196)$$

$$A_{s_{min}} = 252 \text{ mm}^2$$

Karena hasil perhitungan $A_{s_{req}}$ lebih kecil dari $A_{s_{min}}$ maka digunakan $A_{s_{min}}$ sebagai kebutuhan luasan tulangan perlu ($A_s = 252 \text{ mm}^2$)

➤ Spasi Tulangan Terpasang

Spasi tulangan yang dibutuhkan berdasarjab luas tulangan yang diperlukan dapat dihitung melalui persamaan berikut:

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s}$$

- Spasi Tulangan Lentur Pada Tumpuan

- $s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s}$

- $s = \frac{\frac{1}{4} \pi 13^2 (1000)}{252}$

- $s = 526,715 \text{ mm}$

- Spasi Tulangan Lentur Pada Lapangan

- $s = \frac{\frac{1}{4}\pi d_b^2 b}{A_s}$
- $s = \frac{\frac{1}{4}\pi 13^2 (1000)}{252}$
- $s = 526,715 \text{ mm}$

➤ Spasi Tulangan Maksimum

Spasi tulangan maksimum diambil nilai terkecil dari 2 persamaan berikut:

- $s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c$

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) - 2,5(20)$$

$$s_{maks_1} = 330 \text{ mm}$$

- $s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \text{ mm}$$

Karena hasil perhitungan spasi yang dibutuhkan lebih besar dari spasi maksimum yang disyaratkan maka dari itu spasi antar tulangan diambil sebesar spasi maksimum yaitu 300 mm. Digunakan D13-300 pada tumpuan dan D13-300 pada lapangan.

➤ Pengecekan Apakah Penampang Terkontrol Tarik

Pengecekan ini perlu dilakukan kembali karena jika jarak tulangan lebih rapat, maka luas tulangan yang terpasang pun akan semakin besar sehingga akan mengakibatkan regangan pada tulangan akan semakin kecil.

- Jarak Tulangan Maksimum

$$A_{s_{maks}} = \rho_{maks} b d$$

$$A_{s_{maks}} = 0,0215 (1000)(113,5)$$

$$A_{s_{maks}} = 2440,25 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Tumpuan

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{s}$$

$$A_{s_{maks}} = \frac{\frac{1}{4} \pi 13^2 (1000)}{300}$$

$$A_{s_{maks}} = 442,44 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Lapangan

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{s}$$

$$A_{s_{maks}} = \frac{\frac{1}{4} \pi 13^2 (1000)}{300}$$

$$A_{s_{maks}} = 442,44 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luas tulangan yang terpasang pada tumpuan dan lapangan masih kurang dari luas tulangan maksimum, sehingga penampang masih tetap dalam kondisi terkontrol tarik.

- Luas Tulangan Susut & Spasi Tulangan Susut

- Luas Tulangan Susut di Tumpuan

$$A_{s_{min}} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g \right)$$

$$A_{s_{min}} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140) \right)$$

$$A_{s_{min}} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_{min}} = 252 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Susut di Lapangan

$$A_{s_min} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g \right)$$

$$A_{s_min} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140) \right)$$

$$A_{s_min} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_min} = 252 \text{ mm}^2$$

- Jarak Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{b_sust}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (10)^2 (1000)}{252}$$

$$s = 311,666 \text{ mm}$$

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

- Jarak Tulangan Susut Pada Lapangan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{b_sust}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (10)^2 (1000)}{252}$$

$$s = 311,666 \text{ mm}$$

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

- Spasi Tulangan Maksimum

$$s_{maks} = \min (5h; 450 \text{ mm})$$

$$s_{maks} = \min [(5(130)); 450 \text{ mm}]$$

$$s_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa jarak tulangan susut yang digunakan pada tumpuan dan lapangan kurang dari spasi maksimum, sehingga jarak tulangan susut yang digunakan pada tumpuan dan lapangan adalah D10-300.

Setelah dilakukan perhitungan, diperoleh jarak tulangan yang akan digunakan pada pelat tipe A adalah D13-300 pada daerah tumpuan dan D13-300 pada daerah lapangan, sedangkan untuk jarak tulangan susut yang digunakan pada tumpuan dan lapangan adalah D10-300. Hasil perhitungan penulangan untuk tipe pelat satu arah yang lain dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.8.11 Rekapitulasi Penulangan Pelat Satu Arah

Tipe Pelat	$A_{s_req}^-$	$A_{s_req}^+$	A_{s_min}	Tulangan Lentur Tumpuan	Tulangan Lentur Lapangan	Tulangan Susut Tumpuan & Lapangan
A	23,70	16,92	252	D13-300	D13-300	D10-300
B	43,98	31,38	252	D13-300	D13-300	D10-300
D	39,97	27,45	252	D13-300	D13-300	D10-300
F	73,22	50,26	252	D13-300	D13-300	D10-300
H1	154,67	105,96	252	D13-300	D13-300	D10-300
H2	69,43	47,66	252	D13-300	D13-300	D10-300
I1	188,39	128,95	252	D13-300	D13-300	D10-300
I2	84,45	57,95	252	D13-300	D13-300	D10-300
J1	83,95	57,60	252	D13-300	D13-300	D10-300
J2	37,79	25,96	252	D13-300	D13-300	D10-300
N	73,88	50,71	252	D13-300	D13-300	D10-300
P	73,47	52,40	252	D13-300	D13-300	D10-300
Q	23,70	14,80	252	D13-300	D13-300	D10-300
R1	37,79	25,96	252	D13-300	D13-300	D10-300
R2	88,01	60,38	252	D13-300	D13-300	D10-300
T	37,79	25,96	252	D13-300	D13-300	D10-300

2.8.8 Contoh Perhitungan Penulangan Pelat 2 Arah

Contoh perhitungan penulangan pelat 2 arah akan diambil dari pelat tipe G1 dan untuk hasil perhitungan tipe pelat yang lain akan direkapitulasi dalam bentuk tabel. Berikut adalah spesifikasi material yang digunakan dalam perancangan pelat pada struktur ini:

- f'_c = 30 MPa
- f_y = 420 MPa
- d_b = 13 mm

- $d_{b_susut} = 10 \text{ mm}$
- $c_c = 20 \text{ mm}$
- Kombinasi Beban Terfaktor (w_u)

Pelat tipe A ini berfungsi sebagai pelat koridor. Berikut beban mati yang bekerja dan beban hidup yang bekerja pada pelat tersebut:

- $Q_{DL} = 3,36 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{SIDL} = 2,68 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$

➤ Kombinasi 1,4 D

$$w_{u1} = 1,4 (Q_{DL} + Q_{SIDL})$$

$$w_{u1} = 1,4 (3,36 + 2,68)$$

$$w_{u1} = 8,456 \text{ kN/m}^2$$

➤ Kombinasi 1,2 D + 1,6 L

$$w_{u2} = 1,2 (Q_{DL} + Q_{SIDL}) + 1,6 Q_{LL}$$

$$w_{u2} = 1,2 (3,36 + 2,68) + 1,6 (4,79)$$

$$w_{u2} = 14,912 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan, digunakan hasil kombinasi yang terbesar yaitu kombinasi kedua (1,2 D + 1,6 L), $w_{u2} = 14,912 \text{ kN/m}^2$.

➤ Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor

Pelat tipe G1 adalah pelat interior, gaya dalam akibat kombinasi beban terfaktor dapat dihitung melalui tahap-tahap berikut:

- Rasio l_{ny}/l_{nx}

Bentang bersih pelat tipe G1 arah x (l_{nx}) adalah sepanjang 2200 mm dan bentang bersih arah y (l_{ny}) adalah sepanjang 2200 mm. Maka, rasio bentang panjang terhadap bentang pendek (β) adalah sebagai berikut:

$$\beta = \frac{l_{ny}}{l_{nx}}$$

$$\beta = \frac{2200}{2200}$$

$$\beta = 1,0$$

Berdasarkan nilai β , koefisien momen dan fraksi beban pada arah x dan y dapat dihitung sebagai berikut:

- Koefisien momen tumpuan X : $M_x^- = \frac{w_u l_{nx}^2}{22}$
- Koefisien momen tumpuan Y : $M_y^- = \frac{w_u l_{ny}^2}{22}$
- Koefisien momen lapangan X : $M_x^+ = \frac{w_u l_{nx}^2}{42}$
- Koefisien momen lapangan Y : $M_y^+ = \frac{w_u l_{ny}^2}{42}$
- Fraksi beban arah x : $\alpha_x = 0,5$
- Fraksi beban arah y : $\alpha_y = 0,5$
- Momen Negatif Arah X (Tumpuan)

$$M_{ux}^- = \frac{w_u l_{nx}^2}{22}$$

$$M_{ux}^- = \frac{14,912 \left(\frac{2200}{1000} \right)^2}{22}$$

$$M_{ux}^- = 3,28 \text{ kNm}$$

- Momen Positif Arah X (Lapangan)

$$M_{ux}^+ = \frac{w_u l_{nx}^2}{42}$$

$$M_{ux}^+ = \frac{14,912 \left(\frac{2200}{1000} \right)^2}{42}$$

$$M_{ux}^+ = 1,718 \text{ kNm}$$

- Momen Negatif Arah Y (Tumpuan)

$$M_{uy}^- = \frac{w_u l_{ny}^2}{22}$$

$$M_{uy}^- = \frac{14,912 \left(\frac{2200}{1000} \right)^2}{22}$$

$$M_{uy}^- = 3,28 \text{ kNm}$$

- Momen Positif Arah Y (Lapangan)

$$M_{uy}^+ = \frac{w_u l_{nx}^2}{42}$$

$$M_{uy}^+ = \frac{14,912 \left(\frac{2200}{1000} \right)^2}{42}$$

$$M_{uy}^+ = 1,718 \text{ kNm}$$

- Gaya Geser Ultimit Arah X

$$V_{ux} = \frac{\alpha_y q_u l_{nx}}{2} \geq \frac{q_u l_{nx}}{4}$$

$$V_{ux} = \frac{0,5(14,912) \left(\frac{2200}{1000} \right)}{2} \geq \frac{14,912 \left(\frac{2200}{1000} \right)}{4}$$

$$V_{ux} = 8,202 \text{ kNm}$$

- Gaya Geser Ultimit Arah Y

$$V_{uy} = \frac{\alpha_y q_u l_{ny}}{2} \geq \frac{q_u l_{ny}}{4}$$

$$V_{uy} = \frac{0,5(14,912) \left(\frac{2200}{1000} \right)}{2} \geq \frac{14,912 \left(\frac{2200}{1000} \right)}{4}$$

$$V_{uy} = 8,202 \text{ kNm}$$

➤ Tinggi Efektif Pelat

- Arah X

$$d_x = h - c_c - \frac{d_{bx}}{2}$$

$$d_x = 140 - 20 - \frac{13}{2}$$

$$d_x = 113,5 \text{ mm}$$

- Arah Y

$$d_y = h - c_c - \frac{d_{by}}{2}$$

$$d_y = 140 - 20 - 13 - \frac{13}{2}$$

$$d_y = 100,5 \text{ mm}$$

➤ Kapasitas Geser Beton

- Kapasitas Geser Beton

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi V_c = (0,75) 0,17 (1,0) \sqrt{30} (1000) (113,5)$$

$$\phi V_c = 79262,30 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 79,262 \text{ kN}$$

- Cek $V_{ux} \leq \phi V_c$

$$V_{ux} \leq \phi V_c$$

$$8,202 \leq 79,262 \text{ (aman terhadap geser)}$$

- Cek $V_{uy} \leq \phi V_c$

$$V_{uy} \leq \phi V_c$$

$$8,202 \leq 79,262 \text{ (aman terhadap geser)}$$

➤ Koefisien Tahanan Lentur dan Rasio Tulangan

- Koefisien Tahanan Arah X

- Koefisien Tahanan Lentur pada Tumpuan

$$k_x^- = \frac{M_{ux}^-}{\phi b d_x^2}$$

$$k_x^- = \frac{3,28 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k_x^- = 0,283$$

- Koefisien Tahanan Lentur pada Lapangan

$$k_x^+ = \frac{M_{ux}^+}{\phi b d_x^2}$$

$$k_x^+ = \frac{1,718 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k_x^+ = 0,148$$

- Koefisien Tahanan Arah Y

- Koefisien Tahanan Lentur pada Tumpuan

$$k_y^- = \frac{M_{uy}^-}{\phi b d_y^2}$$

$$k_y^- = \frac{3,28 \times 10^6}{(0,9)(1000)(100,5)^2}$$

$$k_y^- = 0,361$$

- Koefisien Tahanan Lentur pada Lapangan

$$k_y^+ = \frac{M_{uy}^+}{\phi b d_y^2}$$

$$k_y^+ = \frac{1,718 \times 10^6}{(0,9)(1000)(100,5)^2}$$

$$k_y^+ = 0,189$$

➤ Rasio Tulangan Arah X

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_x^- = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k_x^-}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_x^- = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,283)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_x^- = 0,000677$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_x^+ = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k_x^+}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_x^+ = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,148)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_x^+ = 0,000354$$

➤ Rasio Tulangan Arah Y

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_y^- = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k_y^-}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_y^- = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,361)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_y^- = 0,000865$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_y^+ = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k_y^+}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_y^+ = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,189)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_y^+ = 0,000452$$

➤ Rasio Tulangan Maksimum

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} = 0,836$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y}$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36(30)(0,836)}{420}$$

$$\rho_{maks} = 0,0215$$

➤ Rasio Tulangan Maksimum

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} = 0,836$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y}$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36(30)(0,836)}{420}$$

$$\rho_{maks} = 0,0215$$

➤ Luas Tulangan Lentur

- Luas Tulangan Lentur Arah X

- Luas Tulangan Pada Tumpuan

$$A_{s_x}^- = \rho_x^- b d_x$$

$$A_{s_x}^- = 0,000677(1000)(113,5)$$

$$A_{s_x}^- = 76,888 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Pada Lapangan

$$A_{s_x}^+ = \rho_x^+ b d_x$$

$$A_{s_x}^+ = 0,000354(1000)(113,5)$$

$$A_{s_x}^+ = 40,172 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Arah Y

- Luas Tulangan Pada Tumpuan

$$A_{s_y}^- = \rho_y^- b d_y$$

$$A_{s_y}^- = 0,000865(1000)(100,5)$$

$$A_{s_y}^- = 86,97 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Pada Lapangan

$$A_{s_y}^+ = \rho_y^+ b d_y$$

$$A_{s_y}^+ = 0,000452(1000)(100,5)$$

$$A_{s_y}^+ = 45,4 \text{ mm}^2$$

➤ Luas Tulangan Lentur Minimum

Karena mutu baja yang digunakan adalah baja dengan mutu $f_y = 420$ MPa. Maka luas tulangan minimum diambil terbesar antara 2 persamaan berikut:

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140)\right)$$

$$A_{s_min} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_min} = 252 \text{ mm}^2$$

Karena hasil perhitungan A_{s_req} lebih kecil dari A_{s_min} maka digunakan A_{s_min} sebagai kebutuhan luasan tulangan perlu ($A_s = 252 \text{ mm}^2$)

➤ Jarak Tulangan Dipasang

- Jarak Tulangan Lentur Arah X

- Jarak Tulangan Pada Tumpuan

$$s_x^- = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{bx}^2 b}{A_{s_x}^-}$$

$$s_x^- = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{252}$$

$$s_x^- = 526,715 \text{ mm}$$

- Jarak Tulangan Pada Lapangan

$$s_x^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{bx}^2 b}{A_{s_x}^+}$$

$$s_x^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{252}$$

$$s_x^+ = 526,715 \text{ mm}$$

- Jarak Tulangan Lentur Arah Y

- Jarak Tulangan Pada Tumpuan

$$s_y^- = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{by}^2 b}{A_{s_y}^-}$$

$$s_y^- = \frac{\frac{1}{4}\pi(13)^2(1000)}{252}$$

$$s_y^- = 526,715 \text{ mm}$$

- Jarak Tulangan Pada Lapangan

$$s_y^+ = \frac{\frac{1}{4}\pi d_{by}^2 b}{A_{s_y}^+}$$

$$s_y^+ = \frac{\frac{1}{4}\pi(13)^2(1000)}{252}$$

$$s_y^+ = 526,715 \text{ mm}$$

- Jarak Tulangan Maksimum

$$s_{maks} = \max(3h ; 450 \text{ mm})$$

$$s_{maks} = \max[3(140); 450 \text{ mm}]$$

$$s_{maks} = \max[420 \text{ mm} ; 450 \text{ mm}]$$

$$s_{maks} = 420 \text{ mm (diambil nilai terkecil)}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa jarak tulangan yang dibutuhkan pada setiap arah pada daerah tumpuan ataupun lapangan melebihi dari batasan spasi maksimum. Maka dari itu, digunakan tulangan lentur D13-400 pada daerah tumpuan arah X, Y, dan pada daerah lapangan arah X, Y.

- Cek Apakah Penampang Terkontrol Tarik

Pengecekan rasio tulangan perlu dilakukan kembali karena dengan jarak tulangan yang lebih rapat, maka luas tulangan yang terpasang akan semakin besar sehingga mengakibatkan regangan pada tulangan akan semakin kecil.

- Luas Tulangan Maksimum

$$A_{s_{maks}} = \rho_{maks} bd$$

$$A_{s_{maks}} = 0,0215 (1000)(113,5)$$

$$A_{s_{maks}} = 2440,25 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Tumpuan X

$$A_{s_use_x}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{bx}^2 b}{s_x^-}$$

$$A_{s_use_x}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{400}$$

$$A_{s_use_x}^- = 331,83 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Lapangan X

$$A_{s_use_x}^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{bx}^2 b}{s_x^+}$$

$$A_{s_use_x}^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{400}$$

$$A_{s_use_x}^+ = 331,83 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Tumpuan Y

$$A_{s_use_y}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{by}^2 b}{s_y^-}$$

$$A_{s_use_y}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{400}$$

$$A_{s_use_y}^- = 331,83 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Lapangan Y

$$A_{s_use_y}^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{by}^2 b}{s_y^+}$$

$$A_{s_use_y}^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{400}$$

$$A_{s_use_y}^+ = 331,83 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luas tulangan yang digunakan pada daerah tumpuan dan lapangan masih lebih kecil dari luas tulangan maksimum. Maka dari itu, penampang masih dalam kondisi terkontrol tarik.

➤ Luas Tulangan Susut dan Spasi Tulangan Susut

- Luas Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140)\right)$$

$$A_{s_min} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_min} = 252 \text{ mm}^2$$

- Spasi Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{b_susut}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (10)^2 (1000)}{252}$$

$$s = 311,666 \text{ mm}$$

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

- Spasi Tulangan Maksimum

$$s_{maks} = \min(5h; 450 \text{ mm})$$

$$s_{maks} = \min[(5(140)); 450 \text{ mm}]$$

$$s_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa spasi tulangan susut yang digunakan pada tumpuan dan lapangan kurang dari spasi maksimum, maka dari itu digunakan spasi untuk tulangan susut di daerah tumpuan dan lapangan sebesar 300 mm (D10-300).

Berikut adalah rekapitulasi jumlah tulangan yang dipakai untuk setiap jenis pelat:

Tabel 2.8.12 Rekapitulasi Penulangan Pelat Dua Arah

Tipe Pelat	$A_{sx}^- \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{sx}^+ \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{sy}^- \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{sy}^+ \text{ (mm}^2\text{)}$	Tulangan Lentur Tumpuan		Tulangan Lentur Lapangan		Tulangan Susut
					X	Y	X	Y	
C	18,63827	9,757781	21,05706	11,02213	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
E	18,63827	9,757781	21,05706	11,02213	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300

G1	76,88774	40,17175	86,96878	45,40479	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
G2	34,62471	18,11717	39,13076	20,46812	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
K1	43,0673	33,10469	91,59918	41,70211	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
K2	43,0673	33,10469	91,59918	41,70211	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
L	120,5208	62,87221	136,4459	71,09521	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
M	23,56676	18,12111	50,02322	22,81668	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
O1	61,56402	47,30778	131,1921	59,62008	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
O2	61,56402	47,30778	131,1921	59,62008	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300
V	21,26656	11,13276	24,0277	12,57562	D13-400	D13-400	D13-400	D13-400	D10-300

2.9 Perancangan Balok

Perancangan elemen balok dalam bab ini diawali dengan penjabaran analisis kekuatan penampang yang meliputi ketentuan penulangan lentur, geser, dan torsi mengacu pada standar SNI 2847:2019. Ketentuan-ketentuan tersebut selanjutnya diterapkan pada perancangan balok induk dan balok anak. Balok induk mengikuti aturan SRPMK untuk menjamin daktilitas dan ketahanan struktur terhadap gempa. Balok anak didesain untuk memikul beban gravitasi serta memenuhi batas kemampuan layan.

2.9.1 Perencanaan Penulangan Lentur

Penulangan lentur balok beton bertulang didasarkan pada prinsip kompatibilitas regangan dan kesetimbangan gaya. Sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1, prinsip yang digunakan menyatakan bahwa penampang bidang akan tetap datar setelah mengalami deformasi lentur, yang berarti regangan pada beton dan baja tulangan berbanding lurus dengan jaraknya dari sumbu netral. Dalam kondisi batas ultimit, keruntuhan penampang dianggap terjadi ketika serat beton terluar pada sisi tekan mencapai regangan tekan maksimum yang diizinkan sesuai SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.1. Nilai batas regangan ini ditetapkan sebesar 0,003.

Berdasarkan prinsip kompatibilitas regangan tersebut, besarnya regangan yang terjadi pada baja tulangan tarik (ϵ_s) dapat ditentukan melalui hubungan segitiga sebangun terhadap kedalaman sumbu netral (c) dan tinggi efektif balok (d). Hubungan regangan tersebut dirumuskan sebagai:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} \quad (2.9.1)$$

Untuk menyederhanakan perhitungan gaya tekan pada beton, distribusi tegangan tekan beton aktual yang berbentuk parabola non-linier dimodelkan menggunakan blok tegangan persegi ekuivalen (*Whitney Stress Block*) sesuai SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4. Dalam model ini, tegangan tekan beton dianggap terdistribusi merata dengan $0,85f_c$ yang bekerja pada daerah tekan efektif setinggi a . Hubungan antara tinggi blok tekan dan kedalaman sumbu netral (c) ditentukan dengan persamaan:

$$a = \beta_1 c \quad (2.9.2)$$

β_1 ditentukan berdasarkan mutu beton yang digunakan. Penentuan β_1 ditentukan berdasarkan Tabel 2.8.5.

Kekuatan momen nominal (M_n) dihitung berdasarkan keseimbangan gaya horizontal sesuai SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.1, di mana resultan gaya tekan beton (C_c) harus seimbang dengan resultan gaya tarik baja (T_s).

$$0,85f'_c ab = A_s f_y \quad (2.9.3)$$

Dari persamaan keseimbangan di atas, kedalaman blok tekan ekuivalen (a) dapat ditentukan.

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} \quad (2.9.4)$$

Setelah parameter blok tekan diketahui, momen nominal dihitung dengan mengalikan gaya tarik baja terhadap lengan momen internal, yaitu jarak vertikal antara pusat berat tulangan tarik ke pusat berat blok tekan beton ($d - a/2$).

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.9.5)$$

Luas tulangan tarik minimum ($A_{s,min}$) harus disediakan. Berdasarkan Pasal 9.6.1.2, luas tulangan tarik minimum pada setiap penampang tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara dua persamaan (2.9.6) dan persamaan (2.9.7). Luas tulangan maksimum juga perlu diatur sesuai dengan persamaan (2.9.8) agar penampang tetap dalam terkondisi tarik. Jika luas tulangan melebihi luas tulangan maksimum, maka alok harus didesain dengan tulangan rangkap.

$$A_{s_{min_1}} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (2.9.6)$$

$$A_{s_{min_2}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad (2.9.7)$$

$$A_{s_{maks}} = \frac{0,375 \beta_1 f'_c b d}{f_y} \quad (2.9.8)$$

2.9.2 Perencanaan Penulangan Geser

Kekuatan geser nominal (V_n) pada beton bertulang merupakan kombinasi dari dua komponen utama sesuai Pasal 22.5.1.1, yaitu kontribusi kekuatan geser beton (V_c) dan kontribusi kekuatan geser tulangan baja (V_s).

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.9.9)$$

Untuk meminimalisir terjadinya keruntuhan diagonal tekan pada beton dan membatasi terjadinya keretakan berlebih, dimensi penampang komponen struktur harus dibatasi. Berdasarkan Pasal 22.5.1.2, ukuran dimensi untuk desain penampang harus memenuhi persamaan batas maksimum kekuatan geser nominal sebagai berikut.

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,066\sqrt{f'_c} b_w d) \quad (2.9.10)$$

Pasal 22.5.5.1 merumuskan kontribusi kekuatan geser beton (V_c) untuk komponen non prategang tanpa gaya aksial sesuai dengan persamaan (2.9.11). Namun, apabila komponen struktur

non-prategang juga memikul gaya aksial tekan, kekuatan geser beton akan meningkat karena adanya pengekanan terhadap retak. Untuk kondisi ini, V_c harus dihitung menggunakan persamaan persamaan (2.9.12) sesuai Pasal 22.5.6.1 SNI 2847:2019.

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.9.11)$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.9.12)$$

Dimana N_u adalah gaya aksial terfaktor dan A_g adalah luas penampang bruto beton.

Apabila beban geser terfaktor (V_u) lebih dari kapasitas geser beton tereduksi (ϕV_c), tulangan geser transversal (V_s) perlu dihitung. Pengecekan ini dilakukan sesuai dengan persamaan (2.9.13). Perencanaan tulangan geser transversal didasarkan pada Pasal 22.5.10.5.3 yang dapat dilihat pada persamaan (2.9.14).

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.9.13)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.9.14)$$

Tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) harus dihitung pada semua penampang di mana $V_u > 0,5 \phi V_c$ untuk mencegah keruntuhan geser mendadak saat retak miring terbentuk. Sesuai Pasal 9.6.3.3, luas minimum sengkang yang harus terpasang adalah nilai terbesar dari persamaan (2.9.15) dan persamaan (2.9.16).

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0,062 \frac{\sqrt{f'_c} b_w}{f_{yt}} \quad (2.9.15)$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0,35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.9.16)$$

Spasi maksimum tulangan geser diatur pada Pasal 9.7.6.2.2 SNI 2847:2019. Pasal ini menjelaskan bahwa untuk balok nonprategang dengan nilai V_s lebih kecil persamaan (2.9.17)

diambil spasi maksimum dari nilai terkecil antara $d/2$ atau 600 mm. Jika nilai V_s lebih besar dari persamaan (2.9.17) diambil spasi maksimum dari nilai terkecil antara $d/4$ atau 300 mm.

$$V_c = 0,33\sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.9.17)$$

2.9.3 Perencanaan Penulangan Torsi

Torsi dapat diabaikan dalam desain hanya jika momen torsi terfaktor (T_u) tidak melampaui ambang batas torsi tereduksi (ϕT_{th}). Sebagaimana dijelaskan pada Pasal R22.7.1, Momen torsi yang tidak melampaui batas ambang torsi tereduksi tidak akan mengakibatkan penurunan kapasitas lentur maupun geser yang signifikan sehingga dapat diabaikan. Batas ambang torsi tereduksi untuk komponen penampang solid non prategang dapat ditentukan melalui persamaan (2.9.18).

$$\phi T_{th} = \phi 0,083\sqrt{f'_c} \left(\frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} \right) \quad (2.9.18)$$

Berdasarkan Pasal 22.7.7, dimensi penampang balor bertulang perlu dibatasi untuk mereduksi retak berlebihan dan meminimalisir potensi hancurnya permukaan beton akibat tegangan tekan miring yang disebabkan oleh geser dan torsi. Pasal 22.7.7.1a memberi batasan penampang untuk penampang solid yang dapat dilihat pada persamaan (2.9.19). lebih lanjut dijelaskan pada pasal R22.7.7.1, kedua variabel pada ruas kiri pada persamaan (2.9.19) merupakan hasil resultan dari tegangan geser yang disebabkan oleh torsi dan geser. Hasil resultan tegangan geser ini tidak boleh melebihi tegangan yang menyebabkan retak geser ditambah $0,66\sqrt{f'_c}$ pada ruas kanan persamaan (2.9.19).

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7(A_{oh})^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c} \right) \quad (2.9.19)$$

Berdasarkan Pasal 9.5.4.3, luas tulangan sengkang total merupakan hasil dari luas tulangan yang diperlukan untuk geser dan luas tulangan yang diperlukan untuk torsi. Luas sengkang untuk geser dihitung sebagai luas total dari semua kaki sengkang, sedangkan luas sengkang untuk torsi dalam Pasal 22.7.6.1 didefinisikan sebagai luas satu kaki sengkang tertutup. Oleh karena itu, dalam perhitungan total luas tulangan transversal per satuan jarak, nilai A_t/s harus dikalikan dua sebelum dijumlahkan dengan A_v/s sesuai dengan persamaan (2.9.20).

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \quad (2.9.20)$$

Berdasarkan Pasal 22.7.6.1, nilai A_t/s dapat dihitung sesuai dengan persamaan (2.9.22).

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (2.9.21)$$

Sehingga,

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cot \theta} \quad (2.9.22)$$

Torsi juga mensyaratkan adanya tambahan luas tulangan longitudinal didistribusikan secara merata di sekeliling perimeter dalam sengkang tertutup. Sesuai Pasal 22.7.6.1, kebutuhan tambahan luas tulangan longitudinal ini dihitung berdasarkan jumlah sengkang torsi yang digunakan.

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta \quad (2.9.23)$$

Pasal 9.6.4.3 mengatur bahwa total luas tulangan longitudinal tambahan untuk torsi tidak boleh kurang dari nilai minimum yang dihitung dengan persamaan (2.9.24).

$$A_{l_min} = 0,42\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (2.9.24)$$

2.9.4 Perencanaan Penulangan Balok Induk

Perencanaan balok induk pada sistem rangka pemikul momen khusus bertujuan untuk memastikan pembentukan sendi plastis pada ujung-ujung balok. Pembentukan sendi plastis pada ujung-ujung balok bertujuan agar mekanisme kegagalan terjadi terlebih dahulu pada balok dibandingkan kolom. Sebelum dilakukan perhitungan penulangan, dimensi balok harus memenuhi persyaratan-persyaratan yang sebelumnya sudah ditentukan pada *preliminary design* balok induk.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.1, zona sendi plastis ditetapkan sepanjang dua kali tinggi balok ($2h$) yang diukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah bentang. Pada zona ini, pendetailan sengkang sangat perlu diperhatikan. Aturan mengenai pendetailan sengkang diatur sesuai Pasal 25.3.4. Berdasarkan pasal ini, kait gempa didefinisikan sebagai kait dengan sudut bengkokan minimal 135 derajat yang diperpanjang sepanjang minimum $6d_b$ namun tidak kurang dari 75 mm. Spasi sengkang di zona plastis dibatasi sesuai Pasal 18.6.4.4, dimana jarak antar sengkang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari seperempat tinggi efektif ($d/4$), enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil, atau 150 mm. Rumusan batasan spasi maksimum tersebut dapat dilihat pada persamaan (2.9.25).

$$s_{max} = \min\left(\frac{d}{4}; 6d_{b,min}, 150 \text{ mm}\right) \quad (2.9.25)$$

Di luar zona sendi plastis, sengkang dengan kait gempa harus tetap dipasang sepanjang sisa bentang balok dengan spasi tidak melebihi $d/2$ sesuai Pasal 18.6.4.6.

Sambungan lewatan juga diatur sesuai dengan Pasal 18.6.3.3. berdasarkan pasal tersebut, sambungan lewatan tulangan longitudinal dilarang ditempatkan di dalam *joint*, di dalam zona sendi plastis ($2h$ dari muka kolom), maupun di daerah lain yang berpotensi mengalami leleh lentur. Sambungan lewatan hanya diizinkan di luar lokasi tersebut dan wajib terdapat sengkang di sepanjang panjang sambungan dengan spasi tidak melebihi nilai terkecil dari $d/4$ atau 100 mm.

Pada perencanaan tulangan longitudinal, ditetapkan batasan momen minimum sesuai dengan Pasal 18.6.3.2. Pada setiap muka hubungan balok-kolom, kekuatan momen nominal positif harus direncanakan tidak kurang dari setengah kekuatan momen nominal negative sesuai persamaan (2.9.26). Selain itu, kekuatan momen positif maupun negatif di sebarang penampang di sepanjang bentang balok tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen nominal maksimum yang terdapat pada muka kedua joint balok tersebut sesuai persamaan (2.9.27).

$$M_n^+ \geq 0,5M_n^- \quad (2.9.26)$$

$$M_{n,x} \geq 0,25M_{n,max} \quad (2.9.27)$$

Balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah, dan rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,025 baik untuk tulangan tarik maupun tekan sesuai Pasal 18.6.3.1.

Pada perhitungan kekuatan geser pada balok SRPMK, perlu dihitung gaya geser desain (V_e) berdasarkan kapasitas momen probabel (M_{pr}) dari balok sesuai Pasal 18.6.5.1. Momen probabel adalah kekuatan lentur balok pada saat sendi plastis terbentuk. Momen probabel pada kondisi ini dihitung dengan tegangan tarik baja sebesar $1,25f_y$ untuk memperhitungkan kondisi pada saat *strain hardening*. Perhitungan M_{pr} dilakukan dengan persamaan (2.9.28).

$$M_{pr} = A_s(1,25f_y) \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \quad (2.9.28)$$

Dimana tinggi blok tegangan beton saat tulangan mengalami *strain hardening* dihitung sesuai dengan persamaan (2.9.29).

$$a_{pr} = \frac{A_s(1,25f_y)}{0,85f'_c b} \quad (2.9.29)$$

Gaya geser desain dihitung berdasarkan keseimbangan momen pada kedua ujung balok ditambah reaksi akibat beban gravitasi terfaktor (1.2D + 1.0L) di sepanjang bentang sesuai dengan persamaan (2.9.30).

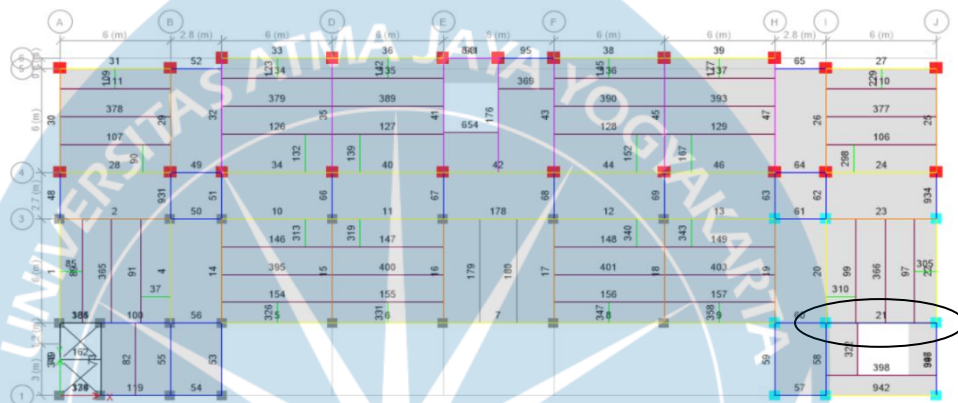
$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2} \quad (2.9.30)$$

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan geser di zona sendi plastis, kontribusi kekuatan geser beton diabaikan ($V_c = 0$) jika gaya geser akibat gempa memiliki besar setidaknya setengah atau lebih dari kuat geser perlu maksimum dan gaya tekan aksial terfaktor kurang dari $A_g f'_c / 20$

Perancangan penulangan untuk setiap tipe balok dilakukan dengan meninjau elemen yang mengalami kondisi pembebanan paling besar dalam kelompok tersebut. Penulangan balok diidentifikasi terhadap balok yang memikul momen lentur lapangan positif terbesar ($M_{u,lap}^+$), momen lentur tumpuan positif terbesar ($M_{u,tump}^+$), balok dengan momen lentur negatif terbesar ($M_{u,tump}^-$), balok yang menahan gaya geser terbesar ($V_{u,max}$), dan balok dengan torsi ($T_{u,max}$) terbesar. Perhitungan kebutuhan tulangan dilakukan secara terpisah untuk masing-masing kondisi tersebut. Desain akhir kemudian ditetapkan dengan menggunakan komposisi tulangan terbesar dari seluruh tinjauan, sehingga detail penulangan yang dihasilkan mampu menahan gaya

dalam maksimum yang mungkin terjadi pada setiap elemen dalam tipe balok tersebut.

Berikut disajikan contoh perhitungan penulangan balok induk SRPMK. Elemen yang ditinjau adalah balok tipe B1 dengan panjang bentang 6000 mm. Balok yang ditinjau merupakan balok yang memiliki momen torsi terbesar pada balok tipe B1 dengan label *unique name* 21 jika dilihat pada ETABS. Lokasi balok yang ditinjau disajikan pada Gambar 2.9.1.



Gambar 2.9.1 Lokasi Balok Tinjauan *Unique Name* 21

➤ Data Geometri dan material

- Tinggi balok (h) : 600 mm
- Lebar balok (b) : 400 mm
- Dimensi Kolom Penumpu ($c_1 \times c_2$) : 600 mm x 600 mm
- Tebal Selimut Beton (c_c) : 40 mm
- Kuat tekan beton (f'_c) : 30 MPa
- Kuat Leleh Tulangan Utama (f_y) : 420 MPa
- Kuat Leleh Tulangan Sengkang (f_{yt}) : 420 MPa
- Diameter tulangan longitudinal (d_b) : 25 mm
- Diameter tulangan transversal (d_s) : 13 mm

➤ Rekapitulasi Gaya Dalam

Gaya-gaya dalam rencana yang akan digunakan pada perhitungan penulangan balok induk direkapitulasi sebagai berikut.

Tabel 2.9.1 Gaya-gaya Dalam pada Balok *Unique Name 21*

Parameter Gaya Dalam	Notasi	Satuan	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Momen Negatif	M_u^-	kNm	355.8	-	314.33
Momen Positif	M_u^+	kNm	40.17	233.93	51.76
Geser Terfaktor	V_u	kN	374.3	348.05	249.7
Geser Gravitasi (1,2D+1,0L)	V_g	kN	277.05	-	178.62
Momen Torsi Terfaktor	T_u	kNm	35.03		
Gaya Aksial Terfaktor	P_u	kN	13.31		

➤ Pengecekan Syarat Geometri

- Pengecekan Batasan Gaya Aksial

$$P_u \leq 0,1 f_c' A_g$$

$$13310 \text{ N} \leq 0,1 \times 30 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$$

$$13310 \text{ N} \leq 720000 \text{ N (Memenuhi)}$$

- Pengecekan Bentang Bersih

- Menghitung tinggi efektif (d)

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d = 534,5 \text{ mm}$$

- Menghitung Bentang Bersih (L_n)

$$L_n = L - \frac{c_1}{2} - \frac{c_2}{2}$$

$$L_n = 6000 - \frac{600}{2} - \frac{600}{2}$$

$$L_n = 5400 \text{ mm}$$

- Cek $L_n \geq 4d$

$$L_n \geq 4d$$

$$5400 \geq 4 \times 534,5$$

$$5400 \geq 2138$$

$L_n \geq 4d$ sehingga syarat bentang bersih terpenuhi.

➤ Perencanaan Penulangan Lentur

Perancangan tulangan tumpuan dilakukan dengan mengambil nilai gaya dalam maksimum antara tumpuan kiri dan tumpuan kanan. Berdasarkan rekapitulasi gaya dalam, momen negatif terbesar yang bekerja pada balok adalah sebesar 355,8 kNm terjadi di tumpuan kiri. Sesuai persyaratan SRPMK, kapasitas momen positif pada muka tumpuan harus disediakan tidak kurang dari setengah kapasitas momen negatif terbesar tersebut. Perhitungan batas minimum kekuatan momen positif adalah

$$M_{n,min}^+ = 0,5 \times 355,8 = 177,9 \text{ kNm}$$

Dari hasil analisis struktur, momen positif terbesar di daerah tumpuan adalah sebesar 51,76 kNm. Karena nilai momen positif hasil analisis lebih kecil dari batas minimum, maka desain tulangan bawah pada seluruh tumpuan balok ditingkatkan menjadi 177,9 kNm.

Berikutnya juga dilakukan pengecekan terhadap momen di sepanjang bentang. Batas kekuatan minimum di sembarang penampang ditetapkan sebesar seperempat dari momen maksimum yang terjadi. Dengan momen maksimum balok sebesar 355,8 kNm, maka batas kekuatan minimum di seluruh bentang adalah:

$$M_{n,x} \geq 0,25 \times 355,8 = 88,95 \text{ kNm}$$

Berdasarkan data gaya dalam, momen positif yang bekerja di daerah Lapangan adalah sebesar 233,93 kNm sehingga memenuhi persyaratan yang ada.

Untuk momen negatif yang bekerja di daerah Lapangan, diambil nilai batas minimum momen sebesar 88,95 kNm.

Tabel berikut merangkum nilai momen yang akan digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan.

Tabel 2.9.2 Momen Desain Rencana dengan Balok *Unique Name 21*

Lokasi Peninjauan	Jenis Momen	Momen Desain (Mu)	Satuan
Tumpuan	Negatif	355,80	kNm
	Positif	177,90	kNm
Lapangan	Positif	233,93	kNm
	Negatif	88,95	kNm

Contoh perhitungan penulangan lentur berikut disajikan untuk kondisi momen negatif tumpuan. Hasil perancangan untuk kondisi gaya dalam lainnya dirangkum pada Tabel 2.9.2.

- Menghitung Nilai a

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}}$$

$$a = 534,5 - \sqrt{(534,5)^2 - \frac{2 \times 355,80 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 30 \times 400}}$$

$$a = 78,24 \text{ mm}$$

- Menghitung Nilai β_1

Berdasarkan Tabel 2.8.5, untuk $f'_c = 30 \text{ MPa}$, dihitung β_1 sesuai persamaan berikut.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,836$$

- Menghitung Nilai c

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{78,24}{0,836}$$

$$c = 93,62 \text{ mm}$$

- Cek Syarat Keruntuhan Tarik

$$c_{maks} = \frac{3}{8}d$$

$$c_{maks} = \frac{3}{8} \times 534,5$$

$$c_{maks} = 200,438 \text{ mm}$$

Nilai c yang sudah dihitung sebelumnya lebih kecil dari c_{maks} sehingga digunakan nilai $\phi = 0,9$.

- Menghitung A_{sreq}

$$A_{sreq} = \frac{0,85f'_c ab}{f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85 \times 30 \times 78,24 \times 400}{420}$$

$$A_{sreq} = 1900,095 \text{ mm}^2$$

- Menghitung Jumlah Tulangan Yang Diperlukan

$$n = \frac{A_{sreq}}{A_{s1 \text{ tulangan}}}$$

$$n = \frac{1900,95}{\frac{1}{4}\pi(25)^2}$$

$$n = 3,871 \approx 4$$

- Menghitung Luas Tulangan Terpasang

$$A_{suse} = n \times A_{s1 \text{ tulangan}}$$

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

$$A_{suse} = 1963,50 \text{ mm}^2$$

- Pengecekan Luas Tulangan Minimum dan Maksimum

$$A_{smin} = \max\left(\frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d; \frac{1,4}{f_y} b_w d\right)$$

$$A_{smin} = \max\left(\frac{0,25\sqrt{30}}{420} (400)(534,5); \frac{1,4}{420} (400)(534,5)\right)$$

$$A_{smin} = \max(697,04; 712,67)$$

$$A_{smin} = 712,67 \text{ mm}^2$$

$$A_{smaks} = 0,025bd$$

$$A_{smaks} = 0,025(400)(534,5)$$

$$A_{smaks} = 5345 \text{ mm}^2$$

Nilai A_{suse} berada di antara batas minimum dan maksimum ($712,67 \text{ mm}^2 < 1963,50 \text{ mm}^2 < 5345 \text{ mm}^2$) maka luas tulangan yang digunakan memenuhi syarat.

- Pengecekan Jarak Bersih Tulangan Longitudinal

SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1, spasi bersih di antara batang tulangan yang sejajar dalam satu lapisan harus direncanakan agar tidak kurang dari nilai terbesar di antara tiga parameter berikut: 25 mm, diameter nominal batang tulangan (d_b), atau empat pertiga dari ukuran nominal maksimum agregat kasar (d_{agg})

$$s_{min} = \max\left(25 \text{ mm}; d_b; \frac{4}{3} d_{agg}\right)$$

$$s_{min} = \max\left(25 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; \frac{4}{3} \times 25 \text{ mm}\right)$$

$$s_{min} = \max(25 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 33,33 \text{ mm})$$

$$s_{min} = 33,33 \text{ mm}$$

Spasi tulangan maksimum diatur pada pasal 24.3.2 SNI 2847:2019.

$$s_{max} = \min \left(380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c; 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \right)$$

$$s_{max} = \min \left(380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}(420)} \right) - 2,5(40); 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}(420)} \right) \right)$$

$$s_{max} = \min(280 \text{ mm}; 300 \text{ mm})$$

$$s_{max} = 280 \text{ mm}$$

Tulangan dipasang satu lapis dengan jumlah tulangan pada lapis tersebut 4.

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

$$s = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25}{4 - 1}$$

$$s = 64,67 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, jarak bersih antar tulangan longitudinal yang terpasang adalah sebesar 64,67 mm. Spasi ini berada diantara spasi minimum dan spasi maksimum yang sudah ditentukan, sehingga pemasangan tulangan memenuhi syarat spasi maksimum dan minimum yang ada.

Berikut disajikan hasil perhitungan perencanaan tulangan lentur pada balok tipe B1 dengan tinjauan pada balok dengan torsi terbesar.

Tabel 2.9.3 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Terpasang pada Balok *Unique Name 21*

Tinjauan	Momen Desain (kNm)	a (mm)	c (mm)	c _{max} (mm)	A _{s_{req}} (mm ²)	Tulangan Terpasang
Tumpuan Negatif	355,80	78,24	93,62	200,44	1900,10	4D25
Tumpuan Positif	177,90	37,57	44,96	200,44	912,59	2D25

Lapangan Positif	233,93	50,01	59,85	200,44	1214,67	3D25
Lapangan Negatif	88,95	18,45	22,07	200,44	447,99	2D25

➤ Perencanaan Penulangan Geser

• Menghitung Momen Probabel (M_{pr})

Untuk menentukan gaya geser desain, momen probabel perlu dihitung pada kedua tumpuan balok berdasarkan tulangan terpasang yang sebelumnya sudah dihitung pada perencanaan penulangan lentur. Perlu dihitung momen probabel positif (M_{pr}^+) dan momen probabel negatif (M_{pr}^-).

- Menghitung a_{pr}^+

$$a_{pr}^+ = \frac{A_{s_{use}}(1,25f_y)}{0,85f'_c b}$$

$$a_{pr}^+ = \frac{(981,75) 1,25(420)}{0,85(30)(400)}$$

$$a_{pr}^+ = 50,53 \text{ mm}$$

- Menghitung M_{pr}^+

$$M_{pr}^+ = A_{s_{use}}(1,25f_y) \left(d - \frac{a_{pr}^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (981,75)(1,25 \times 420) \left(534,5 - \frac{50,53}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 262,47 \text{ kNm}$$

- Menghitung a_{pr}^-

$$a_{pr}^- = \frac{A_{s_{use}}(1,25f_y)}{0,85f'_c b}$$

$$a_{pr}^- = \frac{(1963,5) 1,25(420)}{0,85(30)(400)}$$

$$a_{pr}^- = 101,06 \text{ mm}$$

- Menghitung M_{pr}^-

$$M_{pr}^- = A_{s_{use}}(1,25f_y) \left(d - \frac{a_{pr}^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (1963,5)(1,25 \times 420) \left(534,5 - \frac{101,06}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 498,89 \text{ kNm}$$

- Menentukan Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi

Gaya geser akibat beban gravitasi (V_g) ini diperoleh dari hasil analisis struktur menggunakan kombinasi pembebanan 1,2D + 1,0L. Berdasarkan analisis ETABS diketahui nilai V_g pada tumpuan sebelah kiri adalah sebesar 277.05 kN dan pada tumpuan sebelah kanan adalah sebesar 178.62.

- Menghitung Gaya Geser Akibat Gempa

Perhitungan ini mencari gaya geser terbesar saat gempa terjadi pada balok.

- Gaya Geser Akibat Gempa dari Kiri

$$V_{E,kiri} = \frac{M_{pr}^-(kiri) + M_{pr}^+(kanan)}{l_n}$$

$$V_{E,kiri} = \frac{498,89 + 262,47}{5,4}$$

$$V_{E,kiri} = 140,99 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Akibat Gempa dari Kanan

$$V_{E,kanan} = \frac{M_{pr}^-(kanan) + M_{pr}^+(kiri)}{l_n}$$

$$V_{E,kanan} = \frac{498,89 + 262,47}{5,4}$$

$$V_{E,kanan} = 140,99 \text{ kN}$$

- Menghitung Gaya Geser Desain

- Gaya geser desain pada tumpuan kiri akibat gempa dari arah kiri (V_{e1})

$$V_{e1} = V_{g,kiri} - V_{E,kiri}$$

$$V_{e1} = 277,05 - 140,99$$

$$V_{e1} = 136,06 \text{ kN}$$

- Gaya geser desain pada tumpuan kanan akibat gempa dari arah kiri (V_{e2})

$$V_{e2} = V_{g,kanan} + V_{E,kiri}$$

$$V_{e2} = 178,62 + 140,99$$

$$V_{e2} = 319,61 \text{ kN}$$

- Gaya geser desain pada tumpuan kiri akibat gempa dari arah kanan (V_{e1})

$$V_{e1} = V_{g,kiri} + V_{E,kanan}$$

$$V_{e1} = 277,05 + 140,99$$

$$V_{e1} = 418,04 \text{ kN}$$

- Gaya geser desain pada tumpuan kanan akibat gempa dari arah kanan (V_{e2})

$$V_{e2} = V_{g,kiri} - V_{E,kanan}$$

$$V_{e2} = 178,62 - 140,99$$

$$V_{e2} = 37,63 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, Gaya Geser Desain yang digunakan untuk merancang adalah nilai maksimum dari seluruh kemungkinan arah gempa, yaitu sebesar 418,04 kN pada daerah tumpuan.

- Kontrol Kontribusi Geser Beton

Kontribusi kekuatan beton dalam menahan geser harus diabaikan apabila struktur memenuhi dua kondisi yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.2. Kedua kondisi yang mensyaratkan pengabaian V_c adalah sebagai berikut:

- Gaya geser yang ditimbulkan oleh gempa mewakili setengah atau lebih dari total kekuatan geser perlu maksimum.

$$V_e \geq 0,5V_{u,maxx}$$

Gaya geser terjadi ($V_{u,maxx}$) adalah sebesar 374,3 kN sehingga pengecekan dilakukan sebagai berikut.

$$418,04 \geq 0,5 \times 374,3$$

$$418,04 \text{ kN} \geq 187,15 \text{ kN}$$

Berdasarkan pengecekan yang sudah dilakukan, didapatkan hasil bahwa V_e lebih dari setengah V_{u_maks} .

- Gaya tekan aksial terfaktor kurang dari seperdua puluh kapasitas tekan penampang.

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$$

Gaya aksial terjadi ($P_{u,max}$) adalah sebesar 13,31 kN sehingga pengecekan dilakukan sebagai berikut.

$$13,31 < \frac{400 \times 600 \times 30}{20 \times 1000}$$

$$13,31 \text{ kN} < 360 \text{ kN}$$

Berdasarkan pengecekan yang sudah dilakukan, didapatkan hasil bahwa P_u kurang dari $A_g f'_c / 20$.

Berdasarkan hasil verifikasi kekuatan geser, diketahui bahwa gaya geser akibat gempa lebih dari setengah dari kuat geser maksimum, sedangkan gaya aksial terfaktor bernilai kurang dari $A_g f'_c / 20$. Oleh karena itu, sesuai ketentuan SNI 2847:2019, kontribusi kekuatan beton dalam menahan geser diabaikan pada perancangan tulangan sengkang di zona sendi plastis.

- Perencanaan Tulangan Geser pada Zona Sendi Plastis
 - Menghitung Kekuatan Geser Perlu Sengkang

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{418,04}{0,75} - 0$$

$$V_s = 557,39 \text{ kN}$$

- Menghitung A_v/s

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{557,39 \times 10^3}{420 \times 534,5}$$

$$\frac{A_v}{s} = 2,483 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Perencanaan Tulangan Geser di Luar Zona Semdi Plastis

- Menghitung Kapasitas Geser Beton

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

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 534,5$$

$$V_c = 195171,81 \text{ N}$$

$$V_c = 195,17 \text{ kN}$$

- Menghitung Kekuatan Geser Perlu Sengkan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{348,05}{0,75} - 195,17$$

$$V_s = 268,89 \text{ kN}$$

- Menghitung A_v/s

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{268,89 \times 10^3}{420 \times 534,5}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1,198 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

➤ Perencanaan Penulangan Torsi

- Pengecekan Ambang Batas Torsi

- Menghitung A_{cp}

$$A_{cp} = bh$$

$$A_{cp} = 400 \times 600$$

$$A_{cp} = 240000 \text{ mm}^2$$

- Menghitung P_{cp}

$$P_{cp} = 2(b + h)$$

$$P_{cp} = 2(400 + 600)$$

$$P_{cp} = 2000 \text{ mm}$$

- Menghitung ϕT_{th}

$$\phi T_{th} = \phi 0,083 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$\phi T_{th} = (0,75) 0,083 \sqrt{30} \left(\frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$\phi T_{th} = 9,82 \text{ kNm}$$

Momen torsi terjadi sesuai dengan rekapitulasi pada Tabel 2.9.1 adalah sebesar 35,03 kNm. $T_u > \phi T_{th}$ sehingga tulangan torsi perlu diperhitungkan.

- Pengecekan Batas Penampang

- Menghitung x_1

$$x_1 = b - 2 \left(c_c + \frac{d_s}{2} \right)$$

$$x_1 = 400 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right)$$

$$x_1 = 307 \text{ mm}$$

- Menghitung y_1

$$y_1 = h - 2 \left(c_c + \frac{d_s}{2} \right)$$

$$y_1 = 600 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right)$$

$$y_1 = 507 \text{ mm}$$

- Menghitung A_{oh}

$$A_{oh} = x_1 y_1$$

$$A_{oh} = 307 \times 507$$

$$A_{oh} = 155649 \text{ mm}^2$$

- Menghitung P_h

$$P_h = 2(x_1 + y_1)$$

$$P_h = 2(307 + 507)$$

$$P_h = 1628 \text{ mm}$$

- Pengecekan Batasan penampang

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7(A_{oh})^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{348,05 \times 10^3}{(400)(534,5)}\right)^2 + \left(\frac{35,03 \times 10^6(1628)}{1,7(155649)^2}\right)^2}$$

$$\leq 0,75 \left(\frac{195171,81}{(400)(534,5)} + 0,66\sqrt{30} \right)$$

$$2,232 \text{ MPa} \leq 3,410 \text{ MPa}$$

Berdasarkan hasil pengecekan Batasan penampang, persyaratan sesuai SNI 2847:2019 Pasal 22.7.7.1 sudah terpenuhi, sehingga dimensi balok dapat digunakan.

- Perhitungan Tulangan Transversal Torsi (A_t)

- Menghitung A_o

$$A_o = 0,85 A_{oh}$$

$$A_o = 0,85 \times 155649$$

$$A_o = 132302 \text{ mm}^2$$

- Menghitung A_t/s

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cot \theta}$$

Dimana T_n adalah T_u/ϕ

$$T_n = \frac{T_u}{\phi}$$

$$T_n = \frac{35,03}{0,75}$$

$$T_n = 46,71 \text{ kNm}$$

Sehingga,

$$\frac{A_t}{s} = \frac{46,71}{2 \times 132302 \times 420 \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{A_t}{s} = 0,420 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Menghitung Kebutuhan Total Tulangan Transversal di Zona Sendi Plastis

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2 \times 0,420 + 2,483$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 3,323 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Setelah didapatkan kebutuhan luas sengkang tertutup per satuan jarak, dapat dihitung jarak antar sengkang yang dibutuhkan. Dalam perencanaan ini, digunakan konfigurasi sengkang dengan 2 kaki.

$$s_{req} = \frac{A_{sk}}{\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req}}$$

$$s_{req} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{3,323}$$

$$s_{req} = 79,88 \text{ mm}$$

$$s_{use} = 75 \text{ mm}$$

- Pengecekan Spasi Maksimum Sengkang di Zona Sendi Plastis

$$s_{maks} = \min\left(\frac{d}{4}; 6d_b; 150 \text{ mm}\right)$$

$$s_{maks} = \min\left(\frac{534,5}{4}; 6 \times 25; 150\right)$$

$$s_{maks} = \min(133,63; 150; 150)$$

$$s_{maks} = 133,63 \text{ mm}$$

Jarak sengkang yang digunakan sebesar 75 mm nilainya lebih kecil dari s_{maks} sehingga persyaratan spasi maksimum di zona sendi plastis terpenuhi.

- Menghitung Kebutuhan Total Tulangan Transversal di Luar Zona Sendi Plastis

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2 \times 0,420 + 1,198$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2,038 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Setelah didapatkan kebutuhan luas sengkang tertutup per satuan jarak, dapat dihitung jarak antar sengkang yang

dibutuhkan. Dalam perencanaan ini, digunakan konfigurasi sengkang dengan 2 kaki.

$$s_{req} = \frac{A_{sk}}{\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req}}$$

$$s_{req} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{2,038}$$

$$s_{req} = 130,23 \text{ mm}$$

$$s_{use} = 100 \text{ mm}$$

- Pengecekan Spasi Maksimum Sengkang di Zona Sendi Plastis

$$s_{maks} = \frac{d}{2}$$

$$s_{maks} = \frac{534,5}{2}$$

$$s_{maks} = 267,25 \text{ mm}$$

Jarak sengkang yang digunakan sebesar 100 mm nilainya lebih kecil dari s_{maks} sehingga persyaratan spasi maksimum di luar zona sendi plastis terpenuhi.

- Perhitungan Tulangan Longitudinal Torsi

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta$$

$$A_l = 0,420 \times 1628 \times \frac{420}{420} \times \cot^2 45$$

$$A_l = 684,21 \text{ mm}^2$$

- Cek Luas Tulangan Longitudinal Minimum

$$A_{l_min} = 0,42 \sqrt{f_c'} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_{l_min} = 0,42 \times \sqrt{30} \times \frac{240000}{420} - 0,42 \times 1628 \times \frac{420}{420}$$

$$A_{l_min} = 630,33 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan longitudinal torsi lebih besar dari syarat minimum yang sudah dihitung, sehingga digunakan luas tulangan longitudinal akibat torsi sebesar 684,21 mm².

- Menghitung Jumlah Tulangan Longitudinal Akibat Torsi

Tulangan longitudinal torsi dipusatkan di sisi tengah penampang guna mencegah kenaikan pada Momen Probabel.

$$n = \frac{A_{sreq}}{A_{s1 tulangan}}$$

$$n = \frac{684,21}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}$$

$$n = 3,40 \approx 4$$

Balok yang ditinjau pada contoh perhitungan ini adalah balok Tipe B1 dengan *Unique Name* 21. Balok ini memiliki gaya torsi terbesar dibandingkan elemen balok B1 lainnya dalam struktur. Berdasarkan analisis geser, lentur, dan torsi yang telah dilakukan, rekapitulasi kebutuhan tulangan longitudinal dan transversal untuk balok ini disajikan pada Tabel 2.9.4.

Tabel 2.9.4 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal dan Transversal Terpasang pada Balok *Unique Name* 21

Lokasi	Posisi Tulangan	Luas Perlu (mm ²)	Tulangan Terpasang
Tumpuan	Atas (Tarik)	1900.095	4D25
	Bawah (Tekan)	912.594	2D25
	Pinggang	684.209	4D16
	Sengkang	265.465	2D13 – 75
Lapangan	Atas (Tekan)	447.988	2D25
	Bawah (Tarik)	1214.665	3D25
	Pinggang	684.209	4D16
	Sengkang	265.465	2D13 – 100

Selain meninjau balok dengan torsi terbesar, pemeriksaan dilakukan terhadap elemen balok Tipe B1 yang memikul gaya

lentur dan geser maksimum. Berdasarkan hasil analisis struktur, kondisi ini terjadi pada balok dengan Unique Name 41 yang memiliki nilai momen positif, momen negatif, dan gaya geser terbesar. Hasil perhitungan kebutuhan tulangan untuk kondisi dominan lentur dan geser tersebut dirangkum pada Tabel 2.9.5.

Tabel 2.9.5 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal dan Transversal Terpasang pada Balok *Unique Name 41*

Lokasi	Posisi Tulangan	Luas Perlu (mm ²)	Tulangan Terpasang
Tumpuan	Atas (Tarik)	2434.047	5D25
	Bawah (Tekan)	1428.585	3D25
	Pinggang	984.637	6D16
	Sengkang	265.465	2D13 – 75
Lapangan	Atas (Tekan)	563.699	2D25
	Bawah (Tarik)	1428.585	3D25
	Pinggang	984.637	6D16
	Sengkang	265.465	2D13 – 200

Desain tulangan akhir untuk Balok Induk Tipe B1 ditetapkan dengan menggabungkan kebutuhan tulangan maksimum dari tinjauan balok 21 dan balok 41. Rekapitulasi desain akhir balok induk SRPMK (Tipe B1) dapat dilihat pada Tabel 2.9.6.

Tabel 2.9.6 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal dan Transversal Terpasang pada Balok Tipe B1

Lokasi	Posisi Tulangan	Tulangan Terpasang
Tumpuan	Atas (Tarik)	5D25
	Bawah (Tekan)	3D25
	Pinggang	6D16

	Senggang	2D13 – 75
Lapangan	Atas (Tekan)	2D25
	Bawah (Tarik)	3D25
	Pinggang	6D16
	Senggang	2D13 – 100

Tabel rekapitulasi penulangan balok induk merangkum hasil perancangan elemen struktur lentur untuk setiap tipe balok yang digunakan pada denah lantai terkait. Penyajian data dikelompokkan berdasarkan zona tinjauan momen pada tumpuan dan lapangan. Informasi yang dimuat mencakup jumlah serta diameter tulangan longitudinal, konfigurasi tulangan geser, dan tulangan torsi.

Tabel 2.9.7 Rekapitulasi Penulangan Longitudinal dan Transversal pada Balok Induk

Tipe Balok	Posisi Tinjauan	Tulangan Atas	Tulangan Bawah	Tulangan Senggang	Tulangan Pinggang
B1	Tumpuan	5 D25	3 D25	2D13-75	6 D16
	Lapangan	2 D25	3 D25	2D13-100	6 D16
B2	Tumpuan	4 D25	2 D25	2D13-100	-
	Lapangan	2 D25	2 D25	2D13-150	-
B3	Tumpuan	3 D25	2 D25	2D13-100	4 D16
	Lapangan	2 D25	2 D25	2D13-150	4 D16
B4	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D13-75	4 D16
	Lapangan	2 D25	2 D25	2D13-100	4 D16
BR	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D10-75	4 D16
	Lapangan	2 D25	2 D25	2D10-100	4 D16

2.9.5 Perencanaan Penulangan Balok Anak

Secara garis besar, prosedur perancangan balok anak memiliki kesamaan dengan balok induk, namun tidak dirancang untuk memenuhi persyaratan SRPMK. Prosedur perhitungan tulangan geser menggunakan gaya geser terfaktor (V_u) hasil analisis struktur dari ETABS, tanpa menerapkan kapasitas desain geser (V_e) seperti pada balok induk. Dengan demikian, desain dan pendetailan tulangan balok anak untuk memenuhi kapasitas lentur dan geser. Langkah-langkah perhitungan penulangan yang digunakan pada dasarnya sama dengan balok induk, maka rincian perhitungan tidak diuraikan kembali dan hasil akhir desain tulangan balok anak langsung disajikan dalam bentuk rekapitulasi pada tabel berikut.

Tabel 2.9.8 Rekapitulasi Penulangan Longitudinal dan Transversal pada Balok Anak

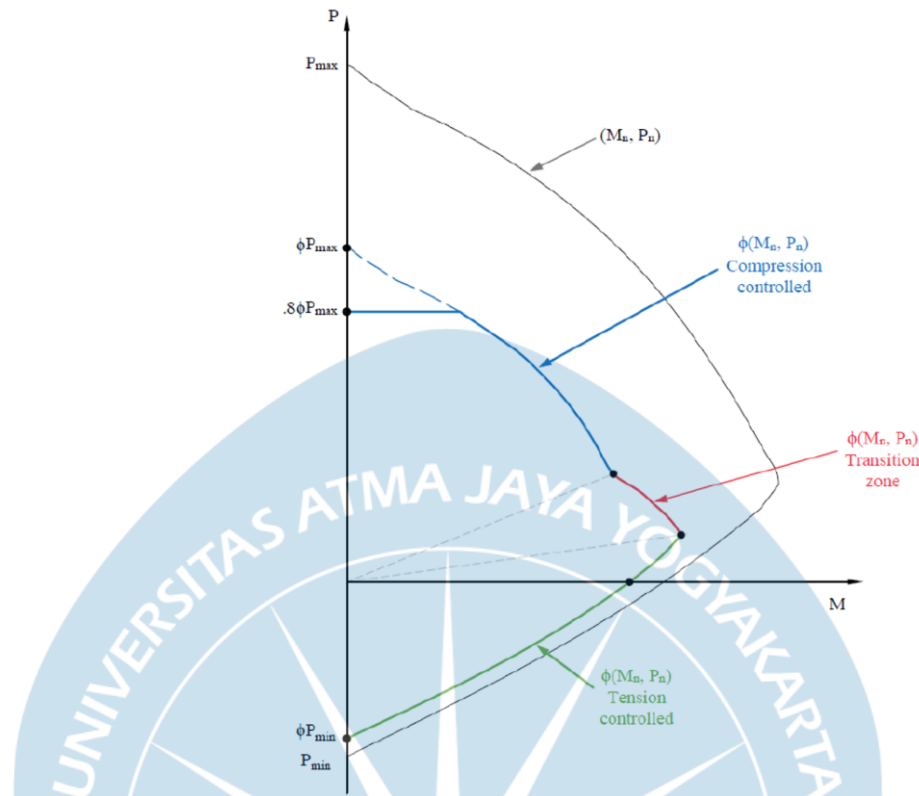
Tipe Balok	Posisi Tinjauan	Tulangan Atas	Tulangan Bawah	Tulangan Sengkang	Tulangan Pinggang
BA1	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D10-200	-
	Lapangan	2 D25	3 D25	2D10-200	-
BA2	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D10-150	-
	Lapangan	2 D25	3 D25	2D10-150	-
BA3	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D10-100	-
	Lapangan	2 D25	3 D25	2D10-100	-
BA4	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D10-200	-
	Lapangan	2 D25	3 D25	2D10-200	-
BB	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D10-100	-
	Lapangan	2 D25	3 D25	2D10-100	-
BL	Tumpuan	2 D25	2 D25	2D10-100	-
	Lapangan	2 D25	3 D25	2D10-100	-

2.10 Perancangan Kolom

Penulangan yang dilakukan pada kolom hampir sama dengan penulangan yang dilakukan pada balok, yaitu meliputi tulangan longitudinal (tulangan lentur) dan tulangan transversal (tulangan geser). Namun, yang menjadi pembeda adalah pengaruh torsi sering tidak diperhitungkan pada perhitungan penulangan kolom dan jarang menjadi faktor penentu pada desain kolom. Yang dimana, hal ini dijelaskan pada SNI 2847:2019 pasal 10.5.4. Kolom struktur harus dirancang sebagai elemen struktural yang menahan gaya lateral, atau dalam kasus ini adalah gaya gempa, yang mengacu pada persyaratan desain kolom SRPMK yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7. Filosofi desain yang digunakan dalam perancangan kolom SRPMK adalah konsep “*Strong Column Weak Beam*” atau kolom harus dirancang lebih kuat dari balok, yang dimana ini berarti kolom tidak boleh mengalami kegagalan ketika terjadi gempa. Kolom untuk SRPMK memiliki batasan minimum dimensi, yaitu dimensi penampang terkecilnya tidak boleh lebih kecil dari 300 mm dan rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi penampang yang tegak lurus dengan penampang tersebut tidak boleh kurang dari 0,4.

2.10.1 Penulangan Longitudinal

Kolom menerima gaya aksial dan momen dari masing-masing arah, maka perancangan tulangan longitudinal untuk kolom akan didasarkan terhadap interaksi lentur pada kolom di masing-masing sumbunya, yaitu arah sumbu-x dan arah sumbu-y. Diagram interaksi aksial lentur kolom adalah diagram yang berisi gaya aksial dan momen lentur nominal yang ditentukan dari regangan baja pada tulangan. Sesuai pada diagram interaksi kolom pada Manual Book SpColumn, terdapat 3 zona yaitu zona terkendali tekan, zona terkendali tarik, dan zona transisi yang bisa dilihat pada gambar berikut:



Gambar 2.10.1 Diagram Interaksi Aksial Lentur (Sumber: Manual Book spColumn)

Desain penulangan longitudinal pada kolom SRPMK mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 18.7.4. Pasal 18.7.4.1 menyebutkan bahwa luasan tulangan longitudinal kolom harus lebih besar dari $0,01A_g$ dan harus kurang dari $0,06A_g$, dimana A_g adalah luas bruto penampang kolom. Batas minimum sebesar $0,01A_g$ ada untuk mengontrol deformasi jangka panjang dan untuk memiliki momen leleh lebih besar dari momen retaknya. Sedangkan batas maksimum $0,06A_g$ ada untuk mempertimbangkan kerapatan tulangan. Namun sebaiknya, luas tulangan tidak melebihi $0,03A_g$ untuk mempertimbangkan kerapatan tulangan saat pengerjaan di lapangan.

Metode perancangan kolom dilakukan pada 6 kondisi, yaitu pada saat kondisi gaya aksial maksimum (P_{u_maks}), gaya aksial minimum (P_{u_min}), momen lentur maksimum pada sumbu x (M_{ux_maks}), momen lentur minimum pada sumbu x (M_{ux_min}), momen lentur maksimum pada sumbu y (M_{uy_maks}), dan momen lentur minimum pada sumbu y (M_{uy_min}) pada masing – masing lantai. Data

yang sudah diperoleh nantinya akan diplot pada diagram interaksi kolom. Penggambaran diagram interaksi kolom menggunakan *software* spColumn dengan asumsi jumlah tulangan tertentu. Namun, apabila kapasitas kolom tidak memenuhi gaya – gaya yang bekerja berdasarkan jumlah tulangan yang diasumsikan di awal, maka jumlah tulangan diperbanyak hingga memenuhi gaya – gaya yang bekerja, namun dibatasi tidak lebih dari 3%.

2.10.2 Strong Column Weak Beam (SCWB)

Kolom yang didesain sebagai kolom SRPMK harus memenuhi prinsip *strong column weak beam* sesuai dengan peraturan yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2. Yang dimana ini berarti momen nominal kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb} \quad (2.10.1)$$

Dimana, ΣM_{nc} merupakan jumlah momen nominal kolom yang merangka pada *joint* dan dievaluasi terhadap muka *joint*, sedangkan ΣM_{nb} merupakan momen nominal balok yang merangka pada *joint* dan dievaluasi terhadap muka *joint*.

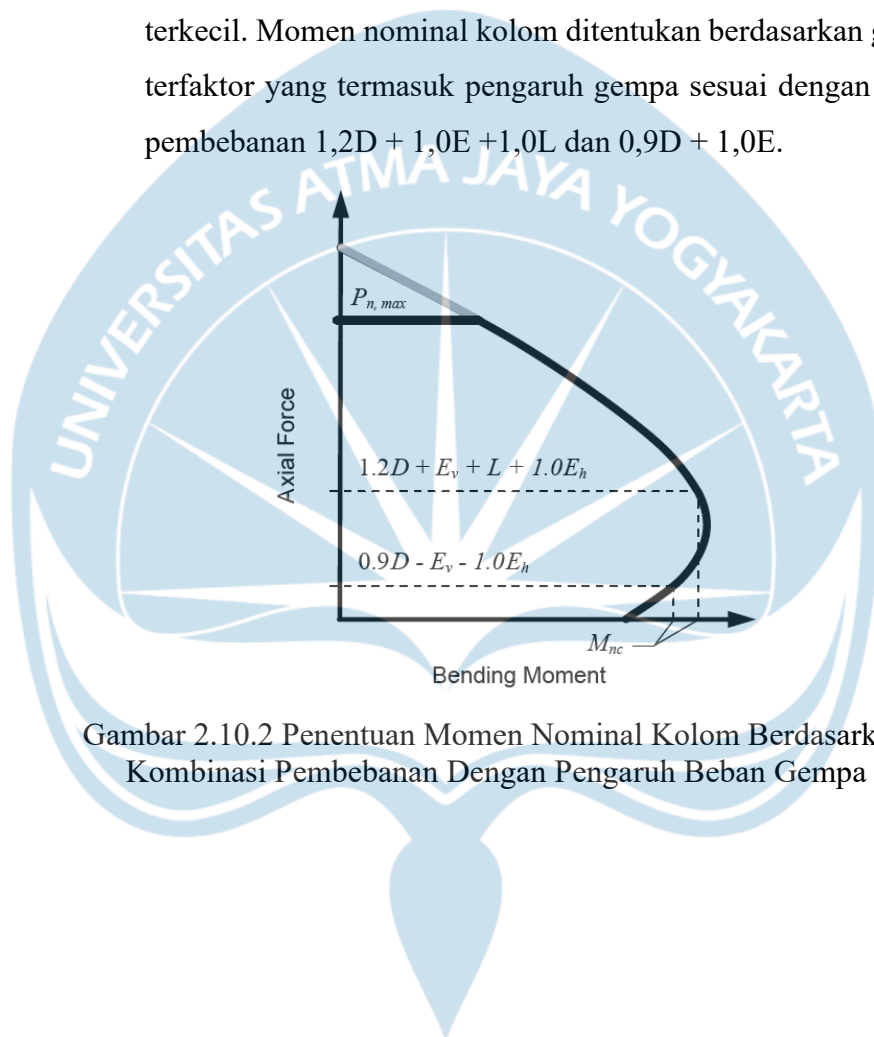
Apabila balok lebih kuat dari kolom, maka terdapat potensi terjadinya aksi inelastik atau lebih parahnya lagi, bisa terjadi kelelahan lentur pada kedua ujung kolom yang dimana ini dapat menyebabkan kolom menjadi gagal dan akan mengakibatkan runtuhnya bangunan. Maka dari itu, syarat ini perlu dipenuhi untuk mengurangi potensi terjadi kelelahan pada kolom.

Kekuatan lentur kolom dan balok harus ditinjau sesuai dengan arah goyangan portal akibat gempa dari arah kiri dan kanan pada masing-masing sumbu kolom.

Momen nominal kolom bergantung pada gaya aksial yang bekerja pada kolom. Pada pasal 18.7.3.2 dikatakan bahwa momen nominal kolom harus ditentukan berdasarkan gaya aksial terfaktor yang sesuai dengan arah gaya lateral yang ditinjau dan menghasilkan momen nominal terkecil. Momen nominal kolom ditentukan

besarnya berdasarkan gaya aksial terfaktor, termasuk juga pengaruh gempa

Kekuatan nominal lentur kolom bergantung terhadap gaya aksial. Mengacu pada pasal 18.7.3.2, momen nominal kolom harus ditentukan berdasarkan gaya aksial terfaktor yang sesuai dengan arah gaya lateral yang ditinjau dan menghasilkan kapasitas lentur terkecil. Momen nominal kolom ditentukan berdasarkan gaya aksial terfaktor yang termasuk pengaruh gempa sesuai dengan kombinasi pembebanan $1,2D + 1,0E + 1,0L$ dan $0,9D + 1,0E$.



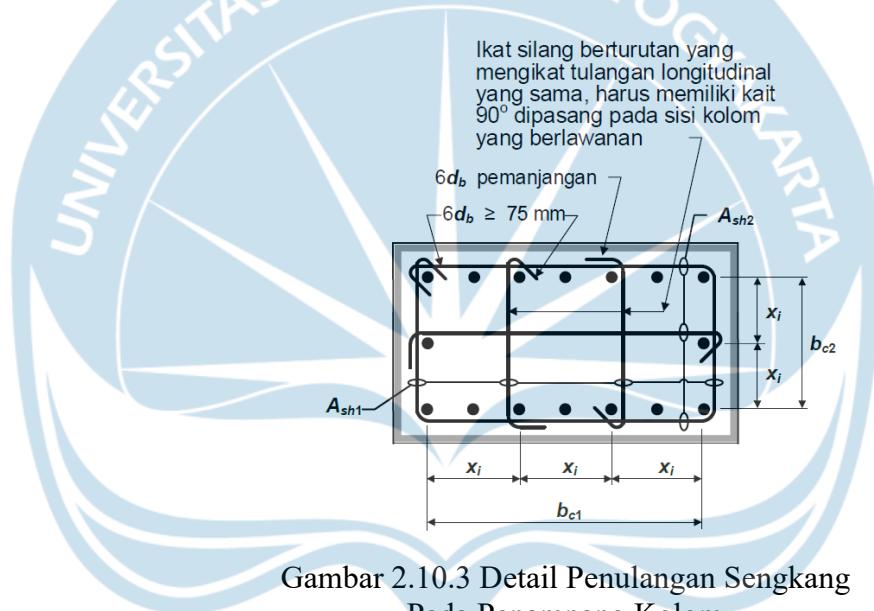
Gambar 2.10.2 Penentuan Momen Nominal Kolom Berdasarkan Kombinasi Pembebanan Dengan Pengaruh Beban Gempa

2.10.3 Penulangan Geser Kolom

Desain penulangan geser untuk kolom SRPMK mengacu pada peraturan yang sudah diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.5. Beton harus sepenuhnya terkekang pada daerah ujung-ujung kolom karena kedua ujung kolom dapat mengalami sendi plastis pada kondisi gempa desain. SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.1 mensyaratkan bahwa sengkang pengegang harus ada sepanjang l_0 , dengan l_0 diukur

dari muka *joint* yang diambil nilai terbesar dari dimensi kolom, 1/6 tinggi bersih kolom, atau 450 mm. Senggang pengegang yang dipasang sepanjang l_0 harus memenuhi persyaratan yang diatur pada SNI 2847:2017 pasal 18.7.5.2.

Pasal ini menjelaskan tentang persyaratan tulangan geser dan pendetailan tulangan geser pada kolom. Ada beberapa hal yang harus diperhatikan antara lain adalah, ujung tekukan senggang pengegang harus mengait tulangan longitudinal dan tulangan longitudinal harus disusun sedemikian rupa sehingga spasi h_x tidak boleh melebihi 350 mm. yang digambarkan sebagai berikut:



Gambar 2.10.3 Detail Penulangan Senggang Pada Penampang Kolom

Jika gaya aksial terfaktor termasuk gaya gempa melebihi dari $0,3A_g f'_c$, maka nilai h_x tidak boleh lebih dari 200 mm. Nilai h_x tidak boleh melebihi 200 mm.

Tulangan geser pada kolom SRPMK harus mengikuti pasal 18.7.5.4. Apabila gaya aksial yang bekerja pada kolom lebih kecil atau sama dengan $0,3 A_g f'_c$, maka kebutuhan tulangan geser harus diambil dari nilai terbesar antara 2 persamaan berikut:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.10.2)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.10.3)$$

Namun kolom mengalami P_u besar ($P_u \geq 0,3A_gf'_c$), maka kebutuhan tulangan geser diambil nilai terbesar dari dua persamaan di atas dan ditambah 1 persamaan berikut:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (2.10.4)$$

Dimana, k_f merupakan faktor kekuatan beton dan k_n merupakan faktor keefektifan tulangan, yang secara berturut-turut dihitung dengan cara berikut:

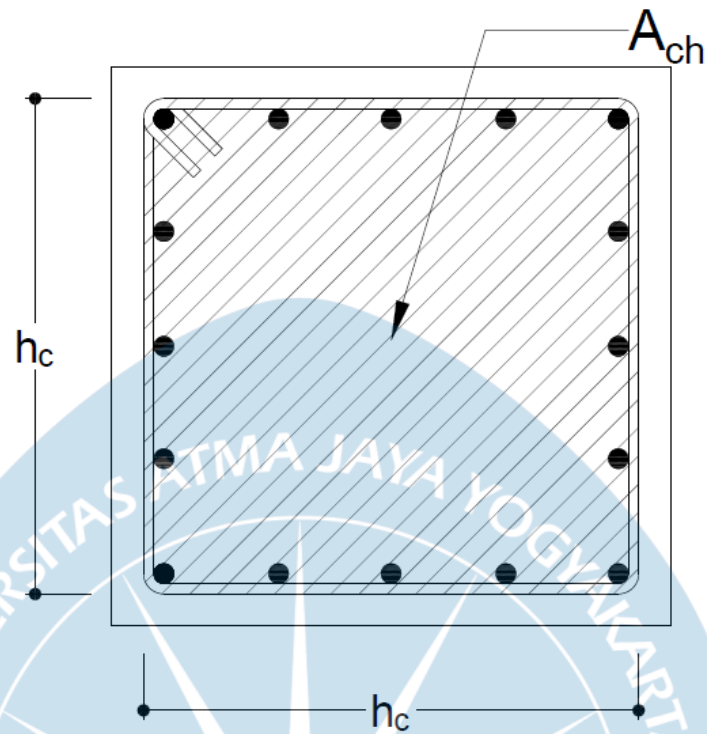
$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.10.5)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (2.10.6)$$

Dengan n_l adalah jumlah tulangan longitudinal yang terletak di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut sengkang pengekang.

A_{ch} adalah luas bisang di dalam selimut kolom, yang dapat dihitung dari persamaan berikut:

$$A_{ch} = b_c h_c \quad (2.10.7)$$



Gambar 2.10.4 Penggambaran A_{ch} pada Penampang Kolom

Kebutuhan tulangan geser pada kolom juga ditentukan dari gaya geser desain (V_e). Penentuan gaya geser desain ini mengacu pada pasal 18.7.6.1 yang menyebutkan bahwa V_e ditentukan dari tinjauan terhadap gaya terbesar yang terjadi pada muka *joint*, dimana gaya terbesar ditentukan berdasarkan M_{pr} pada setiap ujung kolom dan besarnya M_{pr} bergantung pada gaya aksial yang bekerja pada kolom tersebut. Gaya geser yang dihitung berdasarkan M_{pr} kolom tidak perlu lebih besar dari gaya geser yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok dan nilai V_e tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor dari hasil analisis struktur. Nilai V_e yang terjadi pada muka *joint* yang dihitung dengan M_{pr} kolom dan M_{pr} balok secara berturut-turut dihitung sebagai berikut:

$$V_{e.col} = \frac{M_{prc_bot} + M_{prc_top}}{h_n} \quad (2.10.8)$$

$$V_{e_beam} = \frac{M_{prb}^- + M_{prb}^+}{h_n} \quad (2.10.9)$$

Pasal 18.7.6.2 menjelaskan bahwa penentuan gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser kolom di sepanjang l_0 , kuat geser beton (V_c) harus diasumsikan bernilai 0, dengan syarat harus memenuhi dua persyaratan, yaitu gaya geser akibat gempa (V_e) setidaknya mewakili setengah kekuatan geser perlu maksimum sepanjang l_0 dan gaya tekan aksial terfaktor kurang dari $A_g f'_c / 20$.

Spasi sengkang pada daerah sepanjang l_0 tidak boleh melebihi nilai terkecil $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil penampang kolom, $6d_b$, dan s_0 , yang dimana nilai s_0 dihitung dengan persamaan berikut:

$$s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (2.10.10)$$

Nilai ini tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak boleh kurang dari 100 mm. Pada daerah diluar l_0 , sengkang pengekang tetap harus dipasang, dengan catatan spasi yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $6d_b$ dan 150 mm.

2.10.4 Contoh Perhitungan Penulangan Kolom

Salah satu contoh perhitungan yang akan diuraikan pada desain penulangan kolom adalah jenis kolom K2. Adapun spesifikasi material dan spesifikasi kolom yang didesain adalah sebagai berikut.

- Spesifikasi Material yang Digunakan dan Spesifikasi Kolom

- Mutu Beton (f'_c) : 30 MPa
- Mutu baja tulangan longitudinal (f_y) : 420 MPa
- Mutu Baja tulangan transversal (f_{yt}) : 420 MPa
- Diameter tulangan longitudinal (d_b) : 25 mm
- Diameter tulangan transversal (d_s) : 13 mm
- Selimut beton (c_c) : 40 mm
- Lebar kolom (b) : 600 mm

- Tinggi kolom (h) : 600 mm
- Tinggi antar lantai (H) : 3500 mm

- Gaya Dalam Kolom K1 Dari Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam pada kolom K2 hasil analisis struktur pada masing – masing *unique name* dan masing – masing lantai dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.10.1 Gaya-gaya Dalam pada Kolom Tipe K2

Lantai	Kondisi	P_u	M_{ux}	M_{uy}
Lantai 1	P_{u_max}	-145,4487	15,039	22,752
	P_{u_min}	2039,173	-224,3214	-250,0827
	M_{ux_max}	434,024	208,8654	335,5249
	M_{ux_min}	2039,173	-224,3214	-250,0827
	M_{uy_max}	324,2704	244,7719	217,9854
	M_{uy_min}	1502,213	-244,1116	-193,3135
Lantai 2	P_{u_max}	-84,2204	77,0395	72,8458
	P_{u_min}	1438,5954	-193,2397	-312,7807
	M_{ux_max}	325,5029	138,0551	253,4511
	M_{ux_min}	1438,5954	-193,2397	-312,7807
	M_{uy_max}	253,8859	263,5608	202,0681
	M_{uy_min}	1083,5416	-255,3623	-132,0777
Lantai 3	P_{u_max}	-28,8187	85,0201	75,7152
	P_{u_min}	824,5833	-128,3083	-236,7271
	M_{ux_max}	261,842	115,4243	171,1949
	M_{ux_min}	824,5833	-128,3083	-236,7271
	M_{uy_max}	182,3631	195,0934	143,5899
	M_{uy_min}	662,8801	-187,292	-82,0341
Lantai 4	P_{u_max}	-10,7833	67,8821	43,3137
	P_{u_min}	275,8561	-84,0307	-162,9009
	M_{ux_max}	92,8043	103,8932	134,9331
	M_{ux_min}	275,8561	-84,0307	-162,9009
	M_{uy_max}	82,8752	134,4299	104,268
	M_{uy_min}	252,9666	-127,5333	-26,9029

- Pengecekan Batasan Dimensi

- Dimensi Minimum

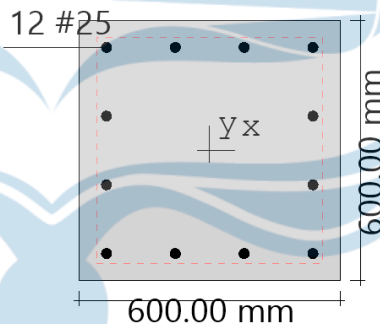
Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4, Dimensi minimum penampang terkecil untuk kolom SRPMK adalah 300 mm. Kolom K2 memiliki dimensi 600 x 600, yang berarti kolom ini telah memenuhi persyaratan dimensi minimum untuk kolom SRPMK.

➤ Rasio Dimensi Penampang

Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus harus lebih besar dari 0,4. Kolom K2 memiliki rasio dimensi penampang 1,0 karena memiliki bentuk penampang persegi. Karena telah melebihi 0,4, maka kolom ini telah memenuhi ketentuan yang berlaku.

- Perancangan Penulangan Longitudinal

Sebagai perencanaan awal, kolom dicoba menggunakan tulangan diameter 25 mm sebanyak 12 buah yang disebar merata pada keempat sisinya, yang dapat dilihat sebagai berikut:



Gambar 2.10.5 Tulangan Longitudinal Pada Tipe Kolom K2 pada spColumn

- Cek Rasio Tulangan (ρ)

Rasio luasan tulangan (ρ) dengan luas bruto penampang dapat dihitung sebagai berikut:

$$\rho = \frac{A_{s_{use}}}{A_g} \times 100\%$$

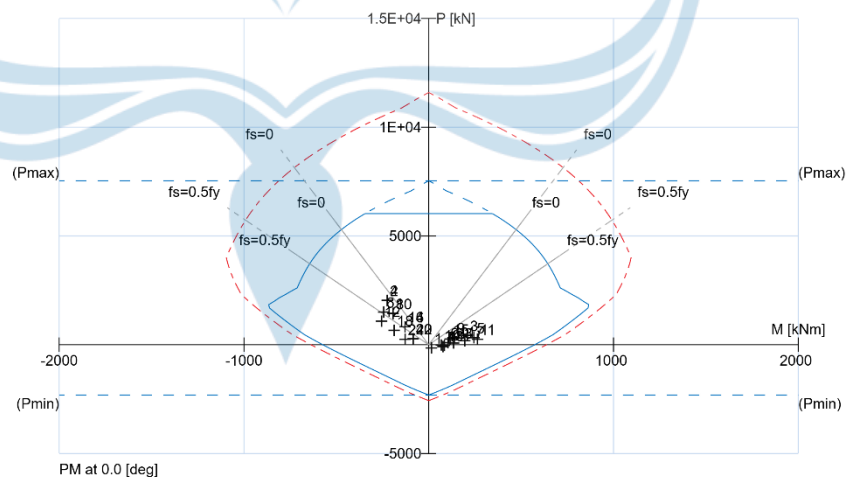
$$\rho = \frac{12 \times \frac{1}{4} \pi (25)^2}{600 \times 600} \times 100\%$$

$$\rho = 1,947\%$$

Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa nilai ρ sebesar 1,947% maka syarat rasio tulangan pada kolom menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1, yang mengatur bahwa luas tulangan minimum adalah 1% dari luas penampang sudah terpenuhi, dan tidak melebihi batas atas rasio penulangan kolom yaitu sebesar 3%, maka syarat ini sudah terpenuhi.

Pengecekan Kapasitas Desain Pada Arah Sumbu-X dan Sumbu-Y.

Karena kolom berbentuk persegi, maka kapasitas aksial lentur antara sumbu-x dan sumbu-y kolom bernilai sama. Pengecekan ini dilakukan dengan cara mem-plot gaya aksial dan momen lentur pada kolom di diagram interaksi aksial-lentur. *Plotting* gaya aksial dan momen lentur pada kolom menggunakan *software* spColumn dan hasilnya dapat dilihat sebagai berikut:



Gambar 2.10.6 Plotting Gaya Aksial dan Momen Lentur pada Diagram Interaksi Kolom

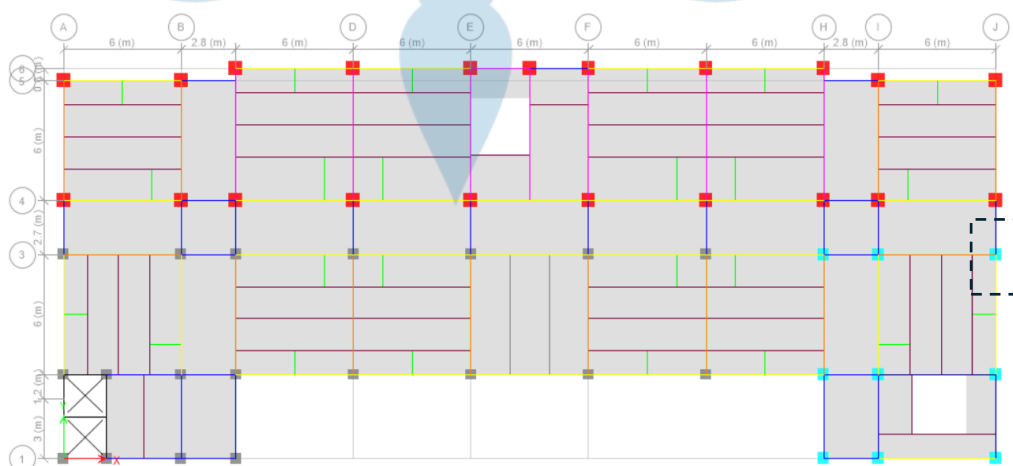
Berdasarkan diagram interaksi tersebut, semua kondisi beban yang dibebankan pada kolom tidak melebihi kapasitas aksial

lenturnya yang digambarkan melalui titik-titik *plotting* yang masih berada di bawah garis biru. Ini berarti K2 dengan dimensi 600 x 600 dan dengan jumlah tulangan 12D25 mm aman terhadap gaya-gaya yang bekerja.

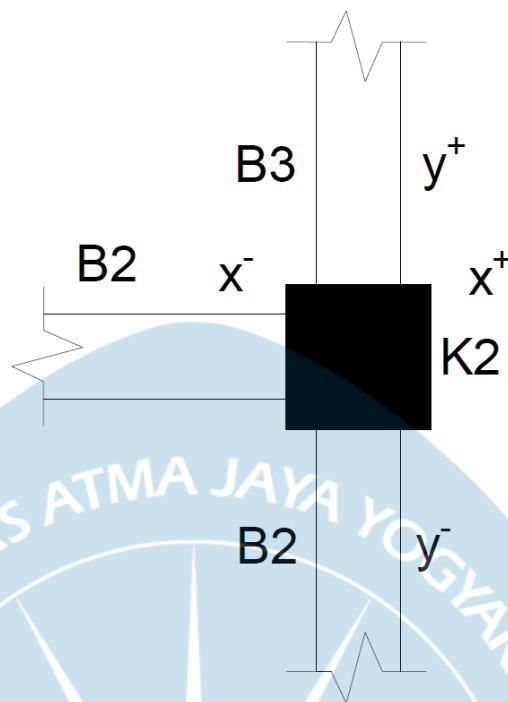
Hasil *plotting* ini juga menunjukkan bahwa hampir semua gaya yang terjadi mengakibatkan kolom dalam kondisi terkendali tarik, yang dimana ini ditunjukkan dengan nilai faktor reduksi kekuatan (ϕ) yaitu sebesar 0,9, tapi terdapat satu kondisi akibat gaya yang terjadi yaitu kolom dalam kondisi transisi dengan nilai faktor reduksi kekuatan (ϕ) yaitu sebesar 0,807.

- *Strong Column Weak Beam (SCWB)*

Pengecekan SCWB dilakukan pada setiap titik *joint* kolom yang merangka pada balok dengan kondisi yang berbeda-beda. Pengecekan SCWB pun dilakukan pada 4 kondisi gempa; yaitu saat gempa datang dari arah kiri dan kanan pada sumbu-x dan saat gempa datang dari arah kiri dan kanan pada sumbu-y. Contoh pengecekan SCWB diambil dari joint K2-2. Tinjauan titik kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 2.10.7 dengan detail pada gambar Gambar 2.10.8. Berikut adalah spesifikasi balok yang merangka pada kolom tersebut.



Gambar 2.10.7 Lokasi Contoh Pengecekan SCWB



Gambar 2.10.8 Detail Tampak Atas Kolom dan Balok Tinjauan Contoh Perhitungan SCWB

Tabel 2.10.2 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Balok pada Keempat Sisi Kolom

Posisi Balok	Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Tulangan Longitudinal			
			Ujung Kiri Atas	Ujung Kanan Atas	Ujung Kiri Bawah	Ujung Kanan Bawah
X+	-	-	-	-	-	-
X-	B2	350 x 600	4D25	4D25	2D25	2D25
Y+	B3	350 x 500	3D25	3D25	2D25	2D25
Y-	B2	350 x 600	4D25	4D25	2D25	2D25

- Momen Nominal Kolom (M_{nc})

Penentuan momen nominal kolom untuk sumbu-x dan sumbu-y adalah sama dikarenakan kolom simetris dan pengecekan dilakukan secara uniaxial berdasar pada hasil *plotting* gaya aksial dan momen lentur yang telah dilakukan pada diagram interaksi asial lentur dan diperoleh nilai ϕM_{nc} terkecil adalah sebesar 462,32 kNm dengan nilai ϕ adalah sebesar 0,9. Maka dari itu, momen nominal kolom dapat dihitung sebagai berikut:

$$M_{nc} = \frac{\phi M_{nc}}{\phi}$$

$$M_{nc} = \frac{540,46}{0,9}$$

$$M_{nc} = 600,11 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal Balok

Momen nominal balok dapat dihitung berdasarkan jumlah tulangan terpasang pada sisi atas balok (M_{nb}^-) atau sisi bawah balok (M_{nb}^+). Salah satu contoh perhitungan momen nominal balok B3 untuk bagian ujung kiri atas dan dapat dilihat sebagai berikut:

- Luas Tulangan Digunakan

$$A_{s_{use}} = n \frac{1}{4} \pi (d_b)^2$$

$$A_{s_{use}} = (3) \frac{1}{4} \pi (25)^2$$

$$A_{s_{use}} = 1472,622 \text{ mm}^2$$

- Tinggi Blok Tekan Beton (a)

Tinggi blok tekan beton (a) pada balok dapat dihitung dengan cara berikut:

$$a^- = \frac{A_{s_{use}} f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^- = \frac{1472,622 (420)}{0,85 (30) (350)}$$

$$a^- = 69,3 \text{ mm}$$

- Tinggi Efektif Balok

Tinggi efektif balok dihitung sebagai berikut:

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 500 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d = 434,5 \text{ mm}$$

- Momen Nominal Balok (M_{nb})

$$M_{nb}^- = A_{s_{use}} (f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{nb}^- = (1472,622)(420) \left(434,5 - \frac{69,3}{2} \right) (10^{-6})$$

$$M_{nb}^- = 247,3077 \text{ kNm}$$

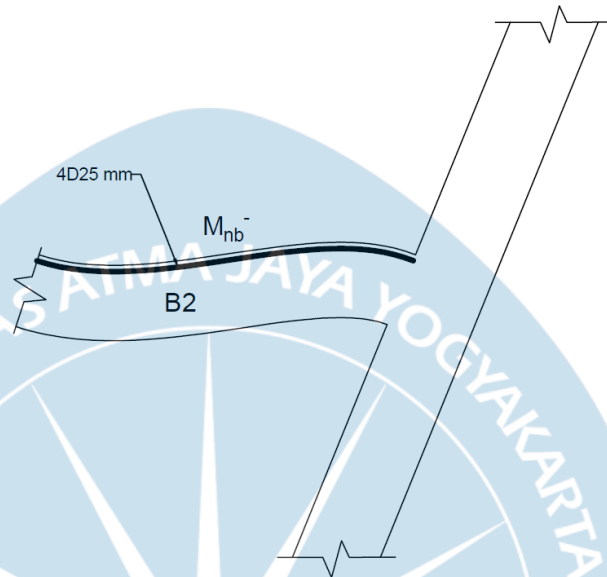
Berikut adalah tabel nilai momen nominal balok yang merangka pada *joint* K2-1

Posisi Balok	Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Momen Nominal (kNm)			
			Ujung Kiri Atas (M_{nb}^-)	Ujung Kanan Atas (M_{nb}^-)	Ujung Kiri Bawah (M_{nb}^+)	Ujung Kanan Bawah (M_{nb}^+)
X+	-	-	-	-	-	-
X-	B2	350 x 600	402,686	402,686	210,868	210,868
Y+	B3	350 x 500	247,308	247,308	169,63	169,63
Y-	B2	350 x 600	402,686	402,686	210,868	210,868

- Pengecekan SCWB Pada Sumbu X Akibat Gempa Dari Arah Kiri ke Kanan

Gempa yang terjadi dari arah kiri ke kanan akan menyebabkan kolom dan balok berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10.9, sehingga momen nominal balok yang digunakan untuk pengecekan SCWB diambil

dari momen nominal sisi atas balok yang terletak pada x^- dan momen nominal sisi bawah balok yang terletak pada x^+ .



Gambar 2.10.9 Pengecekan SCWB Pada Sumbu X Akibat Gempa Dari Arah Kiri ke Kanan

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

$$M_{nc_x(atas)} + M_{nc_x(bawah)} \geq 1,2(M_{nb}^- + M_{nb}^+)$$

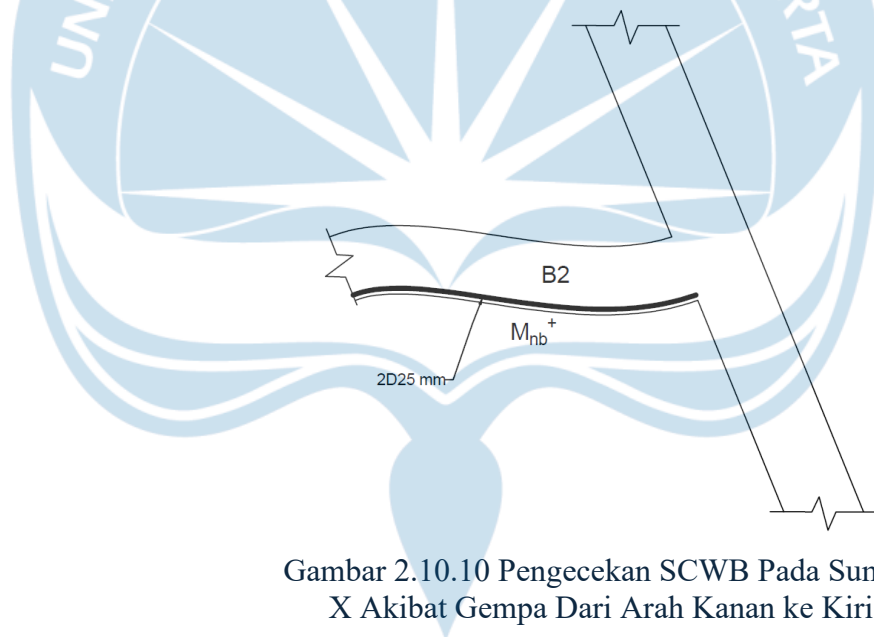
$$513,69 + 513,69 \geq 1,2(402,686 + 0)$$

$$1027,38 \text{ kNm} \geq 483,223 \text{ kNm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa persyaratan *strong column weak beam* telah memenuhi ketika terjadi gempa dari arah kiri ke kanan pada sumbu x.

- Pengecekan SCWB Pada Sumbu X Akibat Gempa Dari Arah Kanan ke Kiri

Gempa yang terjadi dari arah kanan ke kiri akan menyebabkan kolom dan balok berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10.10, sehingga momen nominal balok yang digunakan untuk pengecekan SCWB diambil dari momen nominal sisi bawah balok yang terletak pada x^- dan momen nominal sisi atas balok yang terletak pada x^+ .



Gambar 2.10.10 Pengecekan SCWB Pada Sumbu X Akibat Gempa Dari Arah Kanan ke Kiri

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

$$M_{nc_x(atas)} + M_{nc_x(bawah)} \geq 1,2(M_{nb}^- + M_{nb}^+)$$

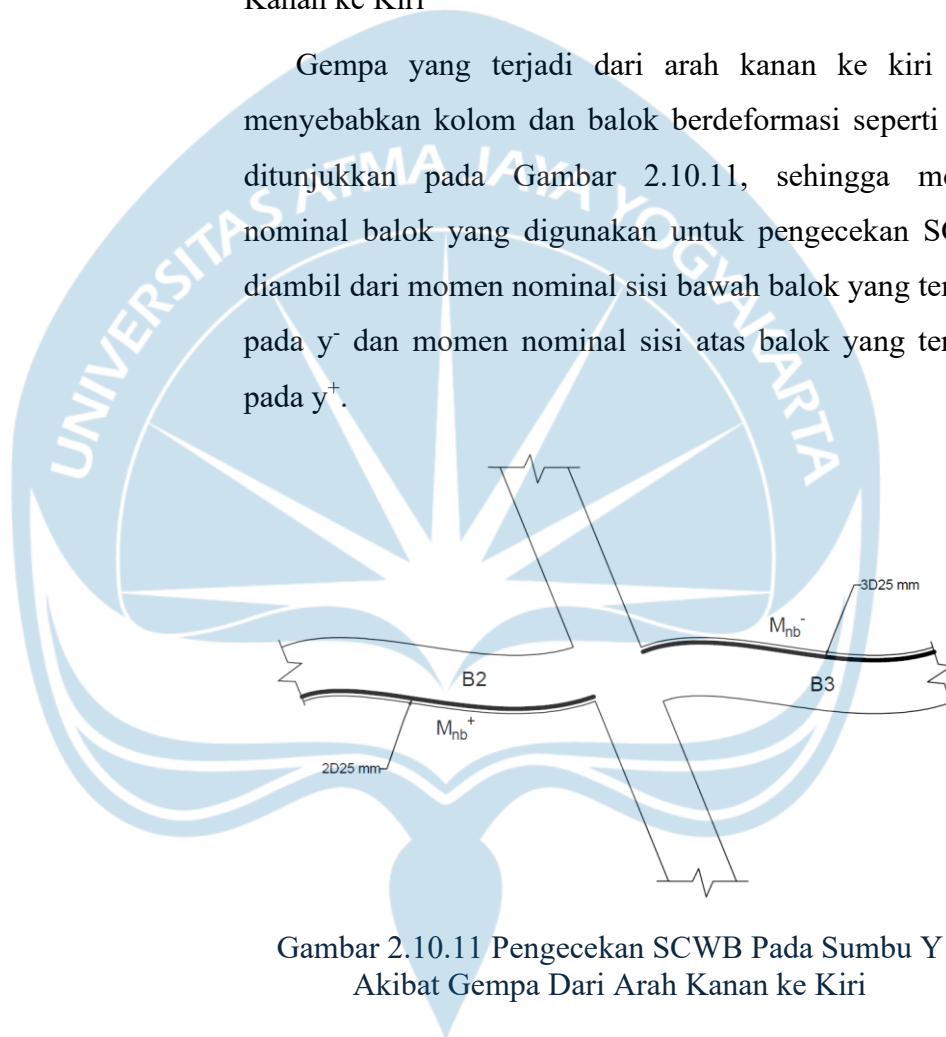
$$513,69 + 513,69 \geq 1,2(0 + 210,868)$$

$$1027,38 \geq 253,041$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa persyaratan *strong column weak beam* telah memenuhi ketika terjadi gempa dari arah kanan ke kiri pada sumbu x.

- Pengecekan SCWB Pada Sumbu Y Akibat Gempa Dari Arah Kanan ke Kiri

Gempa yang terjadi dari arah kanan ke kiri akan menyebabkan kolom dan balok berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10.11, sehingga momen nominal balok yang digunakan untuk pengecekan SCWB diambil dari momen nominal sisi bawah balok yang terletak pada y^- dan momen nominal sisi atas balok yang terletak pada y^+ .



Gambar 2.10.11 Pengecekan SCWB Pada Sumbu Y Akibat Gempa Dari Arah Kanan ke Kiri

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

$$M_{nc_y(atas)} + M_{nc_y(bawah)} \geq 1,2(M_{nb}^- + M_{nb}^+)$$

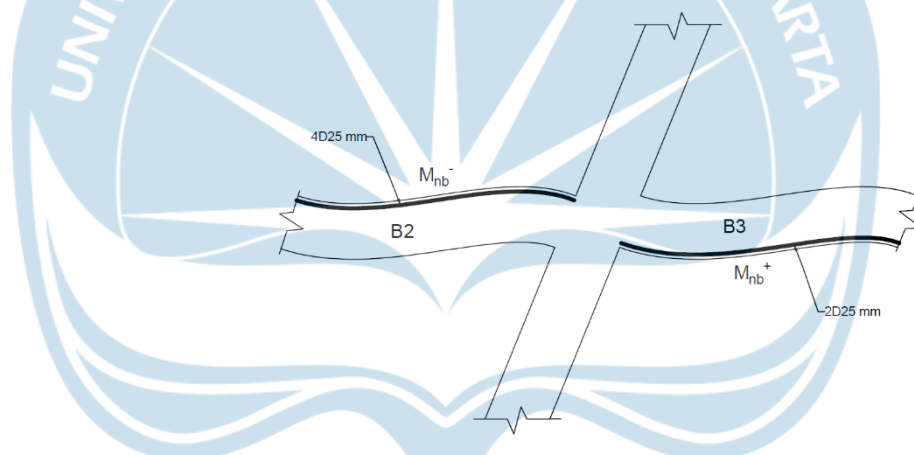
$$513,69 + 513,69 \geq 1,2(247,308 + 210,868)$$

$$1027,38 \geq 549,810$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa persyaratan *strong column weak beam* telah memenuhi ketika terjadi gempa dari arah kiri ke kanan pada sumbu y.

- Pengecekan SCWB Pada Sumbu Y Akibat Gempa Dari Arah Kiri ke Kanan

Gempa yang terjadi dari arah kiri ke kanan akan menyebabkan kolom dan balok berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10.12, sehingga momen nominal balok yang digunakan untuk pengecekan SCWB diambil dari momen nominal sisi atas balok yang terletak pada y^- dan momen nominal sisi bawah balok yang terletak pada y^+ .



Gambar 2.10.12 Pengecekan SCWB Pada Sumbu Y Akibat Gempa Dari Arah Kiri ke Kanan

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

$$M_{nc_y(atas)} + M_{nc_y(bawah)} \geq 1,2(M_{nb}^- + M_{nb}^+)$$

$$513,69 + 513,69 \geq 1,2(402,684 + 247,308)$$

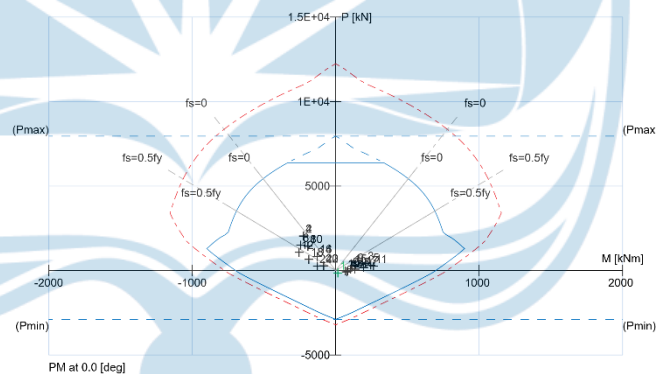
$$1027,38 \geq 779,992$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa persyaratan *strong column weak beam* telah memenuhi ketika terjadi gempa dari arah kanan ke kiri pada sumbu y

- Perancangan Tulangan Transversal Kolom

- Penentuan M_{pr} pada sumbu X dan sumbu Y ($M_{pr(x)}$) dan ($M_{pr(y)}$)

Penentuan nilai M_{pr} pada kolom dihitung saat kondisi tulangan pada kolom sudah dalam keadaan leleh. Hal ini dilakukan dengan cara menaikkan tegangan leleh tulangan sebesar 125% ($1,25f_y$). Karena tulangan pada kolom disebar merata dan bentuk penampang kolom adalah persegi, maka nilai $M_{pr(x)}$ dan $M_{pr(y)}$ adalah sama dari hasil *plotting* pada diagram interaksi kolom, didapat nilai M_{pr} terbesar adalah 728,59 kNm.



Gambar 2.10.13 Plotting Gaya Aksial dan Momen Lentur Pada Diagram Interaksi Aksial Lentur Kolom

- Penentuan Momen Probable Balok

Momen probable pada balok dihitung berdasarkan tulangan yang terpasang pada sisi atas (M_{prb}^-) atau sisi bawah balok (M_{prb}^+). Berikut adalah contoh perhitungan momen probable pada balok:

- Perhitungan luas tulangan digunakan

$$A_{s_use} = n \frac{1}{4} \pi (d_b)^2$$

$$A_{s_use} = (4) \frac{1}{4} \pi (25)^2$$

$$A_{s_use} = 1472,622 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan nilai a^-

$$a^- = \frac{A_{s_use} 1,25 f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^- = \frac{1472,622 \times 1,25 (420)}{0,85 (30) (350)}$$

$$a^- = 86,6248 \text{ mm}$$

- Perhitungan nilai d

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 500 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d = 434,5 \text{ mm}$$

- Perhitungan M_{prb}^-

$$M_{prb}^- = 1,25 A_{s_use} f_y \left(d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{prb}^- = 1,25 (1472,622) (420) \left(434,5 - \frac{86,6248}{2} \right) (10^{-6})$$

$$M_{prb}^- = 302,437 \text{ kNm}$$

Berikut adalah semua nilai M_{pr} balok yang merangka pada *joint* K1-1 yang sudah ditabulasi.

Posisi Balok	Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Momen Nominal (kNm)			
			Ujung Kiri Atas (M_{prb}^-)	Ujung Kanan Atas (M_{prb}^-)	Ujung Kiri Bawah (M_{prb}^+)	Ujung Kanan Bawah (M_{prb}^+)
X+	-	-	-	-	-	-

X-	B2	350 x 600	491,451	491,451	260,608	260,608
Y+	B3	350 x 500	302,437	302,437	209,066	209,066
Y-	B2	350 x 600	491,451	491,451	260,608	260,608

▪ Perhitungan Gaya Geser Desain Pada Sumbu X (V_{ex})

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Kolom

Gaya geser akibat M_{pr} kolom dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_{e_col_x} = \frac{M_{prc_y_atas} + M_{prc_y_bawah}}{h_n}$$

Dimana h_n adalah tinggi bersih kolom

$$V_{e_col_x} = \frac{728,59 + 728,59}{\frac{3500}{1000}}$$

$$V_{ex} = 416,337 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Karena Gaya Gempa dari Arah Kiri ke Kanan

Gaya geser desain dapat dihitung dari M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada x^- dan M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada x^+ .

$$V_{e_beam_x} = \frac{M_{prb}^- + M_{prb}^+}{h_n}$$

$$V_{e_beam_x} = \frac{0 + 209,066}{\frac{3500}{1000}}$$

$$V_{e_beam_x} = 140,415 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri

Gaya geser desain dapat dihitung dari M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada x^+ dan M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada x^- .

$$V_{e_beam_x} = \frac{M_{prb}^+ + M_{prb}^-}{h_n}$$

$$V_{e_beam_x} = \frac{302,44 + 0}{\frac{3500}{1000}}$$

$$V_{e_beam_x} = 86,41 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Dari Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan hasil analisis struktur yang telah dilakukan menggunakan *software* ETABS, gaya geser terbesar yang terjadi pada kolom K1, pada arah X adalah sebesar $V_{ux} = 159,195 \text{ kN}$

- Gaya Geser Desain Penentu

Dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan, didapatkan gaya geser desain dari M_{pr} kolom lebih besar dari gaya geser akibat M_{pr} balok, maka dari itu gaya geser desain diambil gaya geser akibat M_{pr} balok. Gaya geser yang digunakan berdasarkan M_{pr} kolom adalah gaya geser terbesar, yaitu sebesar $V_{ex} = 416,337 \text{ kN}$

- Perhitungan Gaya Geser Desain Pada Sumbu Y (V_{ey})

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Kolom

Gaya geser akibat M_{pr} kolom dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_{e_col_x} = \frac{M_{prc_y_atas} + M_{prc_y_bawah}}{h_n}$$

Dimana h_n adalah tinggi bersih kolom

$$V_{e_col_x} = \frac{728,59 + 728,59}{\frac{3500}{1000}}$$

$$V_{ex} = 416,337 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan

Gaya geser desain dapat dihitung dari M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada x^- dan M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada x^+ .

$$V_{e_beam_y} = \frac{M_{prb}^+ + M_{prb}^-}{h_n}$$

$$V_{e_beam_y} = \frac{209,066 + 260,608}{\frac{3500}{1000}}$$

$$V_{e_beam_y} = 134,19 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri

Gaya geser desain dapat dihitung dari M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada x^+ dan M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada x^- .

$$V_{e_beam_y} = \frac{M_{prb}^+ + M_{prb}^-}{h_n}$$

$$V_{e_beam_y} = \frac{260,608 + 302,437}{\frac{3500}{1000}}$$

$$V_{e_beam_y} = 160,87 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Dari Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan hasil analisis struktur yang telah dilakukan menggunakan *software* ETABS, gaya geser terbesar yang terjadi pada kolom K1, pada arah Y adalah sebesar $V_{uy} = 121,1133 \text{ kN}$

- Gaya Geser Desain Penentu

Dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan, didapatkan gaya geser desain dari M_{pr} kolom lebih besar dari gaya geser akibat M_{pr} balok, maka dari itu gaya geser desain diambil gaya geser akibat M_{pr} balok. Gaya geser yang

digunakan berdasarkan M_{pr} balok adalah gaya geser terbesar, yaitu sebesar $V_{ex} = 160,87 \text{ kN}$

▪ Pengecekan Apakah Kolom Mengalami P_u Besar

Gaya aksial terbesar yang terjadi pada kolom tersebut adalah sebesar $2248,31 \text{ kN}$

$$0,3A_g f'_c = 0,3(550)(550)(30)$$

$$0,3A_g f'_c = 2722,5 \text{ kN}$$

$$2248,31 < 4410$$

Karena P_u terjadi pada kolom tersebut lebih kecil dari $0,3A_g f'_c$ maka kolom tersebut tidak mengalami P_u besar.

▪ Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Sepanjang l_0 pada sumbu X

• Perhitungan A_{ch}

• Perhitungan b_c

$$b_c = b - 2c_c$$

$$b_c = 600 - 2(40)$$

$$b_c = 520 \text{ mm}$$

• Perhitungan h_c

$$h_c = h - 2c_c$$

$$h_c = 600 - 2(40)$$

$$h_c = 520 \text{ mm}$$

• Perhitungan A_{ch}

$$A_{ch} = b_c h_c$$

$$A_{ch} = (520)(520)$$

$$A_{ch} = 270400 \text{ mm}^2$$

• Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Persamaan 1 & 2 Pada Pasal 18.7.5.4

Persamaan 1:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3(520) \left(\frac{(600)(600)}{(270400)} - 1 \right) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s}(1) = 3,692 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Persamaan 2:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09(520) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s}(2) = 3,343 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Gaya Geser

Desain

- Perhitungan Tinggi Efektif Arah X (d_x)

$$d_x = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d_x = 600 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d_x = 534,5 \text{ mm}$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

Kapasitas geser beton (V_c) dianggap 0, sehingga $V_s =$

$$V_{ex}/\phi$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{383,909}{0,75} \times 10^3}{(420)(534,5)}$$

$$\frac{A_v}{s} = 2,28 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal yang Digunakan

Berdasarkan dari perhitungan yang telah dilakukan, kebutuhan tulangan transversal ditentukan dari nilai terbesar, yaitu $A_{sk}/s = 3,692 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

- Jarak Tulangan Transversal yang Digunakan

Sebagai percobaan awal, digunakan sengkang dengan jumlah kaki sebanyak 4.

$$A_{v_{use}} = 4 \frac{1}{4} \pi (25)^2 = 530,93 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{v_{use}}}{A_{sk}/s} = \frac{530,93}{3,692} = 143,79 \text{ mm}$$

Digunakan jarak spasi antar tulangan sebesar 140 mm

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Sepanjang l_0 pada sumbu Y

- Perhitungan A_{ch}

- Perhitungan b_c

$$b_c = b - 2c_c$$

$$b_c = 600 - 2(40)$$

$$b_c = 470 \text{ mm}$$

- Perhitungan h_c

$$h_c = h - 2c_c$$

$$h_c = 600 - 2(40)$$

$$h_c = 520 \text{ mm}$$

- Perhitungan A_{ch}

$$A_{ch} = b_c h_c$$

$$A_{ch} = (520)(520)$$

$$A_{ch} = 270400 \text{ mm}^2$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Persamaan 1 & 2 Pada Pasal 18.7.5.4

Persamaan 1:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3(520) \left(\frac{(600)(600)}{(270400)} - 1 \right) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s}(1) = 3,692 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Persamaan 2:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09(520) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s}(2) = 3,343 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Gaya Geser Desain

- Perhitungan Tinggi Efektif Arah X (d_x)

$$d_x = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d_x = 600 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d_x = 534,5 \text{ mm}$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

Kapasitas geser beton (V_c) dianggap 0, sehingga $V_s = V_{ex}/\phi$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{160,87}{0,75} \times 10^3}{(420)(484,5)}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1,054 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal yang Digunakan

Berdasarkan dari perhitungan yang telah dilakukan, kebutuhan tulangan transversal ditentukan dari nilai terbesar, yaitu $A_{sk}/s = 3,692 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

- Jarak Tulangan Transversal yang Digunakan

Sebagai percobaan awal, digunakan sengkang dengan jumlah kaki sebanyak 4.

$$A_{v_{use}} = 4 \frac{1}{4} \pi (25)^2 = 530,93 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{v_{use}}}{A_{sk}/s} = \frac{530,93}{3,692} = 143,79 \text{ mm}$$

Digunakan jarak spasi antar tulangan sebesar 140 mm

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Diluar l_0 Pada Arah X

- Perhitungan V_c

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'c'} (b)(d)$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{30} (600)(0,5345) = 248,122 \text{ kN}$$

- Perhitungan V_s

$$V_s = \frac{V_{e_beam_x}}{0,75} - V_c$$

$$V_s = \frac{160,87}{0,75} - 298,613 = 213,265 \text{ kN}$$

- Perhitungan A_v/s

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s \times 10^3}{d \times f_{yt}}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{213,265 \times 10^3}{534,5 \times 420} = 0,95 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan 4 kaki sengkang

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2$$

$$A_v = 530,93 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_v/s}$$

$$S = \frac{530,93}{0,95} = 558,57 \text{ mm}$$

Digunakan spasi maksimum sebesar 150 mm

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Diluar l_0 Pada Arah Y

- Perhitungan V_c

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'c'} (b)(d)$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{30} (600)(0,5345) = 248,122 \text{ kN}$$

- Perhitungan V_s

$$V_s = \frac{V_{e_beam_x}}{0,75} - V_c$$

$$V_s = \frac{160,87}{0,75} - 298,613 = 213,265 \text{ kN}$$

- Perhitungan A_v/s

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s \times 10^3}{d \times f_{yt}}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{213,265 \times 10^3}{534,5 \times 420} = 0,95 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan 4 kaki sengkang

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2$$

$$A_v = 530,93 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_v/s}$$

$$S = \frac{530,93}{0,95} = 558,57 \text{ mm}$$

Digunakan spasi maksimum sebesar 150 mm

Berikut adalah rekapitulasi tulangan yang dipakai pada ketiga jenis kolom (K1, K2, K3):

Tabel 2.10.3 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal dan Geser pada Kolom

Jenis Kolom	Tulangan Longitudinal	Tulangan Geser di Sepanjang l_0	Tulangan Geser di Luar l_0
K1	12 D25	4D13-100	4D13-150
K2	12 D25	4D13-100	4D13-150
K3	16 D25	4D13-100	4D13-150

2.11 Hubungan Balok Kolom (HBK)

Joint hubungan balok kolom pada system SRPMK harus didesain sebagai *joint* dengan sistem penahan gaya seismik. Persyaratan *joint* hubungan balok kolom pada system SRPMK harus memenuhi SNI 2847:2019 pasal 18.8. Persyaratan hubungan balok kolom yang diatur pada pasal 18.8 adalah sebagai berikut:

- Tulangan Longitudinal
 - Gaya yang bekerja pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus ditentukan dengan anggapan tegangan tarik lentur sudah mengalami leleh ($1,25 f_y$). Hal ini dijelaskan pada pasal 18.8.2.1
 - Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada kolom harus mempunyai pajang penyaluran yang cukup hingga mencapai ke muka terjauh inti kolom. Hal ini dijelaskan pada pasal 18.8.2.2
 - Tulangan longitudinal yang diteruskan melalui *joint* balok kolom, dimensi bidang kolom yang sejajar dengan tulangan balok harus

lebih besar dari $20d_b$, dimana d_b adalah diameter tulangan longitudinal terbesar pada balok (pasal 18.8.2.3).

- Tulangan Transversal
 - Di daerah *joint* harus disediakan sengkang tertutup sesuai dengan yang disyaratkan pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4, dan 18.7.5.7.
 - Syarat sesuai Pasal 18.7.5.2, Pasal 18.7.5.3, Pasal 18.7.5.4, dan Pasal 18.7.5.7 dapat direduksi apabila terdapat balok yang merangka di keempat sisi *joint* dan bila lebar setiap balok tersebut tidak kurang dari $\frac{3}{4}$ lebar kolom. Jumlah tulangan transversal yang diperlukan memungkinkan untuk direduksi setengah dari kebutuhan tulangan pada daerah sendi plastis dan spasi yang disyaratkan diizinkan untuk sejarak 150 mm pada ketinggian balok terendah yang merangka pada *joint*.
 - Jika lebar balok yang merangka pada *joint* lebih besar dari lebar kolom, tulangan transversal di daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak di luar inti kolom.
- Kuat Geser *Joint*
 - Perhitungan kuat geser *joint* mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 18.8.4.1. Setiap konfigurasi *joint* mempunyai kuat geser yang berbeda-beda tergantung dengan jumlah balok yang merangka pada *joint*. Penjelasan untuk masing-masing konfigurasi *joint* dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.11.1 Penentuan Nilai V_n (Sumber: SNI:2847:2019)

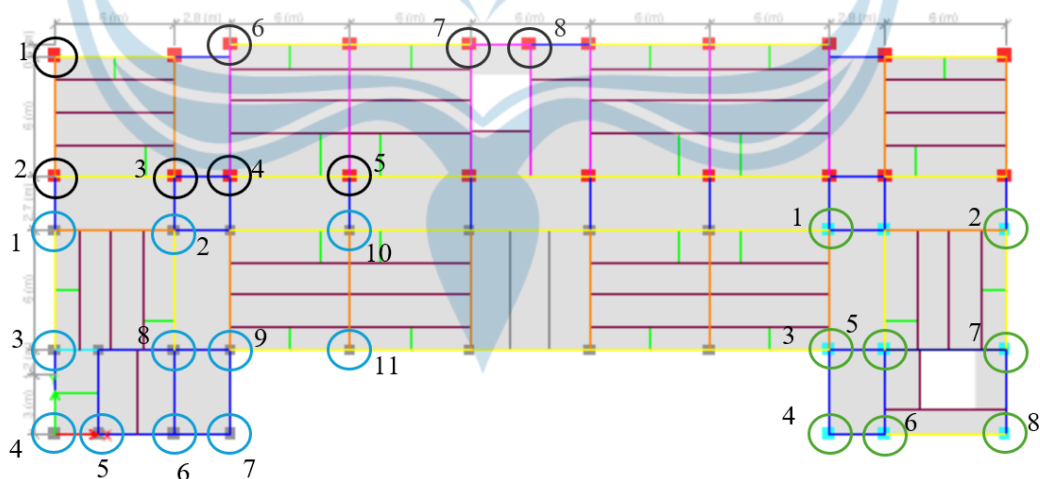
Konfigurasi Joint	Nilai V_n	Pers.
Joint yang terkekang oleh balok pada keempat sisi	$V_n = 1,7\lambda\sqrt{f_c'}A_j$	2.11.1

Joint yang terkekang oleh balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan	$V_n = 1,2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$	2.11.2
Kasus-kasus lainnya	$V_n = 1,0\lambda\sqrt{f_c'}A_j$	2.11.3
Dimana A_j adalah luas penampang efektif joint		

- Luasan penampang efektif *joint* harus dihitung dari tinggi *joint* dikali dengan lebar efektif *joint* dengan tinggi *joint* harus selebar kolom dan lebar *joint* efektif

2.11.1 Perancangan Tulangan Transversal Pada Hubungan Balok Kolom

Contoh perhitungan kebutuhan tulangan transversal pada hubungan balok kolom diambil pada joint K2-2 yang bisa dilihat pada gambar berikut:



Gambar 2.11.1 Tinjauan-tinjauan Pengecekan HBK

➤ *Joint* sumbu 2

- Cek lebar balok terhadap lebar kolom

Pada sumbu 2, balok yang merangka adalah B3 dan B2.

$$\frac{3}{4} \text{ lebar kolom} = \frac{3}{4}(600) = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok B3} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok B2} = 350 \text{ mm}$$

Karena lebar kedua balok yang merangka pada sumbu 2 lebih kecil daripada $\frac{3}{4}$ lebar kolom, maka untuk kebutuhan tulangan geser disamakan dengan daerah sendi plastis kolom yaitu $A_{sk/s} = 3,692 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Pada sumbu 2 pada daerah *joint* digunakan 4D13-140 mm.

➤ *Joint* sumbu 3

- Cek lebar balok terhadap lebar kolom

Pada sumbu 3, balok yang merangka adalah B2.

$$\frac{3}{4} \text{ lebar kolom} = \frac{3}{4}(600) = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok B2} = 350 \text{ mm}$$

Karena lebar kedua balok yang merangka pada sumbu 2 lebih kecil daripada $\frac{3}{4}$ lebar kolom, maka untuk kebutuhan tulangan geser disamakan dengan daerah sendi plastis kolom yaitu $A_{sk/s} = 3,692 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Pada sumbu 2 pada daerah *joint* digunakan 4D13-140 mm.

2.11.2 Pengecekan Kapasitas Geser *Joint*

➤ Menghitung luasan efektif *joint* sumbu 2

$$\text{Tinggi } joint = h \text{ kolom} = 600 \text{ mm}$$

Dalam menghitung lebar efektif *joint* diambil dari lebar terkecil $b+h$ dan $b+2x$.

$$b + h = 350 + 600 = 950 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + (600 - 350) = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar efektif } joint = 600 \text{ mm.}$$

$$A_j = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

- Menghitung gaya geser yang menyebabkan goyangan *joint* sumbu 2

Momen yang timbul di atas *joint* dihitung dari kontribusi M_{pr} balok. Kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, sehingga faktor distribusi diambil sebesar 0,5.

$$M_c = \frac{M_{pr\ a}^- + M_{pr\ b}^+}{2}$$

$$M_c = \frac{320,437 + 260,61}{2}$$

$$M_c = 281,523\text{ kNm}$$

$$V_{sway} = \frac{2(M_c)}{h_n} = \frac{2(281,523)}{3,5}$$

$$V_{sway} = 160,87\text{ kN}$$

- Hitung gaya-gaya yang bekerja pada *joint* sumbu 2

Sisi atas *joint* yang merangka adalah B3 yang memiliki $A_{s\ a}^- = 1472,62\text{ mm}^2$

$$T_1 = 1,25A_s f_y$$

$$T_1 = 1,25(1472,62)(420)/1000$$

$$T_1 = 773,126\text{ kN}$$

Untuk gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi atas *joint* sebesar $C_1 = T_1 = 773,126\text{ kN}$.

Sisi bawah *joint* yang merangka adalah B2 yang memiliki luasan tulangan bawah sebesar $981,75\text{ mm}^2$

$$T_2 = 1,25A_s f_y$$

$$T_2 = 1,25(981,75)(420)/1000$$

$$T_2 = 515,42\text{ kN}$$

Untuk gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi atas *joint* sebesar $C_2 = T_2 = 515,42\text{ kN}$.

Gambar

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{sway}$$

$$V_j = 773,126 + 515,42 - 160,870$$

$$V_j = 1127,674 \text{ kN}$$

- Hitung kapasitas geser pada *joint* sumbu 2

Karena pada *joint* ini terkekang oleh balok pada keempat sisi maka dapat digunakan persamaan berikut:

$$\phi V_n = 0,85 \times 1,2 \sqrt{f'c'} A_j$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 1,2 \sqrt{30} (360000/1000)$$

$$\phi V_n = 2011,237 \text{ kN}$$

Karena nilai $\phi V_n > V_j$ maka untuk sumbu 2 *joint* yang ditinjau dapat dikatakan aman.

- Menghitung luasan efektif *joint* sumbu 3

$$\text{Tinggi } joint = h \text{ kolom} = 600 \text{ mm}$$

Dalam menghitung lebar efektif *joint* diambil dari lebar terkecil $b+h$ dan $b+2x$.

$$b + h = 350 + 600 = 950 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + (600 - 350) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar efektif } joint = 700 \text{ mm.}$$

$$A_j = 700 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

- Menghitung gaya geser yang menyebabkan goyangan (*joint* sumbu 3)

Momen yang timbul di atas *joint* dihitung dari kontribusi M_{pr} balok. Kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, sehingga faktor distribusi diambil sebesar 0,5.

$$M_c = \frac{M_{pr}^- a + M_{pr}^+ b}{2}$$

$$M_c = \frac{0 + 260,61}{2}$$

$$M_c = 130,304 \text{ kNm}$$

$$V_{sway} = \frac{2(130,304)}{3,5}$$

$$V_{sway} = 74,459 \text{ kN}$$

- Hitung gaya-gaya yang bekerja pada *joint* sumbu 3

Sisi atas *joint* yang merangka adalah B2-1 yang memiliki $A_{s_a} = 981,748 \text{ mm}^2$

$$T_1 = 1,25A_s f_y$$

$$T_1 = 1,25(981,748)(420)/1000$$

$$T_1 = 773,13 \text{ kN}$$

Untuk gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi atas *joint* sebesar $C_1 = T_1 = 773,13 \text{ kN}$.

Sisi bawah *joint* yang merangka adalah B2 yang memiliki luasan tulangan bawah sebesar $981,748 \text{ mm}^2$

$$T_2 = 1,25A_s f_y$$

$$T_2 = 1,25(981,748)(420)/1000$$

$$T_2 = 515,418 \text{ kN}$$

Untuk gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi atas *joint* sebesar $C_2 = T_2 = 515,418 \text{ kN}$.

Gambar

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{sway}$$

$$V_j = 773,13 + 515,418 - 74,459$$

$$V_j = 1127,674 \text{ kN}$$

- Hitung kapasitas geser pada *joint* sumbu 3

Karena pada *joint* ini terkekang oleh balok pada keempat sisi maka dapat digunakan persamaan berikut:

$$\phi V_n = 0,85 \times 1,7 \sqrt{f_c'} A_j$$

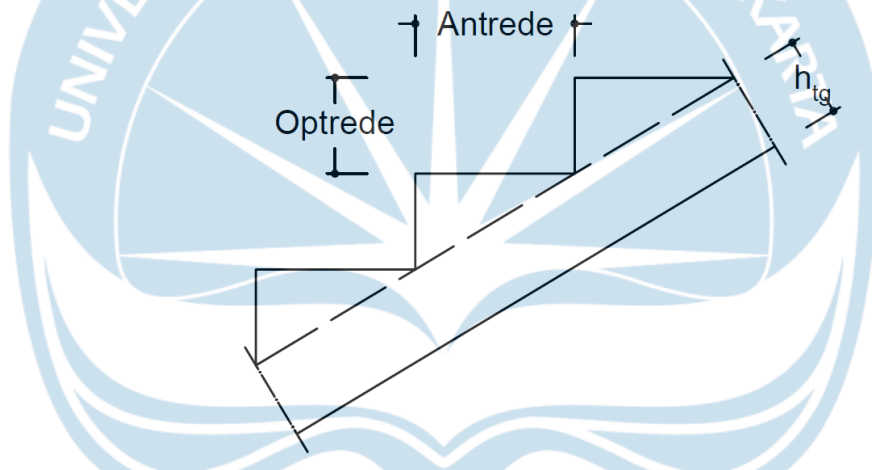
$$\phi V_n = 0,85 \times 1,7 \sqrt{30}(36000)$$

$$\phi V_n = 2011,237 \text{ kN}$$

Karena nilai $\phi V_n > V_j$ maka untuk sumbu 3 *joint* yang ditinjau dapat dikatakan aman.

2.12 Perancangan Tangga

Tangga dan bordes merupakan struktur sekunder yang tidak didesain secara khusus sebagai elemen penahan gaya lateral. Perancangan tangga didasarkan pada lebar anak tangga (*Antrede*) dan tinggi anak tangga (*Optrede*) yang nyaman bagi pengguna tangga (lihat Gambar 2.12.1). Tinggi *optrede* (O) yang nyaman berkisar dari 150 mm hingga 200 mm dan untuk *antrede* (A) berkisar dari 280 mm hingga 300 mm.



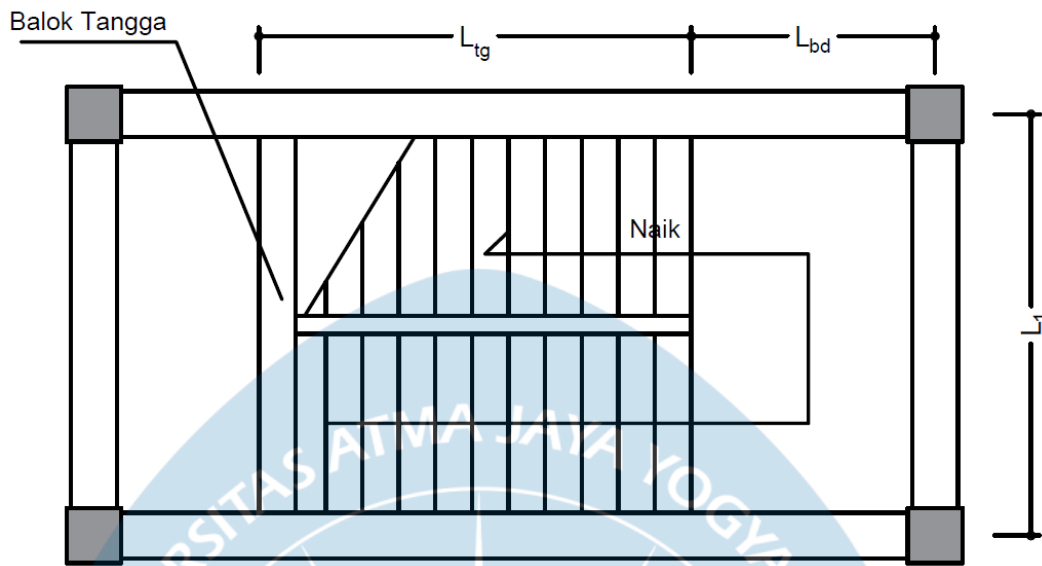
Gambar 2.12.1 Ilustrasi Optrede dan Antrede pada Tangga

Pada struktur tangga terdapat bordes yang berfungsi menghubungkan antar lantai dan mengubah arah tangga. Lebar bordes (L_{bd}) minimum adalah selebar dengan setengah lebar tangga ($L_{bd} = \frac{1}{2} L_1$). Besarnya L_{tg} dan jumlah anak tangga (n_{tg}) secara berturut-turut ditentukan dengan persamaan berikut:

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \frac{h_{lt}}{O} - 1 \right) A \quad (2.12.1)$$

$$n_{tg} = \frac{h_{lt}}{O} \quad (2.12.2)$$

Dengan h_{lt} merupakan tinggi antar lantai.



Gambar 2.12.2 Keterangan Tampak Atas Geometri Tangga

Tebal pelat tangga yang direncanakan (h_{tg}) ditentukan dari pendekatan tebal minimum pelat satu arah sesuai yang diatur dalam **Error! Reference source not found.**, karena pelat tangga akan melentur pada salah satu arah yaitu pada arah panjangnya yang memiliki perilaku seperti pelat satu arah. Adapun dimensi tangga pada struktur yang direncanakan ditetapkan sebagai berikut.

- Lebar Tangga (L_1) : 3000 mm
- Optrede : 160 mm
- Antrede : 280 mm
- Lebar Bordes (L_{bd}) : 1500 mm
- Tinggi Antar Lantai (h_{lt}) : 3500 mm

Berdasarkan parameter yang telah ditetapkan, maka jumlah anak tangga dan juga besarnya L_{tg} dari hasil perhitungan melalui Persamaan **Error! Reference source not found.** dan Persamaan **Error! Reference source not found.** adalah sebagai berikut. Denah rencana tangga dapat dilihat pada **Error! Reference source not found.**

- Jumlah Anak Tangga

$$n_{tg} = \frac{h_{lt}}{O}$$

$$n_{tg} = \frac{3500}{160}$$

$$n_{tg} = 21,875$$

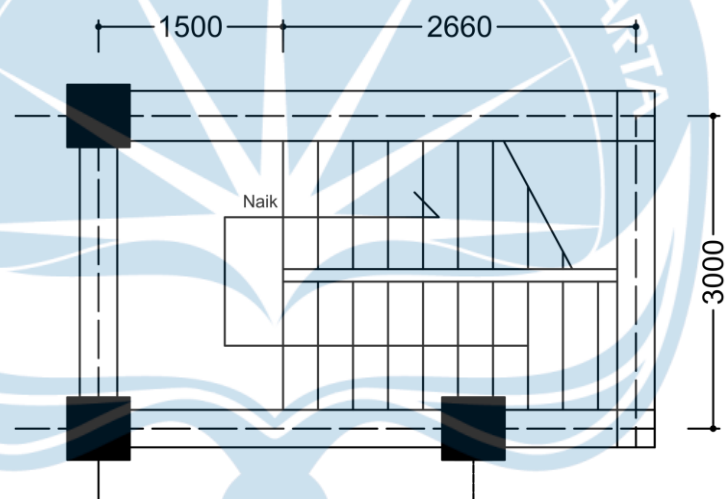
$$n_{tg} \approx 21$$

- L_{tg}

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \frac{h_{lt}}{O} - 1 \right) A$$

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} (21) - 1 \right) (280)$$

$$L_{tg} = 2660 \text{ mm}$$



- Sudut Kemiringan Tangga

$$\alpha = \arctan \left(\frac{O}{A} \right)$$

$$\alpha = \arctan \left(\frac{160}{280} \right)$$

$$\alpha = 29,74^\circ$$

- Tebal Pelat Tangga dan Bordes

- Panjang Miring Tangga (L'_{tg})

$$L'_{tg} = \frac{L_{tg}}{\cos \alpha}$$

$$L'_{tg} = \frac{2660}{\cos(29,74)}$$

$$L'_{tg} = 3063,51 \text{ mm}$$

➤ **Tebal Pelat Tangga Minimum**

Tumpuan dianggap satu ujung menerus karena pelat tangga akan menyatu secara monolit dengan bordes.

$$h_{tg} = \frac{L'_{tg}}{24}$$

$$h_{tg} = \frac{3063,51}{24}$$

$$h_{tg} = 127,65 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan yang telah diperoleh menyatakan tebal pelat tangga minimum adalah 127,65 mm, oleh karena itu digunakan tebal pelat tangga sebesar 140 mm.

➤ **Tebal Pelat Bordes**

Untuk tebal pelat bordes diambil sama dengan tebal pelat tangga yaitu sebesar 140 mm.

2.12.1 Perancangan Kebutuhan Tulangan Tangga

Perhitungan kebutuhan tulangan pada tangga pada dasarnya adalah sama dengan perhitungan jumlah kebutuhan tulangan pada pelat. Namun bedanya pada tangga, kebutuhan tulangan dihitung untuk tulangan utama dan tulangan susut.

Contoh perhitungan penulangan tangga pada daerah tumpuan dan lapangan dapat dilihat sebagai berikut:

Berikut adalah spesifikasi material yang digunakan dalam perancangan tangga pada struktur ini:

- $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- $f_y = 280 \text{ MPa}$
- $d_b = 13 \text{ mm}$
- $d_{b_susut} = 10 \text{ mm}$

$$- c_c = 20 \text{ mm}$$

- Kombinasi Beban Terfaktor (w_u)

Beban yang bekerja pada tangga ditabulasi sebagai berikut:

Tabel 2.12.1 Pembebanan Pada Tangga

Pembebanan Pada Tangga (Q_{tg})			
Jenis Beban	Berat Volume (kN/m^3)	Tebal (mm)	Berat (kN/m^2)
BS tangga	24	150	4,146
BA tangga	24	69,46	1,92
Berat ubin dan spesi	21	50	1,05
Beban Railing			1
Total		$Q_{tg} (\text{kN/m}^2)$	8,116

Yang dimana tebal untuk anak tangga diambil tebal ekivalennya yang dihitung dengan cara berikut:

$$tebal AT = \frac{O \times A}{\sqrt{O^2 + A^2}}$$

$$tebal AT = \frac{160 \times 280}{\sqrt{160^2 + 280^2}} = 69,46 \text{ mm}$$

Kombinasi pembebanan yang bekerja pada tangga dihitung sebagai berikut:

- Kombinasi 1,4 D

$$w_{u1} = 1,4 (Q_{DL} + Q_{SIDL})$$

$$w_{u1} = 1,4 (4,146 + 3,97)$$

$$w_{u1} = 11,36 \text{ kN/m}^2$$

- Kombinasi 1,2 D + 1,6 L

$$w_{u2} = 1,2 (Q_{DL} + Q_{SIDL}) + 1,6 Q_{LL}$$

$$w_{u2} = 1,2 (4,146 + 3,97) + 1,6 (4,79)$$

$$w_{u2} = 17,4 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan, digunakan hasil kombinasi yang terbesar yaitu kombinasi kedua (1,2 D + 1,6 L), $w_{u2} = 17,4 \text{ kN/m}^2$.

- Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor

Gaya dalam pada tangga didapatkan melalui analisis struktur menggunakan *software* ETABS, dan didapatkan hasil berikut:

Tabel 2.12.2 Output Gaya Dalam ETABS Pada Tangga

Output Gaya Dalam ETABS		
$M_{u \text{ bordes}}^-$	17,6407	kNm
$M_{u \text{ bordes}}^-$	17,6407	kNm
$M_{u \text{ tangga}}^+ \text{ (lapangan)}$	16,744	kNm
$V_{u \text{ tangga bawah}}^-$	24,1884	kN
$V_{u \text{ tangga atas}}^+$	25,298	kN
$V_{u \text{ bordes}}^-$	1,707	kN
$V_{u \text{ bordes}}^+$	34,6588	kN
$M_{u \text{ use}}$	17,6407	kNm
$V_{u \text{ use}}$	34,6588	kN

Berikut adalah langkah-langkah perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan utama di bagian tumpuan dan lapangan:

➤ Tinggi Efektif Tangga

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 140 - 20 - \frac{13}{2}$$

$$d = 113,5 \text{ mm}$$

➤ Kapasitas Geser Beton

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi V_c = 0,75(0,17)(1)\sqrt{30}(1000)(113,5)$$

$$\phi V_c = 79262,3 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 79,262 \text{ kN}$$

➤ Cek $V_u \leq \phi V_c$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$34,65 \leq 79,262 \text{ (penampang aman terhadap geser)}$$

Karena nilai V_u lebih kecil daripada ϕV_c , maka ini berarti penampang aman terhadap gaya geser.

➤ Koefisien Tahanan Lentur dan Rasio Tulangan

- Koefisien Tahanan Lentur

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Tumpuan

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

$$k = \frac{17,64 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k = 1,52$$

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Lapangan

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

$$k = \frac{16,74 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k = 1,44$$

- Rasio Tulangan

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,52)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,00561$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,44)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,00531$$

- Rasio Tulangan Maksimum

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} = 0,836$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36f'_c\beta_1}{f_y}$$

$$\rho_{maks} = \frac{0,36(30)(0,836)}{420}$$

$$\rho_{maks} = 0,0215$$

- Luas Tulangan Lentur

- Luas Tulangan Lentur Pada Tumpuan

$$A_{sreq} = \rho_{req}bd$$

$$A_{sreq} = 0,00561(1000)(113,5)$$

$$A_{sreq} = 636,35 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Pada Lapangan

$$A_{sreq} = \rho_{req}bd$$

$$A_{sreq} = 0,00531(1000)(113,5)$$

$$A_{sreq} = 603,002 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Minimum

Karena mutu baja yang digunakan adalah baja dengan mutu $f_y = 280 \text{ MPa}$. Maka luas tulangan minimum diambil terbesar antara 2 persamaan berikut:

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{280} (1000)(140); 0,0014(1000)(140)\right)$$

$$A_{s_min} = \max(280; 196)$$

$$A_{s_min} = 280 \text{ mm}^2$$

Karena hasil perhitungan A_{s_req} lebih besar dari A_{s_min} maka digunakan A_{s_req} sebagai kebutuhan luasan tulangan perlu ($A_{s_tumpuan} = 636,35 \text{ mm}^2$ & $A_{s_lapangan} = 603,002 \text{ mm}^2$)

➤ Spasi Tulangan Terpasang

Spasi tulangan yang dibutuhkan berdasarkan luas tulangan yang diperlukan dapat dihitung melalui persamaan berikut:

$$s = \frac{\frac{1}{4}\pi d_b^2 b}{A_s}$$

- Spasi Tulangan Lentur Pada Tumpuan

$$\bullet s = \frac{\frac{1}{4}\pi d_b^2 b}{A_s}$$

$$\bullet s = \frac{\frac{1}{4}\pi 13^2 (1000)}{636,35}$$

$$\bullet s = 208,6 \text{ mm}$$

- Spasi Tulangan Lentur Pada Lapangan

$$\bullet s = \frac{\frac{1}{4}\pi d_b^2 b}{A_s}$$

$$\bullet s = \frac{\frac{1}{4}\pi 13^2 (1000)}{603,002}$$

$$\bullet s = 220,12 \text{ mm}$$

➤ Spasi Tulangan Maksimum

Spasi tulangan maksimum diambil nilai terkecil dari 2 persamaan berikut:

$$- s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c$$

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 280} \right) - 2,5(20)$$

$$s_{maks_1} = 330 \text{ mm}$$

$$- s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \text{ mm}$$

Karena hasil perhitungan spasi yang dibutuhkan lebih kecil dari spasi maksimum, maka digunakan spasi 200 mm. Digunakan D13-200 baik untuk tulangan tumpuan ataupun lapangan.

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Susut

Perhitungan kebutuhan luas minimum tulangan susut dilakukan dengan cara yang sama yaitu sebagai berikut:

$$A_{s_min} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g \right)$$

$$A_{s_min} = \max \left(\frac{0,0018 \times 420}{280} (1000)(140); 0,0014(1000)(140) \right)$$

$$A_{s_min} = \max (280; 196)$$

$$A_{s_min} = 280 \text{ mm}^2$$

Nilai A_{s_min} inilah yang akan digunakan sebagai luasan tulangan yang digunakan untuk tulangan susut pada tangga. Maka dari itu, perhitungan spasi tulangan susut dapat dihitung sebagai berikut:

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi 10^2 (1000)}{280}$$

$$s = 208,58 \text{ mm}$$

Digunakan spasi 200 mm untuk tulangan susut. Maka digunakan D10-200 untuk tulangan susut tangga.