

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Perancangan Struktur Atap

Perancangan struktur diawali dari perancangan gording yang kemudian dilanjutkan dengan perancangan kuda – kuda. Pada gedung ini terdapat tiga jenis atap yang harus dirancang, yaitu struktur atap lantai empat, struktur atap lantai lima, dan struktur atap lantai enam. Jenis material yang digunakan pada gording dan kuda – kuda adalah baja profil dengan spesifikasi material mengikuti katalog produk yang dikeluarkan oleh PT. Gunung Garuda. Pedoman yang digunakan dalam melakukan perancangan struktur atap adalah SNI 1729:2020 (Badan Standardisasi Nasional, 2020c) dan AISC 360-16 (American Institute of Steel Construction, 2016). Informasi umum struktur atap masing – masing lantai dapat dilihat pada Tabel 2.1.1. Desain akhir dan gambar detail atap pada setiap lantai dapat dilihat pada Lampiran 85 hingga Lampiran 94.

Tabel 2.1.1 Informasi Umum Struktur Atap Masing - Masing Lantai

Keterangan	Atap Lantai 4	Atap Lantai 5	Atap Lantai 6
Panjang miring kuda – kuda (L') (mm)	6153	5790	3046
Kemiringan atap α (°)	15	15	10
Jumlah gording (n)	5	5	4
Jarak miring gording $a' = \frac{L'}{n}$ (mm)	1230	1158	1015
Jarak mendatar gording $a = a' \cos \alpha$ (mm)	1188	1118	1000
Jarak antar kuda – kuda (B) (mm)	5000	5000	5000
Jarak antar <i>sagrod</i>	1667	1667	1667
Jenis atap	<i>Zincallume</i> R945 t 0,5 mm		

2.1.1 Perencanaan Gording

- Metode Analisis Pembebanan Gording

Pembebanan yang bekerja pada gording dianalisis berdasarkan *tributary area* beban yang bekerja pada gording (Lihat Gambar 2.1.1), sehingga beban yang bekerja dianalisis dalam beban tiap satuan panjang gording.



Gambar 2.1.1 *Tributary Area* Beban yang Bekerja pada Gording

- Pembebanan Gording

Gording yang direncanakan akan mendukung beban mati, beban hidup, dan beban air hujan. Beban mati yang didukung gording meliputi berat atap, berat sendiri gording, dan berat plafon serta penggantung. Beban hidup yang bekerja pada gording berupa beban terpusat dari pekerja selama pelaksanaan maupun pada saat pemeliharaan. Pada umumnya berat atap, berat plafond, dan berat air hujan yang diketahui dalam satuan berat per luasan (w), namun karena analisis gording ditinjau dalam beban tiap satuan panjang (q), maka harus diubah dalam satuan beban tiap satuan panjang (Lihat Persamaan (2.1.1) hingga Persamaan (2.1.3)).

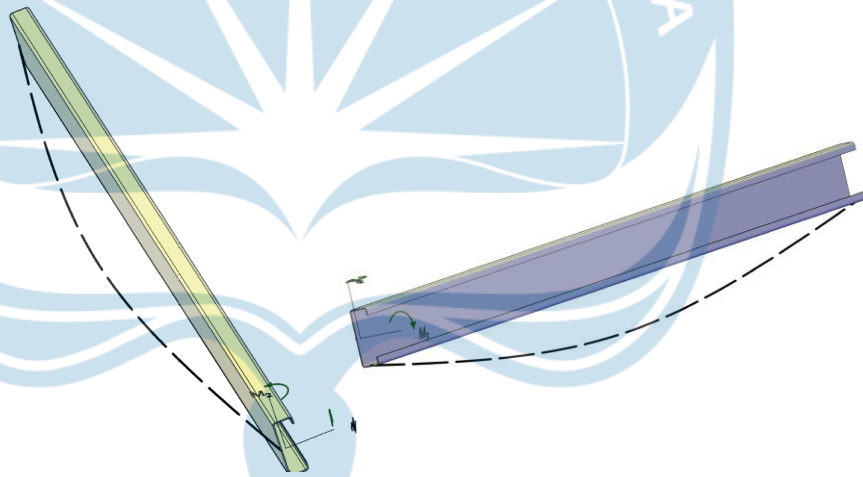
$$q_{atap} = a' \times w_{atap} \quad (2.1.1)$$

$$q_{plafond} = a \times w_{plafond} \quad (2.1.2)$$

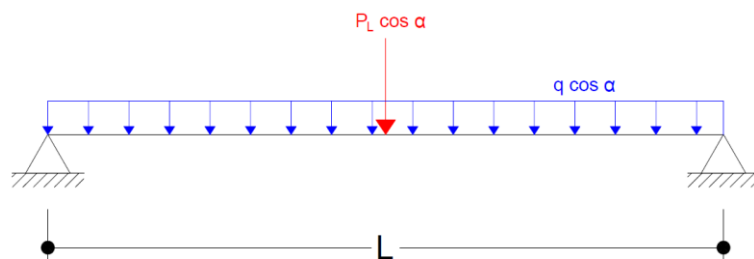
$$q_R = a \times w_R \quad (2.1.3)$$

- Momen Rencana Gording

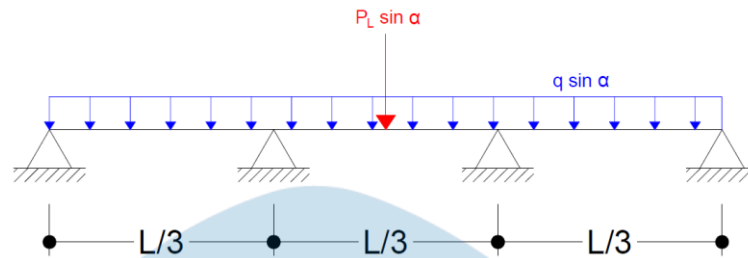
Momen rencana yang bekerja pada gording ditinjau dalam dua arah sumbunya. Hal ini karena posisi gording yang miring, sehingga menimbulkan momen lentur pada sumbu kuat (M_3) dan sumbu lemahnya (M_2) (Lihat Gambar 2.1.2). Pada arah sumbu kuat, tumpuan gording dimodelkan sebagai sendi – sendi pada ujung – ujungnya, dimana ujung gording tersebut menumpu pada kuda – kuda (Lihat Gambar 2.1.3). Pada arah sumbu lemah, terdapat empat tumpuan sendi dengan dua tumpuan yang berada di tengah merupakan representasi dari *sagrod* yang menahan lenturan pada sumbu lemah gording (Lihat Gambar 2.1.4). Momen lentur pada masing – masing sumbu akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan dapat dihitung berdasarkan Tabel 2.1.2.



Gambar 2.1.2 Momen Lentur Gording pada Setiap Sumbu



Gambar 2.1.3 Pemodelan Tumpuan Gording pada Sumbu Kuat



Gambar 2.1.4 Pemodelan Tumpuan Gording pada Sumbu Lemah

Tabel 2.1.2 Persamaan Momen Lentur pada Sumbu 2 dan Sumbu 3 Gording

Jenis Beban	Momen pada sumbu 2	Momen pada sumbu 3
Beban mati	$M_{2_D} = \frac{1}{8} q_D \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$ (2.1.4)	$M_{3_D} = \frac{1}{8} q_D \cos \alpha L^2$ (2.1.5)
Beban hidup	$M_{2_L} = \frac{1}{4} P_L \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)$ (2.1.6)	$M_{3_L} = \frac{1}{4} P_L \cos \alpha L$ (2.1.7)
Beban air hujan	$M_{2_R} = \frac{1}{8} q_R \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$ (2.1.8)	$M_{3_D} = \frac{1}{8} q_R \cos \alpha L^2$ (2.1.9)

- Kombinasi Beban

Beban terfaktor maksimum yang bekerja pada gording diambil terbesar dari beberapa kombinasi beban LRFD berdasarkan pasal 2.3 SNI 1727:2020. Beberapa kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

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

- 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 bekerja pada penampang dapat dihitung

berdasarkan Persamaan (2.1.10), dengan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9.

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi S_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi S_2} \quad (2.1.10)$$

- Defleksi Gording

Defleksi yang terjadi pada gording akibat beban layan tidak boleh melebihi batasan yang diizinkan. AISC 360-16 *chapter* L2 menjelaskan defleksi pada komponen horizontal struktur atap dibatasi sebesar 1/240 dari panjang bentang elemen tersebut. Defleksi yang terjadi pada sumbu lemah dan sumbu kuat dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.11) dan Persamaan (2.1.12) (Gere, 2006). Resultan defleksi dari kedua sumbu yang dihitung dengan Persamaan (2.1.13) tidak boleh melebihi $\frac{1}{240}L$.

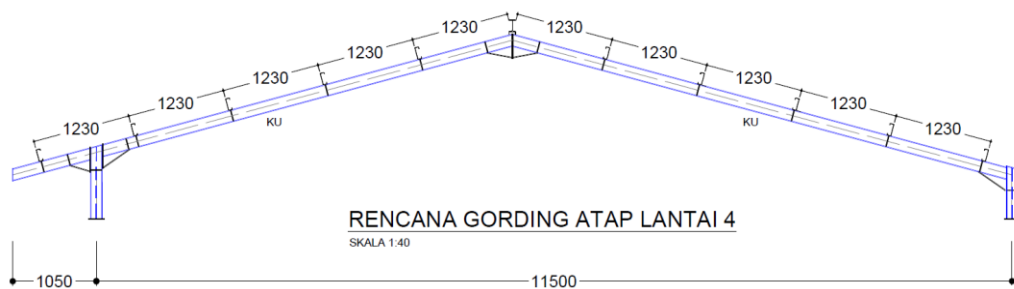
$$\delta_2 = \frac{5 (q_D + q_R) \cos \alpha L^4}{384 EI_x} + \frac{P_L \cos \alpha L^3}{48 EI_x} \quad (2.1.11)$$

$$\delta_3 = \frac{5 (q_D + q_R) \sin \alpha L^4}{384 EI_y} + \frac{P_L \sin \alpha L^3}{48 EI_y} \quad (2.1.12)$$

$$\delta = \sqrt{(\delta_2)^2 + (\delta_3)^2} \quad (2.1.13)$$

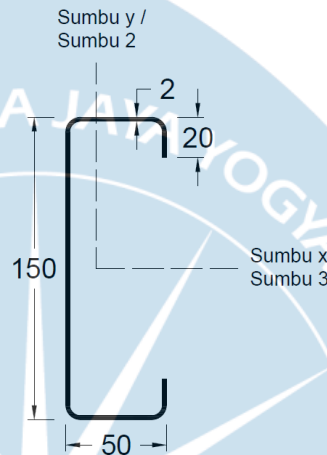
2.1.1.1 Atap Lantai Empat

Detail rencana gording struktur atap lantai empat dapat dilihat sesuai dengan Gambar 2.1.5



Gambar 2.1.5 Detail Rencana Gording Atap Lantai 4

Sebagai asumsi awal, profil gording yang digunakan adalah *lipped channel* dengan ukuran **C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm** (Lihat Gambar 2.1.6) yang memiliki berat 0,0435 kN/m. Berdasarkan katalog produk PT. Gunung Garuda, profil memiliki parameter fisik yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.3



Gambar 2.1.6 Profil C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm

Tabel 2.1.3 Parameter Fisik Profil C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm

Keterangan	Nilai
Inersia sumbu kuat (I_x) (mm^4)	1850000
Inersia sumbu lemah (I_y) (mm^4)	190000
Modulus penampang sumbu kuat (S_x) (mm^3)	24700
Modulus penampang sumbu lemah (S_y) (mm^3)	5600
Modulus Elastisitas (E) (MPa)	200000

➤ Pembebanan

Diketahui beban mati yang didukung gording memiliki berat sebagai berikut:

- Berat atap (w_{atap}) $= 0,04 \text{ kN/m}^2$

- Berat plafond + penggantung (w_{plafond}) = 0,20 kN/m²
- Berat sendiri gording (q_{gording}) = 0,0435 kN/m

Perhitungan beban mati total yang didukung gording ditunjukkan pada uraian berikut:

$$\begin{aligned} - q_{\text{atap}} &= \frac{1230}{1000} \times 0,04 = 0,0492 \text{ kN/m} \\ - q_{\text{plafond}} &= \frac{1188}{1000} \times 0,20 = 0,2376 \text{ kN/m} \\ - q_{\text{gording}} &= \frac{1188}{1000} \times 0,20 = 0,0435 \text{ kN/m} \\ \hline - q_D &= \frac{1230}{1000} \times 0,04 = 0,3303 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad +$$

Adapun beban hidup yang didukung gording berupa beban pekerja yang sifatnya sebagai beban terpusat sebesar $P_L = 1,0$ kN. Untuk beban air hujan (w_R) diambil sebesar 0,2 kN/m² berdasarkan SNI 1727:2020. Karena beban yang diketahui masih dalam satuan berat per luasan, maka perlu diubah dalam satuan berat tiap satuan panjang.

$$q_R = \frac{1188}{1000} \times 0,2 = 0,238 \text{ kN/m}$$

➤ Momen Rencana Gording

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

- $q_D = 0,3303$ kN/m
- $P_L = 1,0$ kN
- $q_R = 0,238$ kN/m

▪ Momen pada sumbu 3

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

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

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,3303) \cos 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,D} = \mathbf{0,997 \text{ kNm}}$$

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

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

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1,0) \cos 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)$$

$$M_{3,L} = \mathbf{1,207 \text{ kNm}}$$

- Akibat beban air hujan ($M_{3,R}$)

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

$$M_{3,R} = \frac{1}{8} (0,238) \cos 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,R} = \mathbf{0,717 \text{ kNm}}$$

▪ Momen pada sumbu 2

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

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q_D \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} (0,3303) \sin 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)^2$$

$$M_{2,D} = \mathbf{0,030 \text{ kNm}}$$

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

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

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} (1,0) \sin 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)$$

$$M_{2,L} = \mathbf{0,108 \text{ kNm}}$$

- Akibat beban air hujan ($M_{2,R}$)

$$M_{2,R} = \frac{1}{8} q_R \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$$

$$M_{2,R} = \frac{1}{8} (0,238) \sin 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)^2$$

$$M_{2,R} = \mathbf{0,021 \text{ kNm}}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan momen pada masing – masing sumbu akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka momen terfaktor maksimum pada masing – masing sumbu adalah sebagai berikut:

▪ Kombinasi beban pada sumbu 3

- Kombinasi 1

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

$$M_{3,U1} = 1,4(0,997)$$

$$M_{3,U1} = \mathbf{1,396 \text{ kNm}}$$

- Kombinasi 2

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

$$M_{3,U2} = 1,2(0,997) + 1,6(1,207) + 0,5(0,717)$$

$$M_{3,U2} = \mathbf{3,487 \text{ kNm}}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu

$$\mathbf{M_{3,U} = 3,487 \text{ kNm.}}$$

▪ Kombinasi beban pada sumbu 2

- Kombinasi 1

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

$$M_{2,U1} = 1,4(0,030)$$

$$M_{2,U1} = \mathbf{0,042 \text{ kNm}}$$

- Kombinasi 2

$$M_{2,U2} = 1,2(M_{2,D}) + 1,6(M_{2,L}) + 0,5(M_{2,R})$$

$$M_{2,U2} = 1,2(0,030) + 1,6(0,108) + 0,5(0,021)$$

$$\mathbf{M_{2,U2} = 0,219 \text{ kNm}}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu

$$\mathbf{M_{2,U} = 0,219 \text{ kNm.}}$$

➤ Tegangan pada Penampang

Tegangan pada penampang dihitung sesuai dengan Persamaan (2.1.10) dan tidak boleh melebihi tegangan leleh penampanh (f_y)

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

$$f_b = \frac{3,487 \times 10^6}{(0,90)(24700)} + \frac{0,219 \times 10^6}{(0,90)(5600)}$$

$$\mathbf{f_b = 200,28 \text{ MPa}}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan yang terjadi ($f_b = 200,28 \text{ MPa}$) lebih kecil dari tegangan leleh penampang ($f_y = 240 \text{ MPa}$), sehingga dapat dikategorikan bahwa penampang **aman** ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Gording

▪ Defleksi pada sumbu 3

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

$$\delta_3 = \frac{5 (0,3303+0,2308) \sin 15^\circ (5000)^4}{384 (200000)(190000)} + \frac{1,0 \times 10^3 \sin 15^\circ (5000)^3}{48 (200000)(190000)}$$

$$\delta_3 = 1,0456 \text{ mm}$$

▪ Defleksi pada sumbu 2

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

$$\delta_2 = \frac{5 (0,3303+0,2308) \cos 15^\circ (5000)^4}{384 (200000)(1850000)} + \frac{1,0 \times 10^{-3} \cos 15^\circ (5000)^3}{48 (200000)(1850000)}$$

$$\delta_2 = 18,864 \text{ mm}$$

- Resultan defleksi

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

$$\delta = \sqrt{(18,864)^2 + (1,0456)^2}$$

$$\delta = 18,893 \text{ mm}$$

- Defleksi maksimum yang diizinkan

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

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (5000)$$

$$\delta_{maks} = 20,833 \text{ mm}$$

- Cek keamanan profil terhadap defleksi

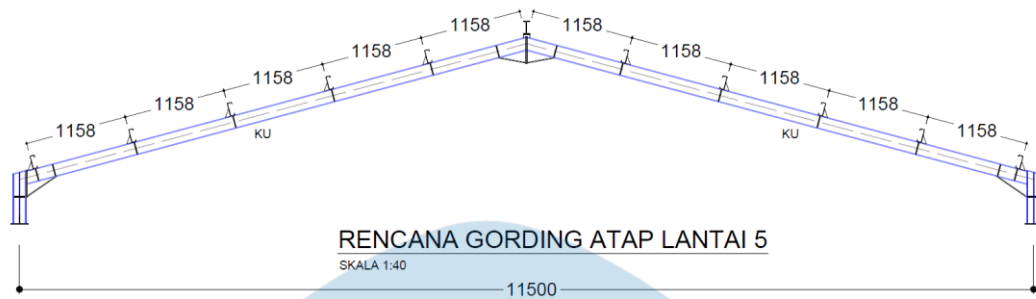
$$\delta \leq \delta_{maks}$$

$$18,893 \text{ mm} \leq 20,833 \text{ mm} \dots \text{Profil Aman}$$

Hasil pengecekan terhadap tegangan dan defleksi menunjukkan bahwa keduanya aman terhadap batasan yang diizinkan ($f_b \leq f_y$ dan $\delta \leq \delta_{maks}$). Sehingga dapat disimpulkan bahwa profil **C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm** aman dan dapat digunakan sebagai gording atap lantai 4.

2.1.1.2 Atap Lantai Lima

Detail rencana gording struktur atap lantai lima dapat dilihat sesuai dengan Gambar 2.1.7. Sebagai asumsi awal, profil gording yang digunakan adalah *lipped channel* dengan ukuran **C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm** (Lihat Gambar 2.1.6) yang memiliki berat 0,0435 kN/m. Berdasarkan katalog produk PT. Gunung Garuda, profil memiliki parameter fisik yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.3.



Gambar 2.1.7 Detail Rencana Gording Atap Lantai 5

➤ Pembebanan

Diketahui beban mati yang didukung gording memiliki berat sebagai berikut:

- Berat atap (w_{atap}) = 0,04 kN/m²
- Berat plafond + penggantung (w_{plafond}) = 0,20 kN/m²
- Berat sendiri gording (q_{gording}) = 0,0435 kN/m

Perhitungan beban mati total yang didukung gording ditunjukkan pada uraian berikut:

$$\begin{aligned}
 - q_{\text{atap}} &= \frac{1158}{1000} \times 0,04 = 0,0463 \text{ kN/m} \\
 - q_{\text{plafond}} &= \frac{1118}{1000} \times 0,20 = 0,2 \text{ kN/m} \\
 - q_{\text{gording}} &= \frac{1188}{1000} \times 0,20 = 0,0435 \text{ kN/m} \\
 &+ \\
 - q_D &= \frac{1230}{1000} \times 0,04 = 0,3135 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Adapun beban hidup yang didukung gording berupa beban pekerja yang dimodelkan sebagai beban terpusat sebesar $P_L = 1,0$ kN. Untuk beban air hujan (w_R) diambil sebesar 0,2 kN/m² berdasarkan SNI 1727:2020. Karena beban yang diketahui masih dalam satuan berat per luasan, maka perlu diubah dalam satuan berat tiap satuan panjang.

$$q_R = \frac{1118}{1000} \times 0,2 = 0,224 \text{ kN/m}$$

➤ Momen Rencana Gording

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

$$- q_D = 0,3135 \text{ kN/m}$$

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

$$- q_R = 0,224 \text{ kN/m}$$

▪ Momen pada sumbu 3

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

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

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,3135) \cos 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,D} = \mathbf{0,9463 \text{ kNm}}$$

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

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

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1,0) \cos 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)$$

$$M_{3,L} = \mathbf{1,207 \text{ kNm}}$$

- Akibat beban air hujan ($M_{3,R}$)

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

$$M_{3,R} = \frac{1}{8} (0,224) \cos 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,R} = \mathbf{0,675 \text{ kNm}}$$

▪ Momen pada sumbu 2

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

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q_D \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} (0,3135) \sin 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)^2$$

$$M_{2,D} = \mathbf{0,0282 \text{ kNm}}$$

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

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

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} (1,0) \sin 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)$$

$$M_{2,L} = \mathbf{0,108 \text{ kNm}}$$

- Akibat beban air hujan ($M_{2,R}$)

$$M_{2,R} = \frac{1}{8} q_R \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$$

$$M_{2,R} = \frac{1}{8} (0,224) \sin 15^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)^2$$

$$M_{2,R} = \mathbf{0,0201 \text{ kNm}}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan momen pada masing – masing sumbu akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka momen terfaktor maksimum pada masing – masing sumbu adalah sebagai berikut:

▪ Kombinasi beban pada sumbu 3

- Kombinasi 1

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

$$M_{3,U1} = 1,4(0,9463)$$

$$\mathbf{M_{3,U1} = 1,325 \text{ kNm}}$$

- Kombinasi 2

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

$$M_{3,U2} = 1,2(0,9463) + 1,6(1,207) + 0,5(0,675)$$

$$\mathbf{M_{3,U2} = 3,405 \text{ kNm}}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu

$$\mathbf{M_{3,U} = 3,405 \text{ kNm.}}$$

▪ Kombinasi beban pada sumbu 2

- Kombinasi 1

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

$$M_{2,U1} = 1,4(0,0282)$$

$$\mathbf{M_{2,U1} = 0,0394 \text{ kNm}}$$

- Kombinasi 2

$$M_{2,U2} = 1,2(M_{2,D}) + 1,6(M_{2,L}) + 0,5(M_{2,R})$$

$$M_{2,U2} = 1,2(0,0282) + 1,6(0,108) + 0,5(0,02)$$

$$\mathbf{M_{2,U2} = 0,2164 \text{ kNm}}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu

$$\mathbf{M_{2,U} = 0,2164 \text{ kNm.}}$$

➤ Tegangan pada Penampang

Tegangan pada penampang dihitung sesuai dengan Persamaan (2.1.10) dan tidak boleh melebihi tegangan leleh penampangnya (f_y)

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

$$f_b = \frac{3,405 \times 10^6}{(0,90)(24700)} + \frac{0,2164 \times 10^6}{(0,90)(5600)}$$

$$\mathbf{f_b = 196,11 \text{ MPa}}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan yang terjadi ($f_b = 196,11 \text{ MPa}$) lebih kecil dari tegangan leleh

penampang ($f_y = 240$ MPa), sehingga dapat dikategorikan bahwa penampang **aman** ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Gording

- Defleksi pada sumbu 3

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

$$\delta_3 = \frac{5 (0,3135+0,224) \sin 15^\circ (5000)^4}{384 (200000)(190000)} + \frac{1,0 \times 10^3 \sin 15^\circ (5000)^3}{48 (200000)(190000)}$$

$$\delta_3 = 1,0245 \text{ mm}$$

- Defleksi pada sumbu 2

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

$$\delta_2 = \frac{5 (0,3135+0,224) \cos 15^\circ (5000)^4}{384 (200000)(1850000)} + \frac{1,0 \times 10^3 \cos 15^\circ (5000)^3}{48 (200000)(1850000)}$$

$$\delta_2 = 18,211 \text{ mm}$$

- Resultan defleksi

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

$$\delta = \sqrt{(18,211)^2 + (1,0245)^2}$$

$$\delta = 18,24 \text{ mm}$$

- Defleksi maksimum yang diizinkan

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

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (5000)$$

$$\delta_{maks} = 20,833 \text{ mm}$$

- Cek keamanan profil terhadap defleksi

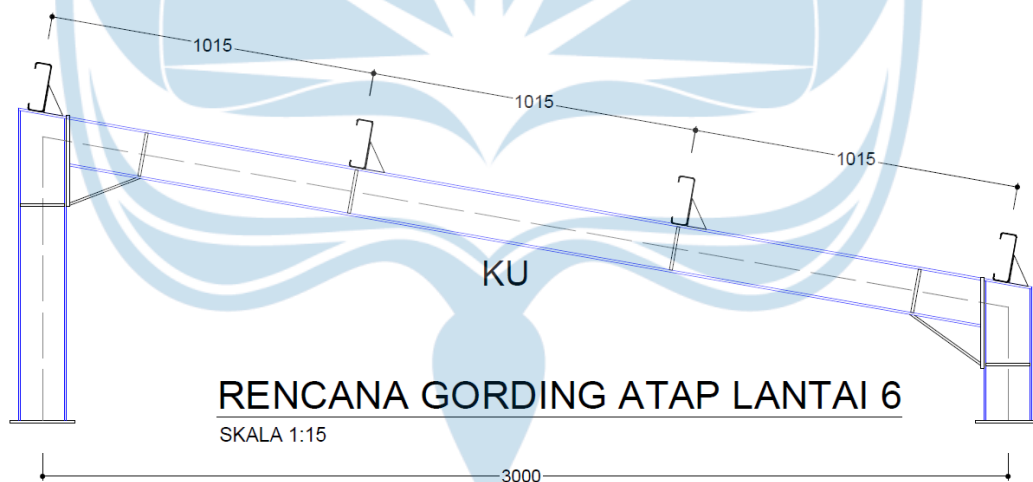
$$\delta \leq \delta_{maks}$$

$$18,24 \text{ mm} \leq 20,833 \text{ mm} \dots \textbf{Profil Aman}$$

Hasil pengecekan terhadap tegangan dan defleksi menunjukkan bahwa keduanya aman terhadap batasan yang diizinkan ($f_b \leq f_y$ dan $\delta \leq \delta_{maks}$). Sehingga dapat disimpulkan bahwa profil **C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm** aman dan dapat digunakan sebagai gording atap lantai 5.

2.1.1.3 Atap Lantai Enam

Detail rencana gording struktur atap lantai enam dapat dilihat sesuai dengan Gambar 2.1.8. Sebagai asumsi awal, profil gording yang digunakan adalah *lipped channel* dengan ukuran **C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm** (Lihat Gambar 2.1.6) yang memiliki berat 0,0435 kN/m. Berdasarkan katalog produk PT. Gunung Garuda, profil memiliki parameter fisik yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.3.



Gambar 2.1.8 Detail Rencana Gording Atap Lantai 6

➤ Pembebanan

Diketahui beban mati yang didukung gording memiliki berat sebagai berikut:

- Berat atap (w_{atap}) $= 0,04 \text{ kN/m}^2$
- Berat plafond + penggantung ($w_{plafond}$) $= 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$\text{- Berat sendiri gording } (q_{\text{gording}}) = 0,0435 \text{ kN/m}$$

Perhitungan beban mati total yang didukung gording ditunjukkan pada uraian berikut:

$$\text{- } q_{\text{atap}} = \frac{1015}{1000} \times 0,04 = 0,0406 \text{ kN/m}$$

$$\text{- } q_{\text{plafond}} = \frac{1000}{1000} \times 0,20 = 0,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{- } q_{\text{gording}} = \frac{1188}{1000} \times 0,20 = 0,0435 \text{ kN/m} \quad +$$

$$\text{- } q_D = \frac{1230}{1000} \times 0,04 = 0,2841 \text{ kN/m}$$

Adapun beban hidup yang didukung gording berupa beban pekerja yang dimodelkan sebagai beban terpusat sebesar $P_L = 1,0 \text{ kN}$. Untuk beban air hujan (w_R) diambil sebesar $0,2 \text{ kN/m}^2$ berdasarkan SNI 1727:2020. Karena beban yang diketahui masih dalam satuan berat per luasan, maka perlu diubah dalam satuan berat tiap satuan panjang.

$$q_R = \frac{1000}{1000} \times 0,2 = 0,2 \text{ kN/m}$$

➤ Momen Rencana Gording

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

$$\text{- } q_D = 0,2841 \text{ kN/m}$$

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

$$\text{- } q_R = 0,2 \text{ kN/m}$$

▪ Momen pada sumbu 3

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

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

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,2841) \cos 10^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,D} = \mathbf{0,8744 \text{ kNm}}$$

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

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

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1,0) \cos 10^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)$$

$$M_{3,L} = \mathbf{1,231 \text{ kNm}}$$

- Akibat beban air hujan ($M_{3,R}$)

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

$$M_{3,R} = \frac{1}{8} (0,2) \cos 10^\circ \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,R} = \mathbf{0,6155 \text{ kNm}}$$

▪ Momen pada sumbu 2

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

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q_D \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} (0,2841) \sin 10^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)^2$$

$$M_{2,D} = \mathbf{0,0171 \text{ kNm}}$$

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

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

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} (1,0) \sin 10^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)$$

$$M_{2,L} = \mathbf{0,0724 \text{ kNm}}$$

- Akibat beban air hujan ($M_{2,R}$)

$$M_{2,R} = \frac{1}{8} q_R \sin \alpha \left(\frac{L}{3} \right)^2$$

$$M_{2,R} = \frac{1}{8} (0,2) \sin 10^\circ \left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right)^2$$

$$M_{2,R} = \mathbf{0,0121 \text{ kNm}}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan momen pada masing – masing sumbu akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka momen terfaktor maksimum pada masing – masing sumbu adalah sebagai berikut:

▪ Kombinasi beban pada sumbu 3

- Kombinasi 1

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

$$M_{3,U1} = 1,4(0,8744)$$

$$\mathbf{M_{3,U1} = 1,2241 \text{ kNm}}$$

- Kombinasi 2

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

$$M_{3,U2} = 1,2(0,8744) + 1,6(1,23) + 0,5(0,6155)$$

$$\mathbf{M_{3,U2} = 3,405 \text{ kNm}}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu

$$\mathbf{M_{3,U} = 3,3266 \text{ kNm.}}$$

▪ Kombinasi beban pada sumbu 2

- Kombinasi 1

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

$$M_{2,U1} = 1,4(0,0171)$$

$$\mathbf{M_{2,U1} = 0,024 \text{ kNm}}$$

- Kombinasi 2

$$M_{2,U2} = 1,2(M_{2,D}) + 1,6(M_{2,L}) + 0,5(M_{2,R})$$

$$M_{2,U2} = 1,2(0,0171) + 1,6(0,072) + 0,5(0,012)$$

$$M_{2,U2} = 0,1424 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu

$$M_{2,U} = 0,1424 \text{ kNm.}$$

➤ Tegangan pada Penampang

Tegangan pada penampang dihitung sesuai dengan Persamaan (2.1.10) dan tidak boleh melebihi tegangan leleh penampanh (f_y)

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

$$f_b = \frac{3,3266 \times 10^6}{(0,90)(24700)} + \frac{0,1424 \times 10^6}{(0,90)(5600)}$$

$$f_b = 177,89 \text{ MPa}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan yang terjadi ($f_b = 177,89 \text{ MPa}$) lebih kecil dari tegangan leleh penampang ($f_y = 240 \text{ MPa}$), sehingga dapat dikategorikan bahwa penampang **aman** ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Gording

▪ Defleksi pada sumbu 3

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

$$\delta_3 = \frac{5 (0,2841+0,2) \sin 10^\circ (5000)^4}{384 (200000)(190000)} + \frac{1,0 \times 10^3 \sin 10^\circ (5000)^3}{48 (200000)(190000)}$$

$$\delta_3 = 0,663 \text{ mm}$$

▪ Defleksi pada sumbu 2

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

$$\delta_2 = \frac{5 (0,2841+0,2) \cos 10^\circ (5000)^4}{384 (200000)(1850000)} + \frac{1,0 \times 10^3 \cos 10^\circ (5000)^3}{48 (200000)(1850000)}$$

$$\delta_2 = 17,4176 \text{ mm}$$

- Resultan defleksi

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

$$\delta = \sqrt{(17,4176)^2 + (0,663)^2}$$

$$\delta = 17,43 \text{ mm}$$

- Defleksi maksimum yang diizinkan

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

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (5000)$$

$$\delta_{maks} = 20,833 \text{ mm}$$

- Cek keamanan profil terhadap defleksi

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

$$18,24 \text{ mm} \leq 20,833 \text{ mm} \dots \textbf{Profil Aman}$$

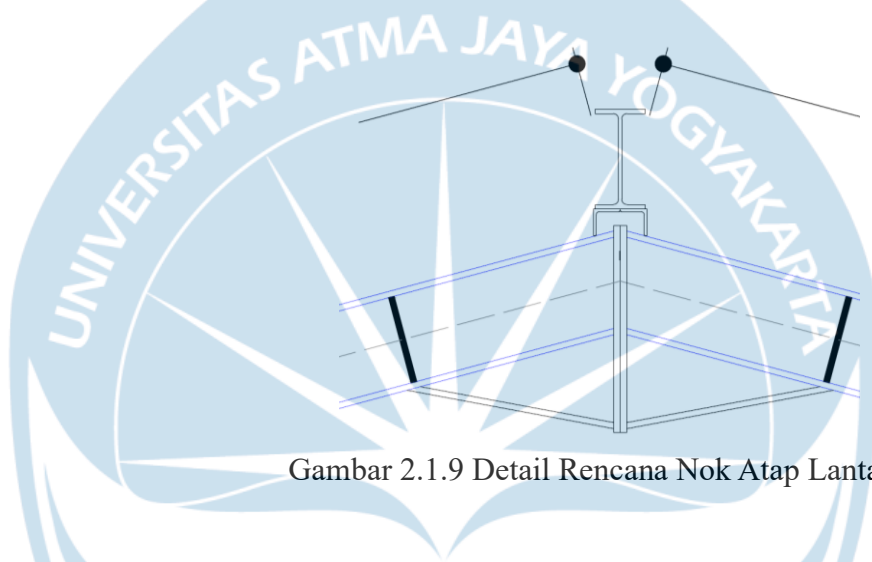
Hasil pengecekan terhadap tegangan dan defleksi menunjukkan bahwa keduanya aman terhadap batasan yang diizinkan ($f_b \leq f_y$ dan $\delta \leq \delta_{maks}$). Sehingga dapat disimpulkan bahwa profil **C150 x 50 x 20 tebal 2,0 mm** aman dan dapat digunakan sebagai gording atap lantai 6.

2.1.2 Perencanaan Nok

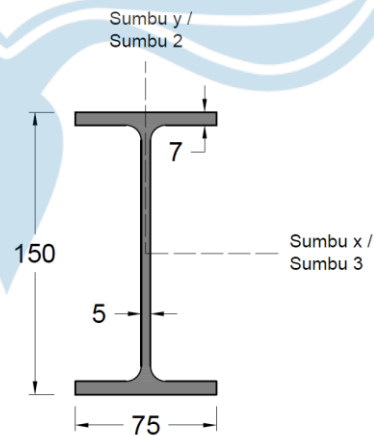
Pada prinsipnya proses perencanaan nok sama dengan perencanaan gording, hanya saja momen lentur pada arah sumbu kuat, sehingga tegangan lentur dan defleksi yang bekerja hanya pada salah satu sumbu saja. Profil yang digunakan untuk nok pada struktur atap ini adalah profil IWF.

2.1.2.1 Atap Lantai Empat

Detail rencana nok struktur atap lantai empat dapat dilihat sesuai dengan Gambar 2.1.9. Sebagai asumsi awal, profil nok yang digunakan adalah profil IWF 150 x 75 x 5 x 7 (Lihat Gambar 2.1.10) yang memiliki berat 0,14 kN/m. Berdasarkan katalog produk PT. Gunung Garuda, profil memiliki parameter fisik yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.4



Gambar 2.1.9 Detail Rencana Nok Atap Lantai 4



Gambar 2.1.10 Profil IWF 150 x 75 x 5 x 7

Tabel 2.1.4 Parameter Fisik 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**

Diketahui beban mati yang didukung gording memiliki berat sebagai berikut:

- Berat atap (w_{atap}) = 0,04 kN/m²
- Berat plafond + penggantung (w_{plafond}) = 0,20 kN/m²
- Berat sendiri nok (q_{nok}) = 0,14 kN/m

Perhitungan beban mati total yang didukung gording ditunjukkan pada uraian berikut:

$$\begin{aligned}
 - q_{\text{atap}} &= \frac{1230}{1000} \times 0,04 = 0,0492 \text{ kN/m} \\
 - q_{\text{plafond}} &= \frac{1188}{1000} \times 0,20 = 0,2376 \text{ kN/m} \\
 - q_{\text{nok}} &= \frac{1188}{1000} \times 0,20 = 0,14 \text{ kN/m} \quad + \\
 \hline
 - q_D &= \frac{1230}{1000} \times 0,04 = 0,4268 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Adapun beban hidup yang didukung gording berupa beban pekerja yang sifatnya sebagai beban terpusat sebesar $P_L = 1,0$ kN. Untuk beban air hujan (w_R) diambil sebesar 0,2 kN/m² berdasarkan SNI 1727:2020. Karena beban yang diketahui masih dalam satuan berat per

luasan, maka perlu diubah dalam satuan berat tiap satuan panjang.

$$q_R = \frac{1188}{1000} \times 0,2 = 0,238 \text{ kN/m}$$

➤ Momen Rencana Nok

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

$$- q_D = 0,3303 \text{ kN/m}$$

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

$$- q_R = 0,238 \text{ kN/m}$$

Adapun momen pada sumbu 3 akibat masing – masing beban diuraikan pada perhitungan berikut:

▪ Akibat beban mati ($M_{3,D}$)

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

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,4268) \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,D} = \mathbf{1,334 \text{ kNm}}$$

▪ Akibat beban hidup ($M_{3,L}$)

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

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1,0) \left(\frac{5000}{1000} \right)$$

$$M_{3,L} = \mathbf{1,250 \text{ kNm}}$$

▪ Akibat beban air hujan ($M_{3,R}$)

$$M_{3,R} = \frac{1}{8} q_R L^2$$

$$M_{3,R} = \frac{1}{8} (0,238) \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,R} = 0,743 \text{ kNm}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan momen akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka momen terfaktor maksimum adalah sebagai berikut:

▪ Kombinasi 1

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

$$M_{3,U1} = 1,4(1,334)$$

$$M_{3,U1} = 1,867 \text{ kNm}$$

▪ Kombinasi 2

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

$$M_{3,U2} = 1,2(1,334) + 1,6(1,250) + 0,5(0,743)$$

$$M_{3,U2} = 3,972 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu $M_{3,U} = 3,972 \text{ kNm}$.

➤ Tegangan pada Penampang

Tegangan pada penampang dihitung sesuai dengan Persamaan (2.1.10) dan tidak boleh melebihi tegangan leleh penampang (f_y)

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

$$f_b = \frac{3,972 \times 10^6}{(0,90)(88800)}$$

$$f_b = 49,698 \text{ MPa}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan yang terjadi ($f_b = 49,698 \text{ MPa}$) lebih kecil dari tegangan leleh penampang ($f_y = 240 \text{ MPa}$), sehingga dapat dikategorikan bahwa penampang **aman** ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Nok

- Defleksi pada sumbu 2

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

$$\delta_2 = \frac{5 (0,4268+0,2308)(5000)^4}{384 (200000)(6660000)} + \frac{1,0 \times 10^3 (5000)^3}{48 (200000)(6660000)}$$

$$\delta_2 = 6,015 \text{ mm}$$

- Defleksi maksimum yang diizinkan

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

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (5000)$$

$$\delta_{maks} = 20,833 \text{ mm}$$

- Cek keamanan profil terhadap defleksi

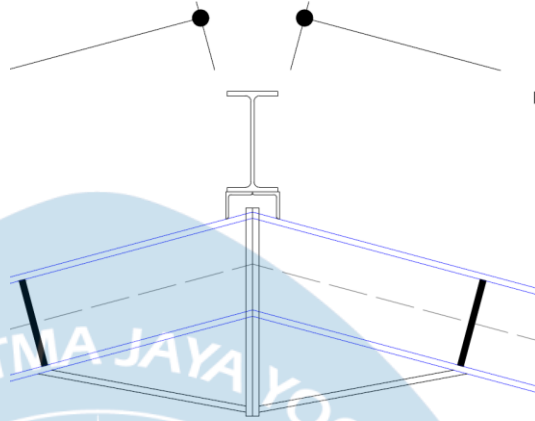
$$\delta \leq \delta_{maks}$$

$$6,015 \text{ mm} \leq 20,833 \text{ mm} \dots \text{Profil Aman}$$

Hasil pengecekan terhadap tegangan dan defleksi menunjukkan bahwa keduanya aman terhadap batasan yang diizinkan ($f_b \leq f_y$ dan $\delta \leq \delta_{maks}$). Sehingga dapat disimpulkan bahwa profil **IWF 150 x 75 x 5 x 7** aman dan dapat digunakan sebagai nok atap lantai 4.

2.1.2.2 Atap Lantai Lima

Detail rencana nok struktur atap lantai lima dapat dilihat sesuai dengan Gambar 2.1.11. Sebagai asumsi awal, profil nok yang digunakan adalah profil IWF 150 x 75 x 5 x 7 (Lihat Gambar 2.1.10) yang memiliki berat 0,14 kN/m. Berdasarkan katalog produk PT. Gunung Garuda, profil memiliki parameter fisik yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.4



Gambar 2.1.11 Detail Rencana Nok Atap Lantai 5

➤ **Pembebanan**

Diketahui beban mati yang didukung gording memiliki berat sebagai berikut:

- Berat atap (w_{atap}) = 0,04 kN/m²
- Berat plafond + penggantung (w_{plafond}) = 0,20 kN/m²
- Berat sendiri nok (q_{nok}) = 0,14 kN/m

Perhitungan beban mati total yang didukung gording ditunjukkan pada uraian berikut:

$$\begin{aligned}
 - q_{\text{atap}} &= \frac{1158}{1000} \times 0,04 = 0,0463 \text{ kN/m} \\
 - q_{\text{plafond}} &= \frac{1118}{1000} \times 0,20 = 0,2237 \text{ kN/m} \\
 - q_{\text{nok}} &= \frac{1188}{1000} \times 0,20 = 0,14 \text{ kN/m} \\
 &+ \\
 - q_D &= \frac{1230}{1000} \times 0,04 = 0,41 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Adapun beban hidup yang didukung gording berupa beban pekerja yang sifatnya sebagai beban terpusat sebesar $P_L = 1,0$ kN. Untuk beban air hujan (w_R) diambil sebesar 0,2 kN/m² berdasarkan SNI 1727:2020. Karena beban yang diketahui masih dalam satuan berat per

luasan, maka perlu diubah dalam satuan berat tiap satuan panjang.

$$q_R = \frac{1118}{1000} \times 0,2 = 0,224 \text{ kN/m}$$

➤ Momen Rencana Nok

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

$$- q_D = 0,41 \text{ kN/m}$$

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

$$- q_R = 0,224 \text{ kN/m}$$

Adapun momen pada sumbu 3 akibat masing – masing beban diuraikan pada perhitungan berikut:

▪ Akibat beban mati ($M_{3,D}$)

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

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} (0,41) \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,D} = \mathbf{1,2813 \text{ kNm}}$$

▪ Akibat beban hidup ($M_{3,L}$)

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

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} (1,0) \left(\frac{5000}{1000} \right)$$

$$M_{3,L} = \mathbf{1,250 \text{ kNm}}$$

▪ Akibat beban air hujan ($M_{3,R}$)

$$M_{3,R} = \frac{1}{8} q_R L^2$$

$$M_{3,R} = \frac{1}{8} (0,224) \left(\frac{5000}{1000} \right)^2$$

$$M_{3,R} = 0,699 \text{ kNm}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan momen akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka momen terfaktor maksimum adalah sebagai berikut:

▪ Kombinasi 1

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

$$M_{3,U1} = 1,4(1,2813)$$

$$M_{3,U1} = 1,7938 \text{ kNm}$$

▪ Kombinasi 2

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

$$M_{3,U2} = 1,2(1,2813) + 1,6(1,250) + 0,5(0,699)$$

$$M_{3,U2} = 3,8871 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu $M_{3,U} = 3,8871 \text{ kNm}$.

➤ Tegangan pada Penampang

Tegangan pada penampang dihitung sesuai dengan Persamaan (2.1.10) dan tidak boleh melebihi tegangan leleh penampang (f_y)

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

$$f_b = \frac{3,8871 \times 10^6}{(0,90)(88800)}$$

$$f_b = 48,637 \text{ MPa}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan yang terjadi ($f_b = 48,637 \text{ MPa}$) lebih kecil dari tegangan leleh penampang ($f_y = 240 \text{ MPa}$), sehingga dapat dikategorikan bahwa penampang **aman** ($f_b \leq f_y$).

➤ Defleksi Nok

- Defleksi pada sumbu 2

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

$$\delta_2 = \frac{5 (0,41+0,224)(5000)^4}{384 (200000)(6660000)} + \frac{1,0 \times 10^3 (5000)^3}{48 (200000)(6660000)}$$

$$\delta_2 = 5,83 \text{ mm}$$

- Defleksi maksimum yang diizinkan

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

$$\delta_{maks} = \frac{1}{240} (5000)$$

$$\delta_{maks} = 20,833 \text{ mm}$$

- Cek keamanan profil terhadap defleksi

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

$$5,83 \text{ mm} \leq 20,833 \text{ mm} \dots \text{Profil Aman}$$

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

2.1.2.3 Atap Lantai Enam

Atap lantai enam hanya memiliki satu arah kemiringan, sehingga tidak direncanakan nok pada struktur atap tersebut.

2.1.3 Perencanaan *Sagrod*

- Gaya pada *Sagrod*

Gaya yang bekerja pada *sagrod* merupakan gaya aksial tekan akibat distribusi beban dari sumbu lemah gording. Gaya yang bekerja pada *sagrod* akibat beban mati, beban hidup, dan beban air

hujan dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.14) hingga Persamaan (2.1.16).

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q_D \times \sin \alpha \right) \quad (2.1.14)$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} (P_L \times \sin \alpha) \quad (2.1.15)$$

$$F_{t,R} = n \left(\frac{L}{3} \times q_R \times \sin \alpha \right) \quad (2.1.16)$$

- Kombinasi Pembebanan

Beban terfaktor maksimum yang bekerja pada *sagrod* diambil terbesar dari beberapa kombinasi beban LRFD berdasarkan Pasal 2.3 SNI 1727:2020. Beberapa kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

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

- Luas Perlu *Sagrod*

Luasan *sagrod* yang diperlukan untuk mendukung beban terfaktor maksimum dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.17), dengan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9.

$$A_{s,req} = \frac{F_{t,U}}{\phi f_y} \quad (2.1.17)$$

2.1.3.1 Atap Lantai Empat

- Gaya pada *Sagrod*

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

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

$$F_{t,D} = 5 \left(\left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right) \times 0,3303 \times \sin 15^\circ \right)$$

$$F_{t,D} = 0,712 \text{ kN}$$

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

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

$$F_{t,L} = \frac{5}{2} (1,0 \times \sin 15^\circ)$$

$$F_{t,L} = 0,647 \text{ kN}$$

- Akibat beban air hujan ($F_{t,R}$)

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

$$F_{t,R} = 5 \left(\left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right) \times 0,238 \times \sin 15^\circ \right)$$

$$F_{t,R} = 0,513 \text{ kN}$$

- Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan gaya pada *sagrod* akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka gaya terfaktor maksimum adalah sebagai berikut:

- Kombinasi 1

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

$$F_{t,U1} = 1,4(0,712)$$

$$F_{t,U1} = 0,997 \text{ kN}$$

- Kombinasi 2

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

$$F_{t,U2} = 1,2(0,712) + 1,6(0,647) + 0,5(0,513)$$

$$F_{t,U2} = 2,147 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu $F_{t,U} = 2,147 \text{ kN}$.

- Luas Perlu *Sagrod*

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

$$A_{s_req} = \frac{2,147 \times 10^3}{(0,90)(240)}$$

$$A_{s_req} = 9,937 \text{ mm}^2$$

Luasan *sagrod* yang diperlukan adalah 9,937 mm². Sebagai asumsi awal, dicoba menggunakan *sagrod* dengan diameter 6 mm (Ø6 mm).

$$A_{s_use} = \frac{1}{4} \pi \emptyset^2$$

$$A_{s_use} = \frac{1}{4} \pi 6^2$$

$$A_{s_use} = 28,274 \text{ mm}^2$$

Luasan *sagrod* dengan menggunakan diameter 6 mm sudah lebih besar dari luasan yang diperlukan ($A_{s_use} \geq A_{s_req}$), sehingga *sagrod* dengan diameter 6 mm dapat digunakan.

2.1.3.2 Atap Lantai Lima

➤ Gaya pada *Sagrod*

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

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

$$F_{t,D} = 5 \left(\left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right) \times 0,3135 \times \sin 15^\circ \right)$$

$$F_{t,D} = 0,676 \text{ kN}$$

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

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

$$F_{t,L} = \frac{5}{2} (1,0 \times \sin 15^\circ)$$

$$F_{t,L} = 0,647 \text{ kN}$$

- Akibat beban air hujan ($F_{t,R}$)

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

$$F_{t,R} = 5 \left(\left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right) \times 0,224 \times \sin 15^\circ \right)$$

$$F_{t,R} = 0,483 \text{ kN}$$

- Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan gaya pada *sagrod* akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka gaya terfaktor maksimum adalah sebagai berikut:

- Kombinasi 1

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

$$F_{t,U1} = 1,4(0,676)$$

$$F_{t,U1} = 0,947 \text{ kN}$$

- Kombinasi 2

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

$$F_{t,U2} = 1,2(0,676) + 1,6(0,647) + 0,5(0,483)$$

$$F_{t,U2} = 2,088 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu $F_{t,U} = 2,088 \text{ kN}$.

- Luas Perlu *Sagrod*

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

$$A_{s_req} = \frac{2,088 \times 10^3}{(0,90)(240)}$$

$$A_{s_req} = 9,666 \text{ mm}^2$$

Luasan *sagrod* yang diperlukan adalah $9,666 \text{ mm}^2$. Sebagai asumsi awal, dicoba menggunakan *sagrod* dengan diameter 6 mm ($\emptyset 6 \text{ mm}$).

$$A_{s_use} = \frac{1}{4} \pi \emptyset^2$$

$$A_{s_use} = \frac{1}{4} \pi 6^2$$

$$A_{s_use} = 28,274 \text{ mm}^2$$

Luasan *sagrod* dengan menggunakan diameter 6 mm sudah lebih besar dari luasan yang diperlukan ($A_{s_use} \geq A_{s_req}$), sehingga *sagrod* dengan diameter 6 mm dapat digunakan.

2.1.3.3 Atap Lantai Enam

➤ Gaya pada *Sagrod*

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

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

$$F_{t,D} = 3 \left(\left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right) \times 0,2841 \times \sin 10^\circ \right)$$

$$\mathbf{F_{t,D} = 0,2467 \text{ kN}}$$

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

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

$$F_{t,L} = \frac{3}{2} (1,0 \times \sin 10^\circ)$$

$$\mathbf{F_{t,L} = 0,2605 \text{ kN}}$$

- Akibat beban air hujan ($F_{t,R}$)

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

$$F_{t,R} = 3 \left(\left(\frac{5000}{1000} \times \frac{1}{3} \right) \times 0,2 \times \sin 10^\circ \right)$$

$$F_{t,R} = 0,1736 \text{ kN}$$

➤ Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan hasil perhitungan gaya pada *sagrod* akibat beban mati, beban hidup, dan beban air hujan, maka gaya terfaktor maksimum adalah sebagai berikut:

▪ Kombinasi 1

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

$$F_{t,U1} = 1,4(0,2467)$$

$$F_{t,U1} = 0,3454 \text{ kN}$$

▪ Kombinasi 2

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

$$F_{t,U2} = 1,2(0,2467) + 1,6(0,2605) + 0,5(0,1736)$$

$$F_{t,U2} = 0,7996 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi diambil nilai terbesar, yaitu **$F_{t,U} = 0,7996 \text{ kN}$** .

➤ Luas Perlu *Sagrod*

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

$$A_{s_req} = \frac{0,7996 \times 10^3}{(0,90)(240)}$$

$$A_{s_req} = 3,7018 \text{ mm}^2$$

Luasan *sagrod* yang diperlukan adalah 3,7018 mm². Sebagai asumsi awal, dicoba menggunakan *sagrod* dengan diameter 6 mm (Ø6 mm).

$$A_{s_use} = \frac{1}{4} \pi \varnothing^2$$

$$A_{s_use} = \frac{1}{4} \pi 6^2$$

$$A_{s_use} = 28,274 \text{ mm}^2$$

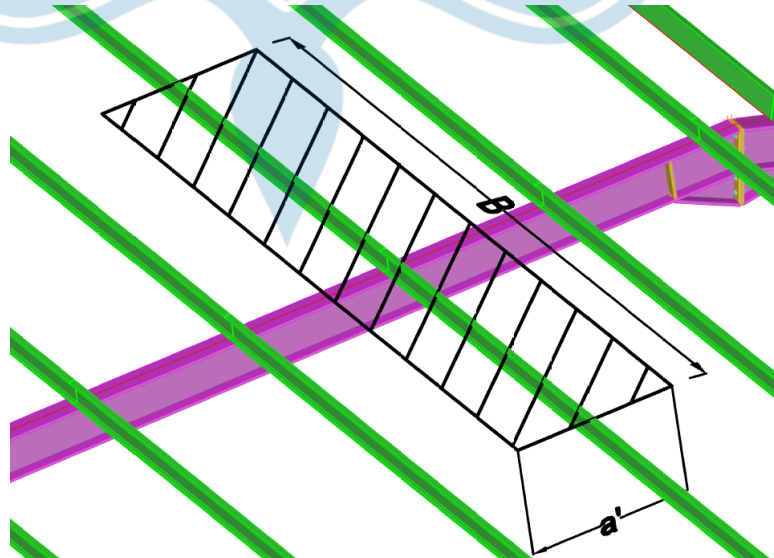
Luasan *sagrod* dengan menggunakan diameter 6 mm sudah lebih besar dari luasan yang diperlukan ($A_{s_use} \geq A_{s_req}$), sehingga *sagrod* dengan diameter 6 mm dapat digunakan.

2.1.4 Perencanaan Kuda – Kuda

Kuda – kuda merupakan salah satu elemen struktur atap yang berfungsi mendukung beban dari gording dan atap. Struktur atap masing – masing rantai didesain dengan jenis kuda – kuda *monoframe* material baja dengan profil IWF, sehingga perhitungan kapasitas penampang menggunakan konsep *beam-column*.

- Metode Analisis Pembebanan Kuda – Kuda

Analisis pembebanan yang bekerja pada kuda – kuda dimodelkan sebagai beban terpusat, dimana besarnya beban terpusat dihitung berdasarkan *tributary area* titik beban tersebut (Lihat Gambar 2.1.12).



Gambar 2.1.12 Tributary Area Beban Terpusat Pada Elemen Kuda - Kuda

- Pembebanan Kuda – Kuda

- Beban Mati

Beban mati yang didukung kuda – kuda meliputi berat atap, berat gording, berat nok, dan berat plafond serta penggantung. Gambar 2.1.13 menunjukkan pembebanan kuda – kuda secara umum, dimana a adalah jarak mendatar gording dan b adalah jarak lisplank. Beban P_1 , P_2 , dan P_3 merupakan beban mati total yang bekerja pada titik tersebut.

- Beban P_1

$$P_{1_atap} = \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \times B \times w_{atap}$$

$$P_{1_plafond} = \left(\frac{a}{2} + b\right) B \times w_{plafond}$$

$$P_{1_gording} = B \times q_{gording}$$

$$P_1 = P_{1_atap} + P_{1_plafond} + P_{1_gording}$$

- Beban P_2

$$P_{2_atap} = \frac{a}{\cos \alpha} \times B \times w_{atap}$$

$$P_{2_plafond} = a \times B \times w_{plafond}$$

$$P_{2_gording} = B \times q_{gording}$$

$$P_2 = P_{2_atap} + P_{2_plafond} + P_{2_gording}$$

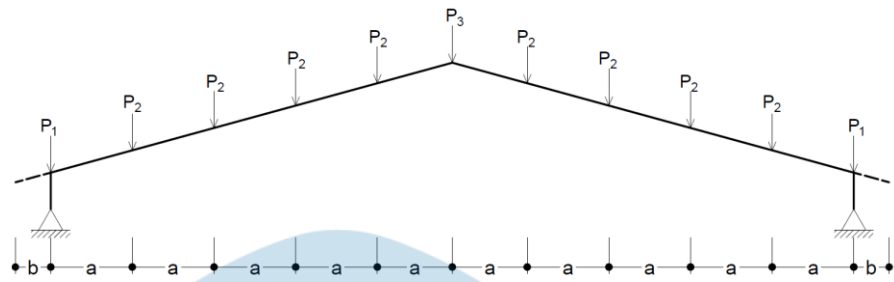
- Beban P_3

$$P_{3_atap} = \frac{a}{\cos \alpha} \times B \times w_{atap}$$

$$P_{3_plafond} = a \times B \times w_{plafond}$$

$$P_{3_nok} = B \times q_{gording}$$

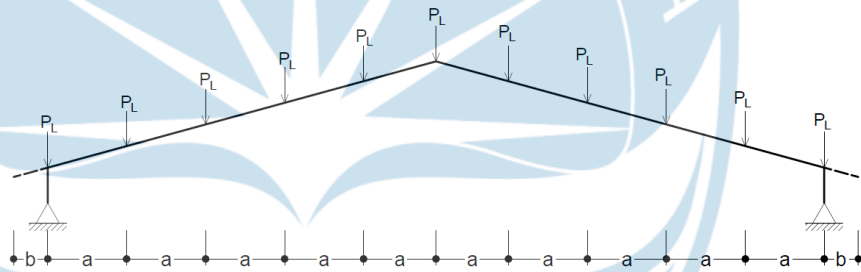
$$P_3 = P_{3_atap} + P_{3_plafond} + P_{3_nok}$$



Gambar 2.1.13 Beban Mati yang Bekerja pada Kuda - Kuda

➤ **Beban Hidup**

Beban hidup yang bekerja pada kuda – kuda berupa beban terpusat dari pekerja selama pelaksanaan maupun pada saat pemeliharaan. Gambar 2.1.14 menunjukkan beban hidup (P_L) yang bekerja pada kuda – kuda yang besarnya adalah 1,0 kN.



Gambar 2.1.14 Beban Hidup yang Bekerja pada Kuda - Kuda

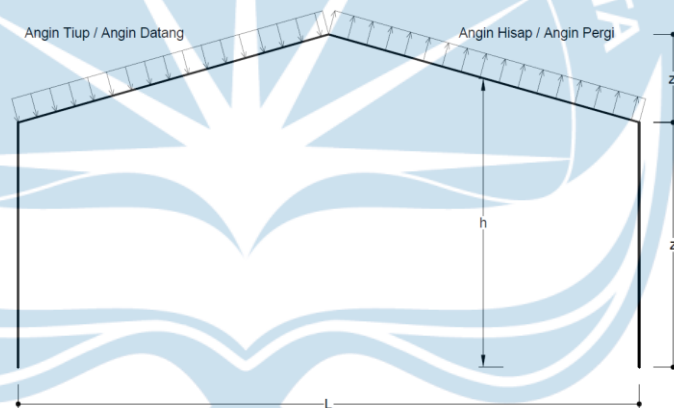
➤ **Beban Angin**

Penentuan beban angin pada struktur atap didasarkan pada 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 bergantung pada koefisien angin tiup dan angin hisap yang diatur pada Pasal 27.3. Tabel 2.1.5 mengatur koefisien tekanan angin tiup (C_{ti}) dan angin hisap (C_{si}), dengan h/L adalah merupakan rasio tinggi atap rata – rata terhadap bentang kuda – kuda (Lihat Gambar 2.1.15 dan Persamaan (2.1.18)). Beban angin pada masing – masing titik gording dimodelkan sebagai beban terpusat (Lihat Gambar 2.1.16). Beban W_1 hingga W_6 dapat

dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.19) hingga Persamaan (2.1.24), dengan Q_w adalah tekanan angin yang besarnya adalah $0,25 \text{ kN/m}^2$.

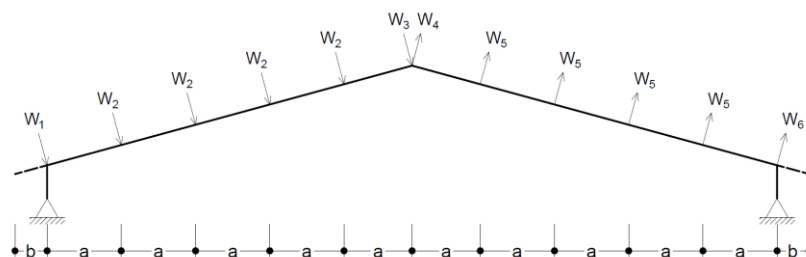
Tabel 2.1.5 Koefisien Tekanan Angin Tiup dan Angin Hisap (SNI 1727:2020 Pasal 27.3)

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 bubungan untuk	$\leq 0,25$	-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



Gambar 2.1.16 Definisi h/L untuk Penentuan Koefisien Tekanan Angin

$$\frac{h}{L} = \frac{z + \frac{z'}{2}}{L} \quad (2.1.18)$$



Gambar 2.1.15 Beban Angin pada Kuda - Kuda

$$W_1 = \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w \quad (2.1.19)$$

$$W_2 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w \quad (2.1.20)$$

$$W_3 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w \quad (2.1.21)$$

$$W_4 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{si} \times B \times Q_w \quad (2.1.22)$$

$$W_5 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{si} \times B \times Q_w \quad (2.1.23)$$

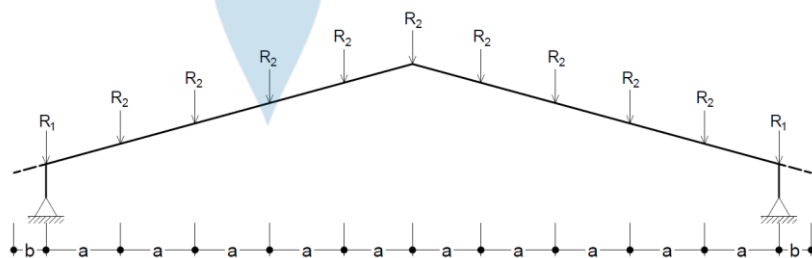
$$W_6 = \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \times C_{si} \times B \times Q_w \quad (2.1.24)$$

➤ Beban Air Hujan

Beban air hujan yang bekerja pada kuda – kuda dapat dilihat sesuai Gambar 2.1.17. Besarnya nilai R_1 dan R_2 dapat dihitung sesuai dengan Persamaan (2.1.25) dan Persamaan (2.1.26).

$$R_1 = \left(\frac{a}{2} + b\right) \times B \times w_R \quad (2.1.25)$$

$$R_2 = a \times B \times w_R \quad (2.1.26)$$



Gambar 2.1.17 Beban Air Hujan pada Kuda - Kuda

• Analisis Struktur Kuda – Kuda

Dalam analisis struktur, kuda – kuda dimodelkan dengan kedua tumpuannya adalah sendi. *Software* ETABS digunakan

untuk melakukan analisis struktur kuda – kuda pada masing – masing lantai. Hasil analisis yang diambil berupa gaya dalam, yaitu gaya aksial, gaya geser, dan momen lentur.

- Kombinasi Pembebanan

Beban terfaktor maksimum yang bekerja pada kuda - kuda diambil terbesar dari beberapa kombinasi beban LRFD berdasarkan Pasal 2.3 SNI 1727:2020. Beberapa kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

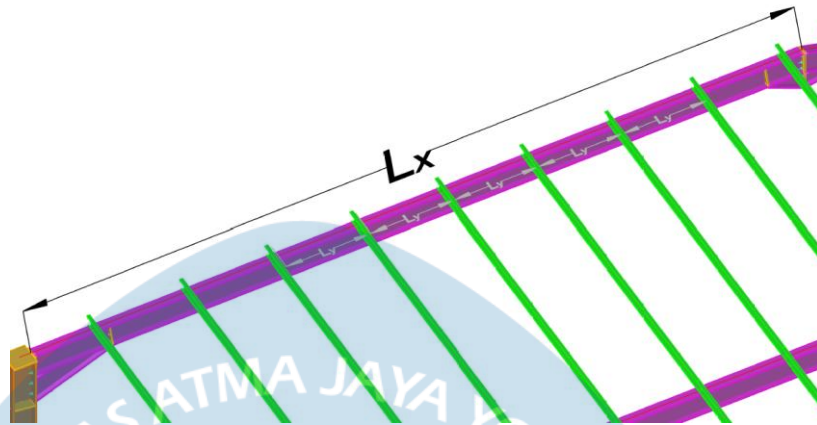
- $U = 1,4D$
- $U = 1,2D + 1,6L$
- $U = 1,2D + 0,5L + 1,0W$
- $U = 1,2D + 1,0L + 1,0W + 0,5R$

- Kapasitas Aksial Tekan Profil

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

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

Panjang efektif diperlukan untuk menghitung rasio kelangsingan penampang. Panjang efektif batang dihitung pada kedua sumbunya. Panjang batang pada kedua sumbu dapat berbeda apabila terdapat dukungan lateral pada sumbu batang tersebut (Lihat Gambar 2.1.18). Gording yang terpasang sepanjang kuda – kuda bekerja sebagai dukungan lateral pada kuda - kuda. Secara umum, panjang efektif dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.27), dengan K adalah faktor panjang efektif yang ditentukan berdasarkan Tabel C-A-7.1 *Appendix 7* AISC 360-16.



Gambar 2.1.18 Definisi Panjang Batang Tanpa Dukungan Lateral

$$L_c = KL \quad (2.1.27)$$

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

Profil yang didesain sebagai batang tekan tidak boleh memiliki rasio kelangsingan lebih dari 200. Rasio kelangsingan batang dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.28), dengan r adalah radius girasi.

$$\frac{L_c}{r} \leq 200 \quad (2.1.28)$$

➤ Tegangan Tekuk Kritis (AISC 360-16 *chapter E3*)

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} dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.29) (F_{cr} dalam kondisi inelastik), namun jika $\frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ F_{cr} dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.30) (F_{cr} dalam kondisi elastik), dengan F_e pada kedua persamaan adalah tegangan tekuk elastik yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.31).

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad (2.1.29)$$

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (2.1.30)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (2.1.31)$$

➤ Kekuatan Tekan Desain (AISC 360-16 *chapter* E3)

Kekuatan tekan desain penampang dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.32), dengan A_g adalah luas penampang profil dan ϕ_c adalah faktor reduksi kekuatan untuk batang tekan yang besarnya 0,9.

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad (2.1.32)$$

• Kapasitas Lentur Profil

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

➤ Kekompakan Penampang (AISC 360-16 *chapter* B4)

Pada batang lentur, terdapat tiga klasifikasi penampang, yaitu penampang kompak, non-kompak, dan langsing. Kekompakan penampang ditentukan berdasarkan rasio lebar terhadap tebal dan rasio tinggi terhadap tebal tidak boleh melebihi batasan tertentu. Tabel 2.1.6 mengatur 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.

Apabila $\lambda \leq \lambda_p$ maka penampang dikategorikan kompak, apabila $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ maka penampang dikategorikan non-kompak, dan apabila $\lambda > \lambda_r$ maka penampang dikategorikan langsing (dihindari dalam desain). 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 (Tabel B4.1b 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 (AISC 360-16 chapter F2)

Kekuatan lentur nominal (M_n) diambil berdasarkan kondisi leleh (M_p) atau saat terjadi *lateral torsional buckling*. Kekuatan lentur nominal diambil berdasarkan kondisi leleh apabila $L_b \leq L_p$, dengan L_b adalah panjang batang tanpa dukungan lateral dan L_p adalah batasan panjang batang tanpa dukungan lateral untuk kondisi leleh yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.33). Kapasitas lentur saat terjadi leleh (M_p) dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.34).

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.1.33)$$

$$M_p = F_y Z_x \quad (2.1.34)$$

Kekuatan lentur nominal (M_n) diambil berdasarkan kondisi *lateral torsional buckling* (LTB) saat $L_b > L_p$. Terdapat dua kondisi LTB, yaitu LTB elastik dan LTB inelastik. LTB terjadi elastik apabila $L_b > L_r$, dengan L_r adalah batasan panjang batang tanpa dukungan lateral untuk kondisi LTB inelastik yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.35). Ketika terjadi LTB elastik, maka kekuatan lentur nominal

ditentukan berdasarkan Persamaan (2.1.37). Sebaliknya, LTB inelastik terjadi saat $L_p < L_b \leq L_r$ dan kapasitas lentur nominal dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.36). Kapasitas lentur desain ($\phi_b M_n$) dapat dihitung dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ_b) untuk lentur sebesar 0,9.

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (2.1.35)$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.1.36)$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.1.37)$$

Keterangan masing – masing parameter dapat dilihat pada uraian berikut:

- r_{ts} : radius girasi pada sayap tekan ditambah dengan seperenam badan (mm) (Lihat Persamaan (2.1.38))
- 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) (Lihat Persamaan (2.1.39))
- C_b : Faktor fradien momen (Lihat Persamaan (2.1.40))
- $M_{\max}$: 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)

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} \quad (2.1.38)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (2.1.39)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (2.1.40)$$

- Kapasitas Geser Profil

Perhitungan kapasitas geser profil didasarkan pada pada AISC 360-16 *chapter G*. Kapasitas geser profil yang telah dihitung tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor maksimum yang bekerja pada profil. Kapasitas geser desain profil dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.41), dengan A_w merupakan luasan dari *web*/badan, C_{v1} faktor reduksi gaya geser setelah terjadi tekuk, dan ϕ_v adalah faktor reduksi kekuatan untuk geser. Nilai C_{v1} dan ϕ_v bernilai 1,0 untuk profil IWF apabila $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$. Nilai C_{v1} diambil sebesar 1,0 mengartikan bahwa kekuatan geser penampang bergantung pada kelelahan geser.

$$\phi_v V_n = \phi_v 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad (2.1.41)$$

- Keamanan *Beam-Column*

- Interaksi Aksial Lentur

Perhitungan keamanan *beam-column* mengacu pada AISC 360-16 *chapter H*. Keamanan *beam-column* harus memenuhi Persamaan (2.1.42) apabila $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$. Ketika nilai $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$,

Persamaan (2.1.43) maka harus dipenuhi. P_r merupakan kekuatan aksial yang diperlukan dihitung berdasarkan AISC 360-16 *chapter C*, sedangkan P_c adalah kapasitas aksial tekan yang tersedia ($\phi_c P_n$). M_r adalah kekuatan lentur yang diperlukan dan dihitung berdasarkan AISC 360-16 *chapter C*, sedangkan M_c adalah kapasitas lentur yang tersedia ($\phi_b M_n$).

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (2.1.42)$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (2.1.43)$$

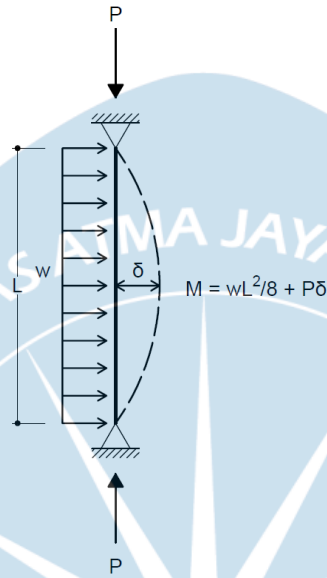
- Kekuatan yang Diperlukan (P_r dan M_r) (AISC 360-16 *chapter C*)

Perhitungan kekuatan profil yang diperlukan harus mengakomodasi analisis orde kedua yaitu P- Δ dan P- δ , karena portal kuda – kuda yang didesain tergolong dalam portal bergoyang. P- δ merupakan momen tambahan akibat adanya defleksi batang (Lihat Gambar 2.1.19), sedangkan P- Δ merupakan momen tambahan akibat salah satu ujung batang mengalami translasi (Lihat Gambar 2.1.20). P_r dan M_r dapat dihitung dengan Persamaan (2.1.44) dan Persamaan (2.1.45) berdasarkan pendekatan analisis orde kedua yang tertera pada AISC 360-16 *Appendix 8*. Subskrip "nt" pada kedua persamaan menyatakan gaya maksimum yang terjadi saat tidak terjadi goyangan sedangkan subskrip "lt" menyatakan gaya maksimum yang terjadi akibat adanya goyangan (akibat gaya lateral).

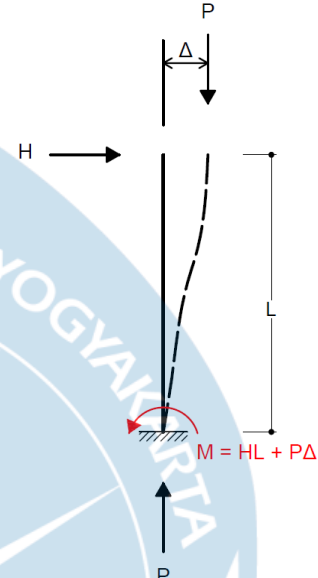
$$P_r = B_1 P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (2.1.44)$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (2.1.45)$$

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



Gambar 2.1.19 Efek $P-\delta$



Gambar 2.1.20 Efek $P-\Delta$

- Faktor Amplifikasi Gaya (B_1 dan B_2) (AISC 360-16 Appendix 8)

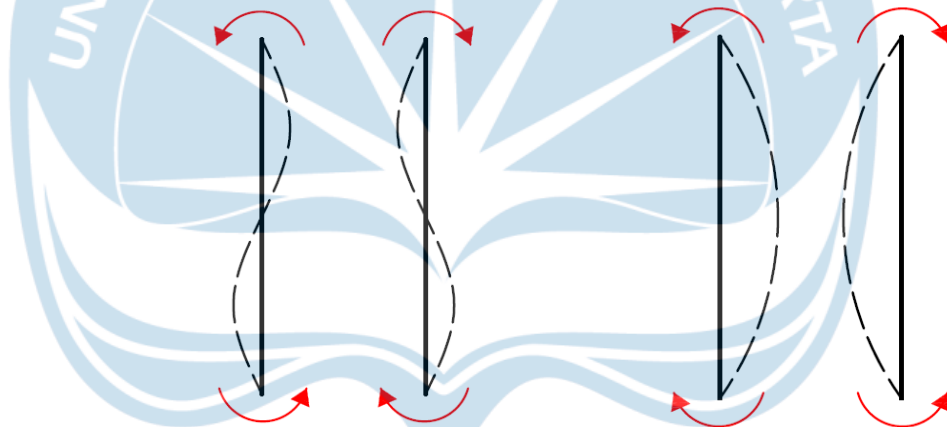
Faktor Amplifikasi B_1 dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.46) dengan $\alpha = 1,0$ untuk LRFD. C_m merupakan faktor distribusi momen yang dihitung dengan Persamaan (2.1.47) dan P_{e1} merupakan kekuatan aksial tekuk kritis pada bidang yang mengalami lentur (Lihat Persamaan (2.1.48)). Apabila hasil perhitungan menunjukkan $B_1 < 1$, maka nilai B_1 diambil sebesar 1,0.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\alpha(P_u + P_{lt})}{P_{e1}} \right)} \geq 1 \quad (2.1.46)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2.1.47)$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(L_{c1})^2} \quad (2.1.48)$$

Faktor distribusi momen (C_m) pada Persamaan (2.1.47) menyertakan nilai M_1 dan M_2 yang merupakan 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* (Lihat Gambar 2.1.21). Apabila batang mengalami *single curvature* (Lihat Gambar 2.1.22), maka nilai M_1/M_2 adalah negatif. I pada Persamaan (2.1.48) merupakan momen inersia pada bidang yang mengalami lenturan dan L_{c1} merupakan panjang efektif pada bidang yang mengalami lenturan.



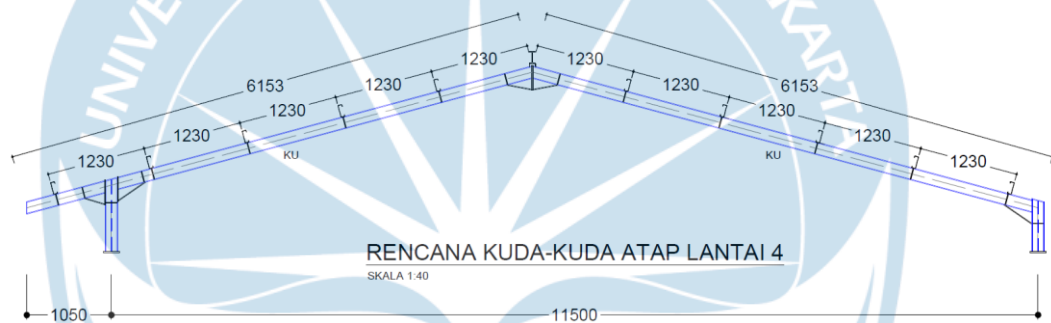
Gambar 2.1.21 *Reverse Curvature* Gambar 2.1.22 *Single Curvature*

Faktor amplifikasi B_2 dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.49). P_{story} merupakan total gaya aksial yang didukung pada lantai yang ditinjau dan P_{e_story} merupakan total kuat tekuk elastik pada lantai yang ditinjau. Penggunaan P_{story} dan P_{e_story} dilakukan saat melakukan analisis pada sistem portal dengan jumlah lantai yang lebih dari satu. Karena dalam analisis ini digunakan untuk kuda – kuda, maka $P_{\text{story}} = P_u$ dan $P_{e_\text{story}} = P_{e1}$.

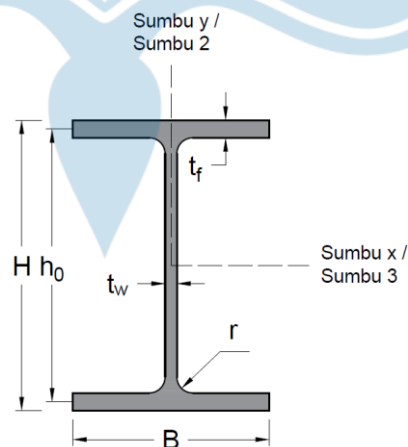
$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{P_{e_story}}} \geq 1 \quad (2.1.49)$$

2.1.4.1 Atap Lantai Empat

Detail rencana kuda – kuda atap lantai empat dapat dilihat pada Gambar 2.1.23. Adapun kuda – kuda tersebut mendukung beban seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.7. Sebagai asumsi awal, profil yang digunakan adalah IWF 150 x 100 x 6 x 9. Spesifikasi profil IWF yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.1.8 dan Gambar 2.1.24.



Gambar 2.1.23 Rencana Kuda - Kuda Lantai 4



Gambar 2.1.24 Profil IWF 150 x 100 x 6 x 9

Tabel 2.1.7 Beban - Beban yang Bekerja pada Kuda - Kuda Lantai 4

Jenis Beban	Nilai	Satuan
Berat atap (w_{atap})	0,04	kN/m ²
Berat plafon dan penggantung (w_{plafond})	0,2	kN/m ²
Berat air hujan (w_R)	0,2	kN/m ²
Berat gording (q_{gording})	0,0435	kN/m
Berat nok (q_{nok})	0,14	kN/m

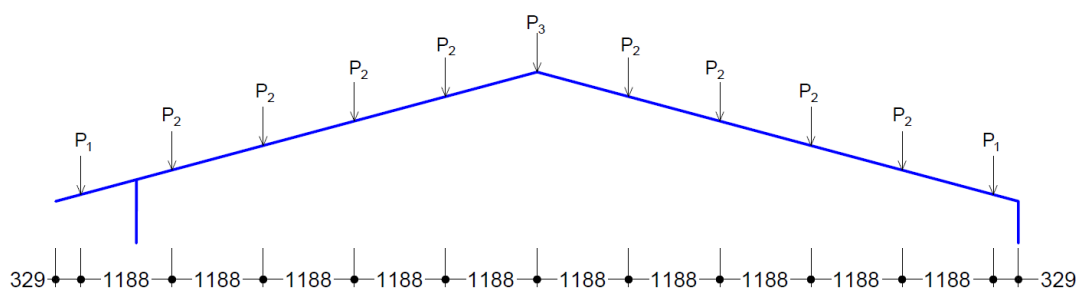
Tabel 2.1.8 Parameter Fisik Profil IWF 150 x 100 x 6 x 9

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

➤ **Pembebanan Kuda - Kuda**

- Beban Mati

Detail beban mati yang bekerja pada kuda – kuda rantai empat dapat dilihat pada Gambar 2.1.25.



Gambar 2.1.25 Beban Mati yang Bekerja pada Kuda - Kuda Lantai 4

- Beban P_1

$$P_{1_atap} = \frac{1188}{1000} \times \frac{1}{2} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

$$P_{1_plafond} = \left(\frac{1188}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{1_gording} = \frac{5000}{1000} \times 0,0435 \quad +$$

$$P_1 = 0,935 \text{ kN}$$

- Beban P_2

$$P_{2_atap} = \frac{1188}{1000} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

$$P_{2_plafond} = \left(\frac{1188}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{2_gording} = \frac{5000}{1000} \times 0,0435 \quad +$$

$$P_2 = 1,652 \text{ kN}$$

- Beban P_3

$$P_{3_atap} = \frac{1188}{1000} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

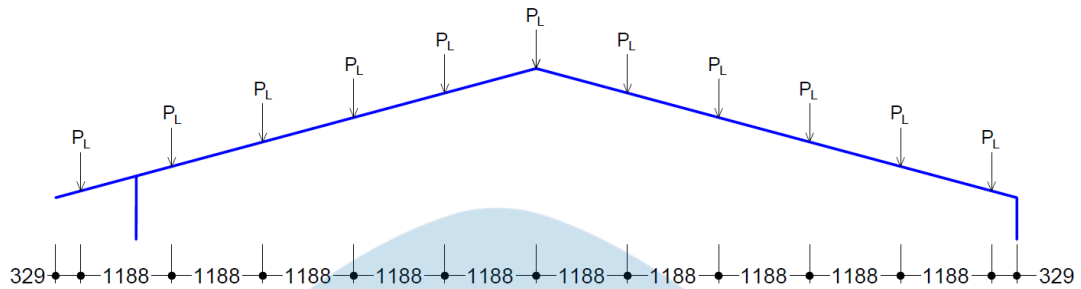
$$P_{3_plafond} = \left(\frac{1188}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{3_nok} = \frac{5000}{1000} \times 0,14 \quad +$$

$$P_3 = 2,134 \text{ kN}$$

▪ Beban Hidup

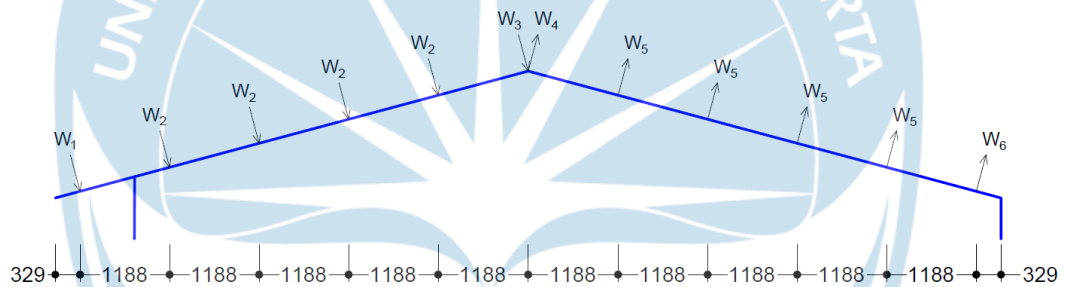
Detail beban hidup yang bekerja pada kuda – kuda rantai empat dapat dilihat pada Gambar 2.1.26. Besarnya beban hidup diambil sebesar 1,0 kN.



Gambar 2.1.26 Beban Hidup yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 4

▪ Beban Angin

Detail beban angin yang bekerja pada kuda – kuda lantai empat dapat dilihat pada Gambar 2.1.27.



Gambar 2.1.27 Beban Angin yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 4

- Rasio h/L

Diketahui atap kuda – kuda lantai empat berada pada elevasi (z) 15,0 m dan memiliki tinggi (z') 2,23 m dengan bentang kuda – kuda (L) sebesar 11,50 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{z + \frac{z'}{2}}{L}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15,0 + \frac{2,23}{2}}{11,50}$$

$$\frac{h}{L} = 1,402$$

- Koefisien angin tiup (C_{ti}) dan angin hisap (C_{si})

Berdasarkan Tabel 2.1.5 dengan rasio $h/L = 1,402$ dan kemiringan atap $\alpha = 15^\circ$, maka koefisien angin tiup adalah $C_{ti} = 1,0$ dan koefisien angin hisap $C_{is} = 0,6$

- Beban W_1

$$W_1 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$
$$W_1 = \frac{\frac{1188}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 15^\circ} \times 1,0 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$
$$W_1 = 0,769 \text{ kN}$$

- Beban W_2

$$W_2 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$
$$W_2 = \frac{\frac{1188}{1000}}{\cos 15^\circ} \times 1,0 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$
$$W_2 = 1,538 \text{ kN}$$

- Beban W_3

$$W_3 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$
$$W_3 = \frac{\frac{1188}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 15^\circ} \times 1,0 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$
$$W_3 = 0,769 \text{ kN}$$

- Beban W_4

$$W_4 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$
$$W_4 = \frac{\frac{1188}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 15^\circ} \times (-0,6) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$
$$W_4 = -0,461 \text{ kN}$$

- Beban W_5

$$W_5 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

$$W_5 = \frac{1188}{\cos 15^\circ} \times (-0,6) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_5 = -0,923 \text{ kN}$$

- Beban W_6

$$W_6 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

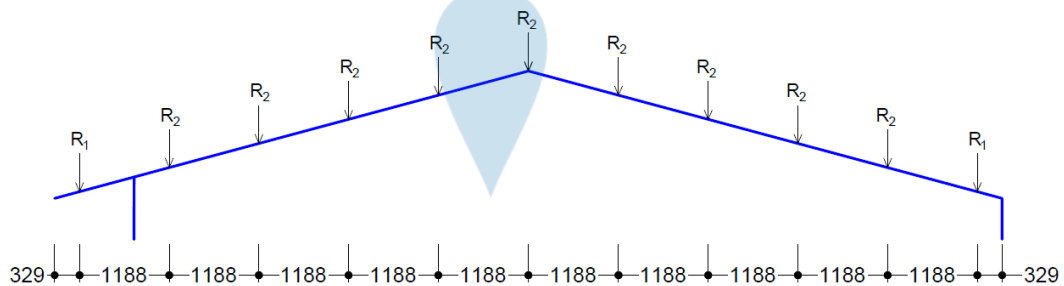
$$W_6 = \frac{\frac{1188}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 15^\circ} \times (-0,6) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_6 = -0,461 \text{ kN}$$

Tanda negatif pada beban W_4 hingga W_6 menunjukkan bahwa arah gaya yang berlawanan dengan gaya W_1 hingga W_3

- Beban Air Hujan

Detail beban air hujan yang bekerja pada kuda – kuda lantai empat dapat dilihat pada Gambar 2.1.28.



Gambar 2.1.28 Beban Air Hujan yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 4

- Beban R_1

$$R_1 = \left(\frac{a}{2}\right) \times B \times w_R$$

$$R_1 = \left(\frac{1188}{1000} \times \frac{1}{2}\right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$R_1 = 0,594 \text{ kN}$$

- Beban R_2

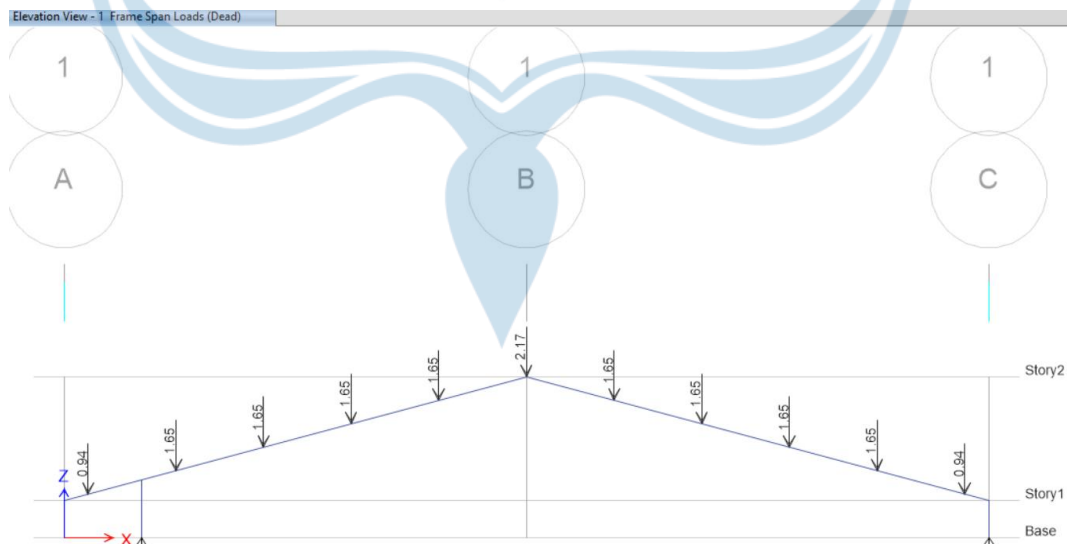
$$R_2 = a \times B \times w_R$$

$$R_2 = \frac{1188}{1000} \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

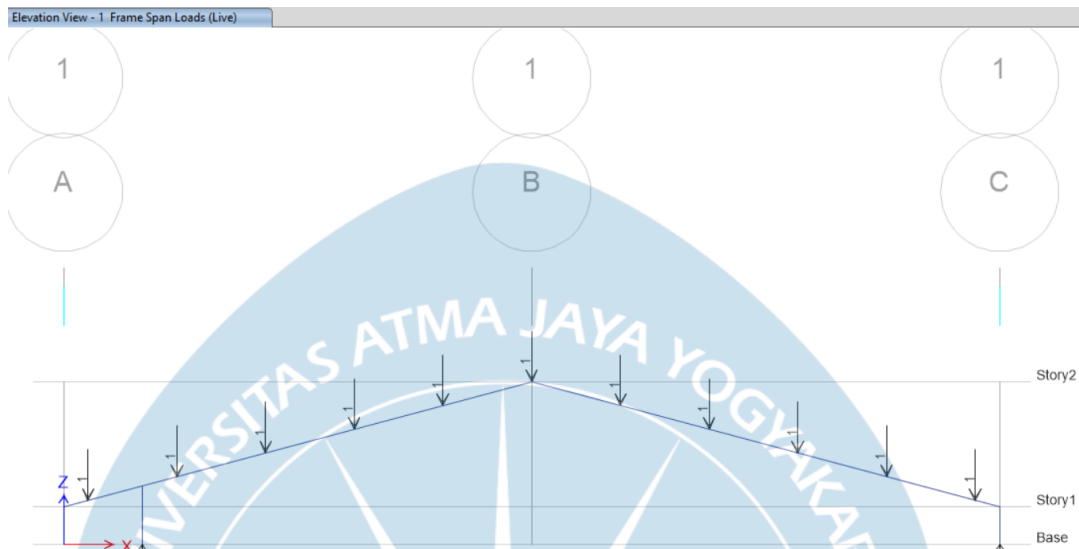
$$R_2 = 1,188 \text{ kN}$$

➤ Analisis Struktur Kuda – Kuda

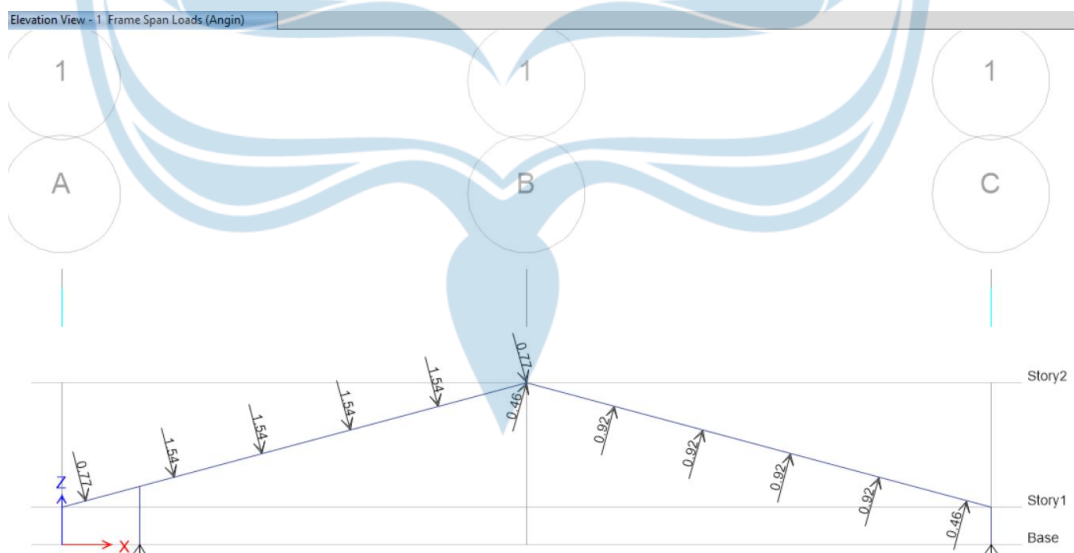
Pemodelan struktur dimodelkan dengan tumpuan sendi pada kedua ujungnya. Beban yang telah dimasukkan dalam *software* dapat dilihat pada Gambar 2.1.29 hingga Gambar 2.1.32. Untuk berat sendiri kuda – kuda sudah dihitung secara otomatis oleh *software*. Hasil analisis ditunjukkan pada Gambar 2.1.33 hingga Gambar 2.1.35. Nilai gaya dalam terbesar diperoleh pada batang sisi kiri dan direkapitulasi pada Tabel 2.1.9.



Gambar 2.1.29 Input Beban Mati Kuda - Kuda Lantai 4 pada ETABS



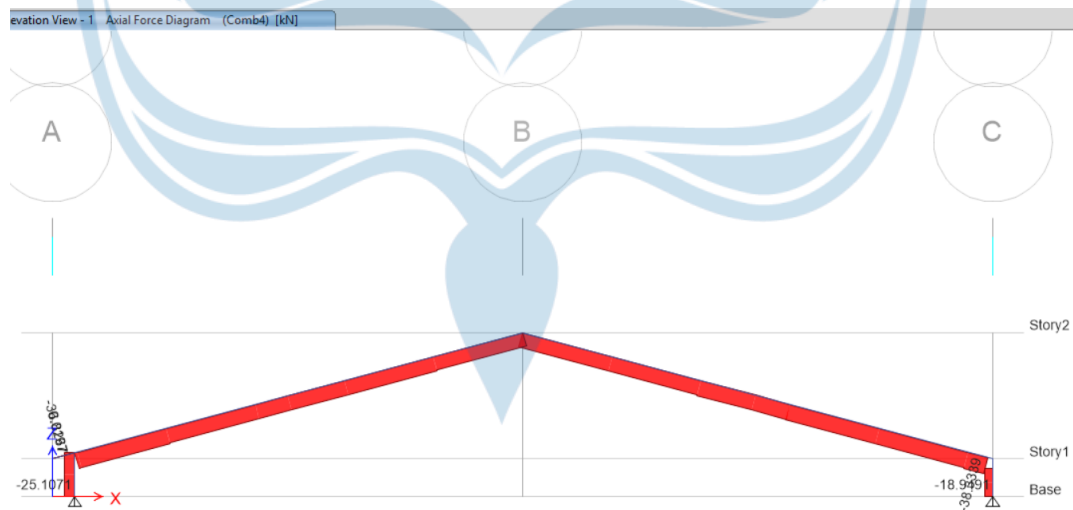
Gambar 2.1.30 Input Beban Hidup Kuda - Kuda Lantai 4 pada ETABS



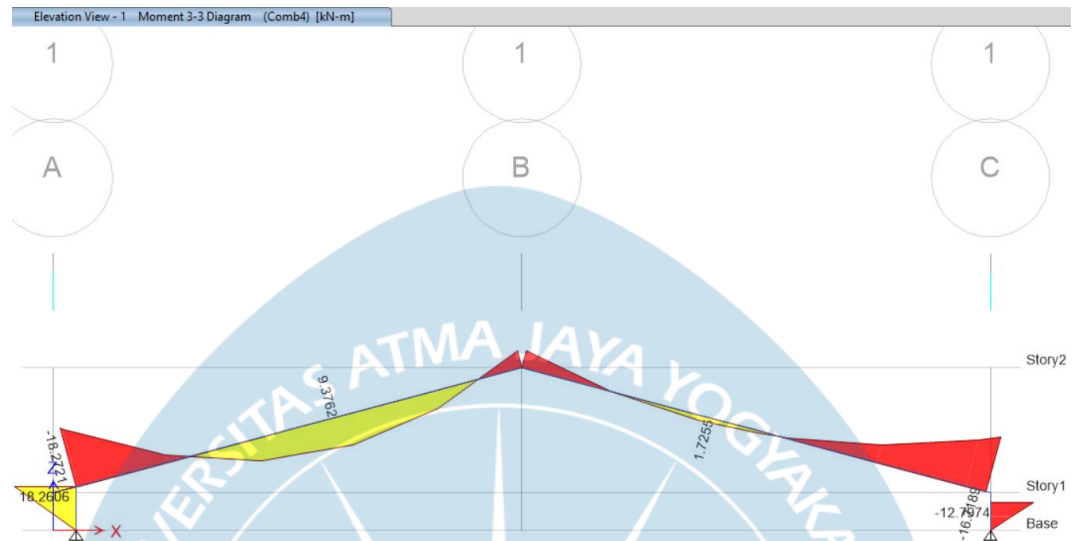
Gambar 2.1.31 Input Beban Angin Kuda - Kuda Lantai 4 pada ETABS



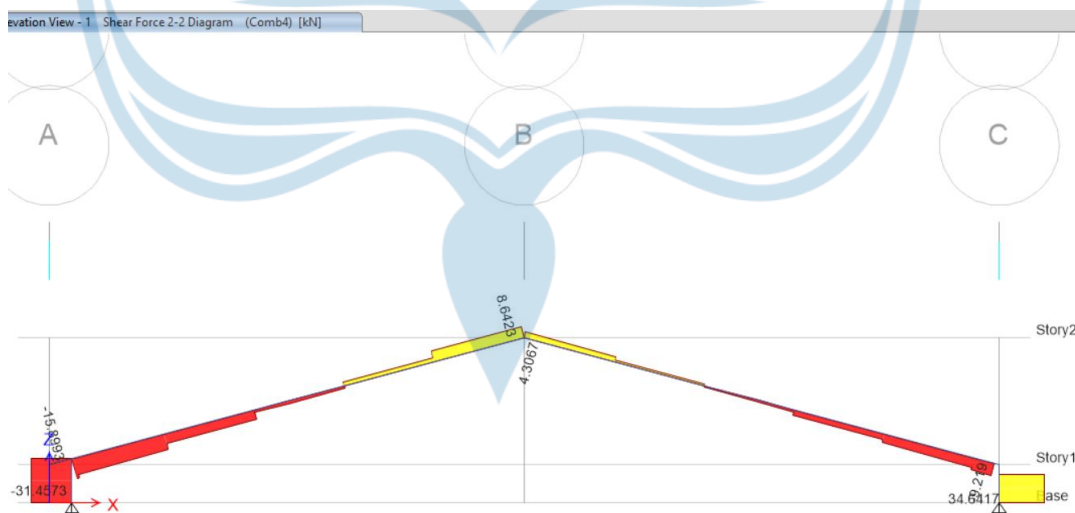
Gambar 2.1.32 Input Beban Air Hujan Kuda – Kuda Lantai 4 pada ETABS



Gambar 2.1.33 Normal Force Diagram Kuda - Kuda Lantai 4



Gambar 2.1.34 Bending Moment Diagram Kuda – Kuda Lantai 4



Gambar 2.1.35 Shear Force Diagram Kuda - Kuda Lantai 4

Tabel 2.1.9 Gaya Dalam Tebesar pada Kuda – Kuda Lantai 4

Jenis Gaya	Nilai	Jenis Gaya	Nilai
P_{u_maks} (kN)	32,01	M_{u_min} (kNm)	13,66
P_{u_min} (kN)	30,67	M_{lt} (kNm)	4,759
P_{lt} (kN)	2,098	V_{u_maks} (kN)	15,90
M_{u_maks} (kNm)	22,27	V_{u_min} (kN)	9,229

➤ Kapasitas Aksial Tekan

▪ Panjang Efektif

Panjang efektif batang dihitung pada kedua sumbunya, yaitu pada sumbu x dan sumbu y dengan nilai $K = 0,5$ berdasarkan Tabel C-A-7.1 *Appendix 7* AISC 360-16 (Kedua ujung batang memiliki tumpuan jepit).

- Panjang efektif sumbu x

$$L_{cx} = K_x L_x$$

$$L_{cx} = 0,5 (6185,77)$$

$$L_{cx} = 3092,89 \text{ mm}$$

- Panjang efektif sumbu y

$$L_{cy} = K_y L_y$$

$$L_{cy} = 0,5 (1230)$$

$$L_{cy} = 615 \text{ mm}$$

▪ Rasio Kelangsingan

- Rasio kelangsingan sumbu x

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = \frac{3092,89}{61,7}$$

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = 50,13$$

- Rasio kelangsingan sumbu y

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = \frac{615}{23,9}$$

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = 25,73$$

Rasio kelangsingan pada sumbu x dan y menunjukkan bahwa nilainya kurang dari 200, sehingga penampang tidak tergolong batang langsing.

▪ Tegangan Tekuk Kritis

- Cek F_{cr} Terjadi Secara Inelastis Atau Elastis

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

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

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$$

$$\frac{L_{cx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$50,13 \leq 135,97$$

Karena $\frac{L_{cx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka F_{cr} terjadi secara inelastik dan dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.29).

- Tegangan Tekuk Elastik (F_e)

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

$$F_e = \frac{\pi^2 (200000)}{(50,13)^2}$$

$$F_e = 785,55 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tekuk Kritis (F_{cr})

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

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{240}{785,55}} \right) 240$$

$$F_{cr} = 211,19 \text{ MPa}$$

- Kekuatan Tekan Desain

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

$$\phi_c P_n = 0,90 (211,19)(2635)$$

$$\phi_c P_n = 500840 \text{ N}$$

$$\phi_c P_n = 500,84 \text{ kN}$$

- Kapasitas Lentur Profil

- Kekompakan Penampang

- Pada *Flange*

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

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

$$\lambda = 5,56$$

Batas atas kategori kompak (λ_p)

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

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

$$\lambda_p = 10,97$$

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

- Pada *Web*

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

$$\lambda = \frac{148}{6}$$

$$\lambda = 24,67$$

Batas atas kategori kompak (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.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa *flange* dan *web* tergolong kompak, sehingga dapat diklasifikasikan dalam penampang kompak.

- Pengecekan Apakah Terjadi LTB

Pada pengecekan ini, nilai L_b yang digunakan adalah panjang batang arah y ($L_y = 1230$ mm).

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

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

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

Karena nilai $L_b = 1230$ mm lebih besar dari L_p , maka terjadi LTB.

- Pengecekan LTB Terjadi Secara Elastik atau Inelastik

- Hitung r_{ts}

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{(1,5 \times 10^6)(7,56 \times 10^9)}}{138000}}$$

$$r_{ts} = 27,78 \text{ mm}$$

- Hitung L_r

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

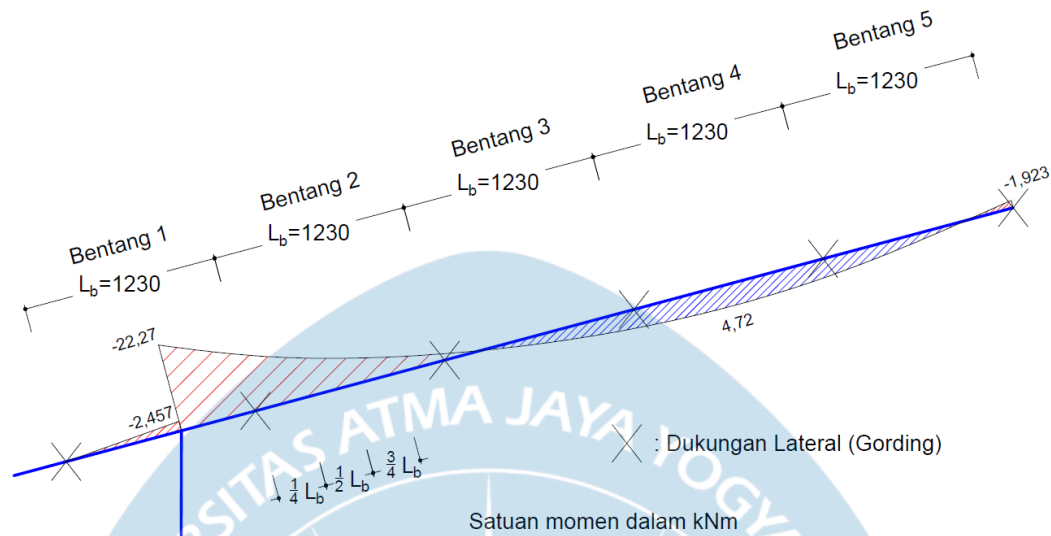
$$L_r = 1,95(27,78) \frac{200000}{0,7(240)} \sqrt{\frac{(48906)(1)}{(138000)(139)} + \sqrt{\left(\frac{(48906)(1)}{(138000)(139)}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7(240)}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 4956,36 \text{ mm}$$

Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa $L_p < L_b \leq L_r$, maka LTB terjadi secara inelastis dan M_n dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.36).

▪ Faktor Gradien Momen (C_b)

Faktor gradien momen dihitung setiap bentang tanpa dukungan lateral. Karena gording pada atap lantai empat terpasang dengan jarak 1230 mm, maka nilai C_b dihitung setiap bentang 1230 mm (Lihat Gambar 2.1.36). Momen pada masing – masing bentang ditunjukkan pada Tabel 2.1.10.



Gambar 2.1.36 Dukungan Lateral pada Kuda – Kuda Lantai 4

Tabel 2.1.10 Momen Pada Setiap Bentang Kuda – Kuda Lantai 4

Bentang	M_A (kNm)	M_B (kNm)	M_C (kNm)	M_{maks} (kNm)
1	-1,00	-2,01	-19,58	-22,27
2	-11,49	-8,25	-5,02	-14,76
3	-0,12	1,50	3,09	4,68
4	4,71	4,69	4,67	4,71
5	3,01	1,37	-0,27	4,65

- C_b Bentang 1

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

$$C_b = \frac{12,5|-22,27|}{2,5|-22,27| + 3|-1,00| + 4|-2,01| + 3|-19,58|}$$

$$C_b = 2,21$$

- C_b Bentang 2

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

$$C_b = \frac{12,5|-14,76|}{2,5|-14,76| + 3|-11,49| + 4|-8,25| + 3|-5,02|}$$

$$C_b = 1,54$$

- C_b Bentang 3

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5|4,68|}{2.5|4,68| + 3|-0,12| + 4|1,50| + 3|3,09|}$$

$$C_b = 2,14$$

- C_b Bentang 4

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5|4,71|}{2.5|4,71| + 3|4,71| + 4|4,69| + 3|4,67|}$$

$$C_b = 1,00$$

- C_b Bentang 5

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5|4,65|}{2.5|4,65| + 3|3,01| + 4|1,37| + 3|-0,27|}$$

$$C_b = 2,15$$

Dari hasil perhitungan, dipilih nilai C_b terkecil, yaitu pada bentang 4 sebesar 1,00.

- Momen Plastis (M_p)

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 240(150450)$$

$$M_p = 36108000 \text{ Nmm}$$

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

- Momen Nominal (M_n) akibat LTB inelastik

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

$$M_n = 1,00 \left[36,108 - \left(36,108 - \frac{0,7(240)(138000)}{10^6} \right) \left(\frac{1230 - 1214,28}{4956,36 - 1214,28} \right) \right]$$

$$M_n = 36,05 \text{ kNm}$$

- Kapasitas Lentur ($\phi_b M_n$)

Nilai M_n diambil terkecil dari M_n akibat LTB inelastik dan M_p . Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dari M_n akibat LTB inelastik memiliki nilai lebih kecil sehingga $M_n = 36,05 \text{ kNm}$

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 36,05$$

$$\phi_b M_n = 32,45 \text{ kNm}$$

- Kapasitas Geser Profil

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

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

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

$$24,67 \leq 64,66$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka $C_{v1} = 1,0$ dan $\phi_v = 1,0$.

- Hitung Kapasitas Geser Desain

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

$$\phi_v V_n = (1,0) 0,6 (240)(888)(1,0)$$

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

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

- Keamanan *Beam-Column*

- Hitung Faktor Distribusi Momen (C_m)

Berdasarkan Gambar 2.1.36, batang tergolong dalam *single curvature*. Nilai M_1 dan M_2 berturut – turut adalah $M_1 = 1,92$ kNm dan $M_2 = 21,27$ kNm.

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(-\frac{1,92}{21,27} \right)$$

$$C_m = 0,635$$

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

Balok mengalami lenturan pada sumbu kuatnya, sehingga digunakan $I = I_x$ dan $L_{c1} = L_{cx}$

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (2000000) (1 \times 10^7)}{(3092,89)^2}$$

$$P_{e1} = 2063485,7 \text{ N}$$

$$P_{e1} = 2063,49 \text{ kN}$$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_1

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

$$B_1 = \frac{0,635}{1 - \left(\frac{(1,0)(32,01 + 2,098)}{2063,49} \right)}$$

$$B_1 = 0,645$$

Karena $B_1 < 1,0$, maka digunakan $B_1 = 1,0$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_2

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

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{32,01}{2063,49} \right)}$$

$$B_2 = 1,02$$

▪ 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)

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

$$M_r = 22,27(1,0) + 4,759(1,02)$$

$$M_r = 27,10 \text{ kNm}$$

▪ Hitung Interaksi Aksial Lentur

- Hitung Nilai $\frac{P_r}{P_c}$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{34,14}{500,84}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = 0,068$$

Karena nilai $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ maka digunakan Persamaan (2.1.43) untuk menghitung interaksi aksial lentur.

- Interaksi Aksial Lentur

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

$$\frac{34,14}{500,84} + \left(\frac{27,10}{32,45} + 0 \right) \leq 1,0$$

$$0,869 \leq 1,0$$

Hasil perhitungan menunjukkan nilai interaksi aksial lentur kurang dari 1,0, sehingga batang tersebut aman.

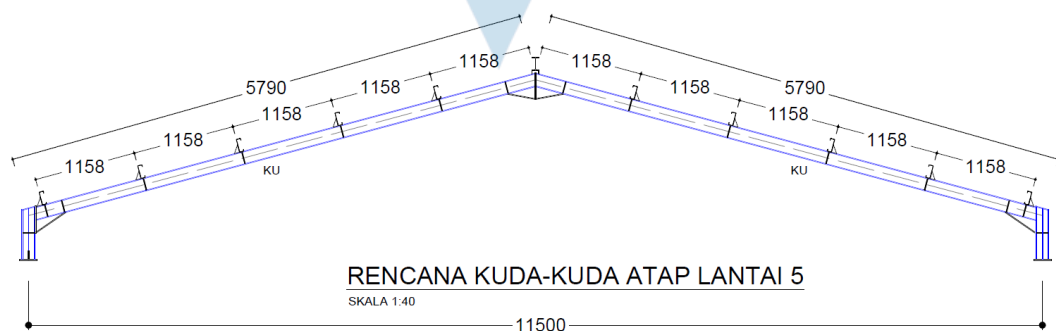
➤ Keamanan Terhadap Geser.

Kapasitas geser desain penampang yang telah dihitung adalah $\phi_v V_n = 127,87$ kN. Gaya geser maksimum yang terjadi pada batang tersebut adalah $V_u = 15,90$ kN. Karena nilai $\phi_v V_n$ lebih besar dari V_u , maka 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.

2.1.4.2 Atap Lantai Lima

Detail rencana kuda – kuda atap lantai lima dapat dilihat pada Gambar 2.1.37. Adapun kuda – kuda tersebut mendukung beban seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.11. Sebagai asumsi awal, profil yang digunakan adalah IWF 150 x 100 x 6 x 9. Spesifikasi profil IWF yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.1.8 dan Gambar 2.1.24.



Gambar 2.1.37 Rencana Kuda – Kuda Lantai 5

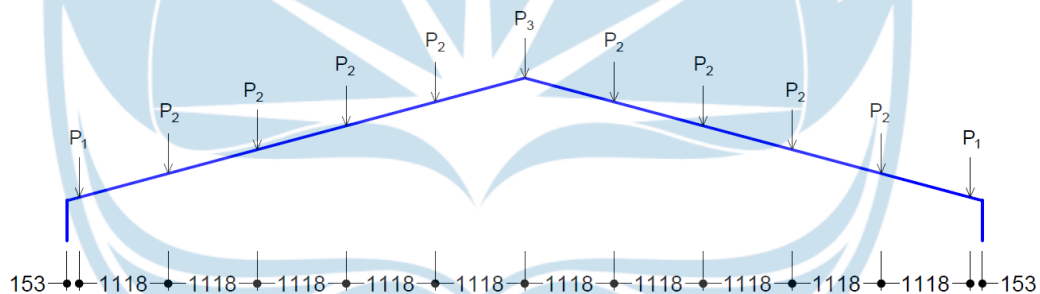
Tabel 2.1.11 Beban – Beban yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 5

Jenis Beban	Nilai	Satuan
Berat atap (w_{atap})	0,04	kN/m ²
Berat plafon dan penggantung (w_{plafond})	0,2	kN/m ²
Berat air hujan (w_R)	0,2	kN/m ²
Berat gording (q_{gording})	0,0435	kN/m
Berat nok (q_{nok})	0,14	kN/m

➤ Pembebanan Kuda - Kuda

▪ Beban Mati

Detail beban mati yang bekerja pada kuda – kuda lantai lima dapat dilihat pada Gambar 2.1.38.



Gambar 2.1.38 Beban Mati yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 5

- Beban P_1

$$P_{1_atap} = \frac{1118}{1000} \times \frac{1}{2} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

$$P_{1_plafond} = \left(\frac{1118}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{1_gording} = \frac{5000}{1000} \times 0,0435$$

$$P_1 = 0,893 \text{ kN}$$

- Beban P_2

$$P_{2_atap} = \frac{\frac{1118}{1000}}{\cos 15^\circ} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

$$P_{2_plafond} = \left(\frac{1118}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{2_gording} = \frac{5000}{1000} \times 0,0435$$

$$P_2 = 1,568 \text{ kN}$$

- Beban P_3

$$P_{3_atap} = \frac{\frac{1118}{1000}}{\cos 15^\circ} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

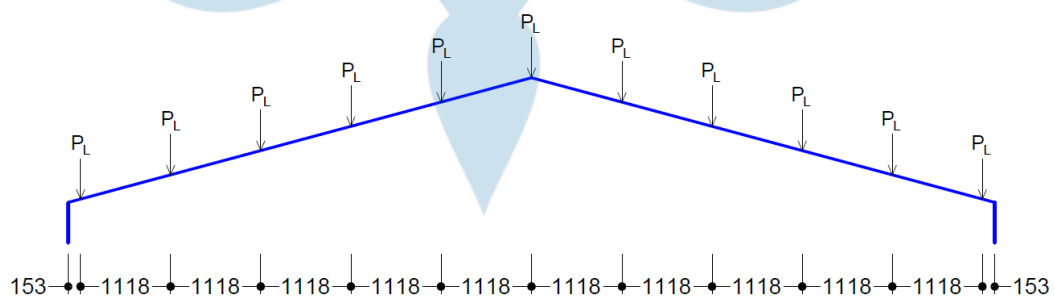
$$P_{3_plafond} = \left(\frac{1118}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{3_nok} = \frac{5000}{1000} \times 0,14$$

$$P_3 = 2,051 \text{ kN}$$

▪ Beban Hidup

Detail beban hidup yang bekerja pada kuda – kuda lantai lima dapat dilihat pada Gambar 2.1.39. Besarnya beban hidup diambil sebesar 1,0 kN.



Gambar 2.1.39 Beban Hidup yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 5

▪ Beban Angin

Detail beban angin yang bekerja pada kuda – kuda lantai lima dapat dilihat pada Gambar 2.1.40.



Diketahui atap kuda – kuda lantai lima berada pada elevasi (z) 18,75 m dan memiliki tinggi (z') 2,04 m dengan bentang kuda – kuda (L) sebesar 11,55 m.

$$\frac{h}{L} = 1,712$$

Berdasarkan Tabel 2.1.5 dengan rasio $h/L = 1,712$ dan kemiringan atap $\alpha = 15^\circ$, maka koefisien angin tiup adalah $C_{ti} = 1,0$ dan koefisien angin hisap $C_{is} = 0,6$

$$W_1 = 0,724 \text{ kN}$$

Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Atma Jaya Yogyakarta

$$W_2 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$

$$W_2 = \frac{\frac{1118}{1000}}{\cos 15^\circ} \times 1,0 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_2 = 1,447 \text{ kN}$$

- Beban W_3

$$W_3 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$

$$W_3 = \frac{\frac{1118}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 15^\circ} \times 1,0 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_3 = 0,724 \text{ kN}$$

- Beban W_4

$$W_4 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

$$W_4 = \frac{\frac{1118}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 15^\circ} \times (-0,6) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_4 = -0,434 \text{ kN}$$

- Beban W_5

$$W_5 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

$$W_5 = \frac{\frac{1118}{1000}}{\cos 15^\circ} \times (-0,6) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_5 = -0,868 \text{ kN}$$

- Beban W_6

$$W_6 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

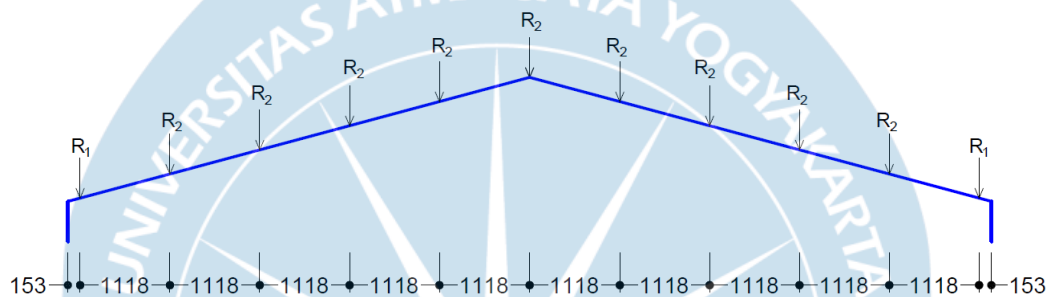
$$W_6 = \frac{\frac{1118}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 15^\circ} \times (-0,6) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_6 = -0,434 \text{ kN}$$

Tanda negatif pada beban W_4 hingga W_6 menunjukkan bahwa arah gaya yang berlawanan dengan gaya W_1 hingga W_3

▪ **Beban Air Hujan**

Detail beban air hujan yang bekerja pada kuda – kuda lantai lima dapat dilihat pada Gambar 2.1.41.



Gambar 2.1.41 Beban Air Hujan yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 5

- **Beban R_1**

$$R_1 = \left(\frac{a}{2}\right) \times B \times w_R$$

$$R_1 = \left(\frac{1118}{1000} \times \frac{1}{2}\right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$R_1 = 0,559 \text{ kN}$$

- **Beban R_2**

$$R_2 = a \times B \times w_R$$

$$R_2 = \frac{1118}{1000} \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$R_2 = 1,118 \text{ kN}$$

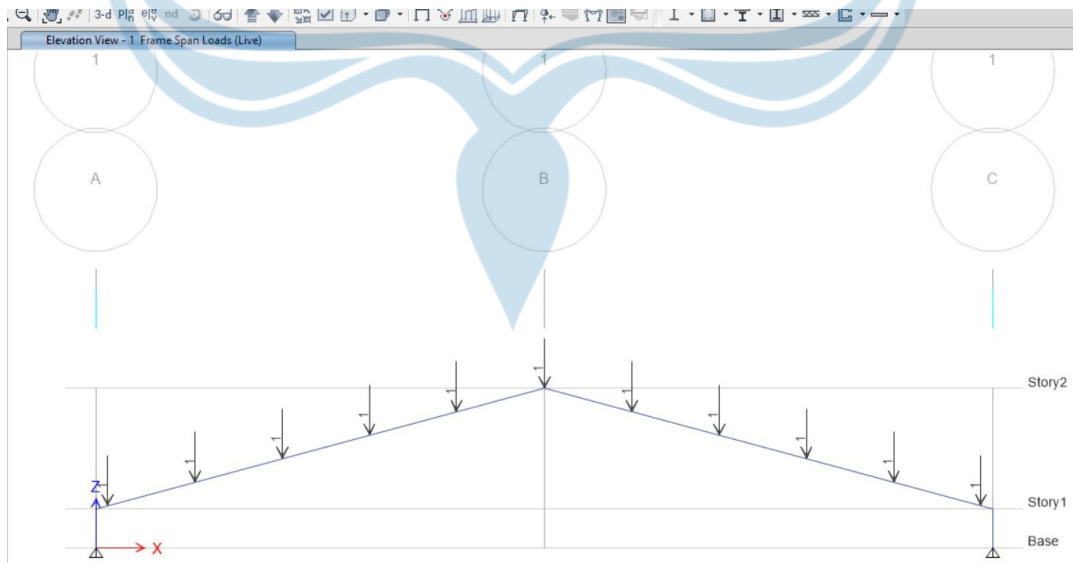
➤ **Analisis Struktur Kuda – Kuda**

Pemodelan struktur dimodelkan dengan tumpuan sendi pada kedua ujungnya. Beban yang telah dimasukkan dalam *software* dapat dilihat pada Gambar 2.1.42 hingga Gambar 2.1.45. Untuk berat sendiri kuda

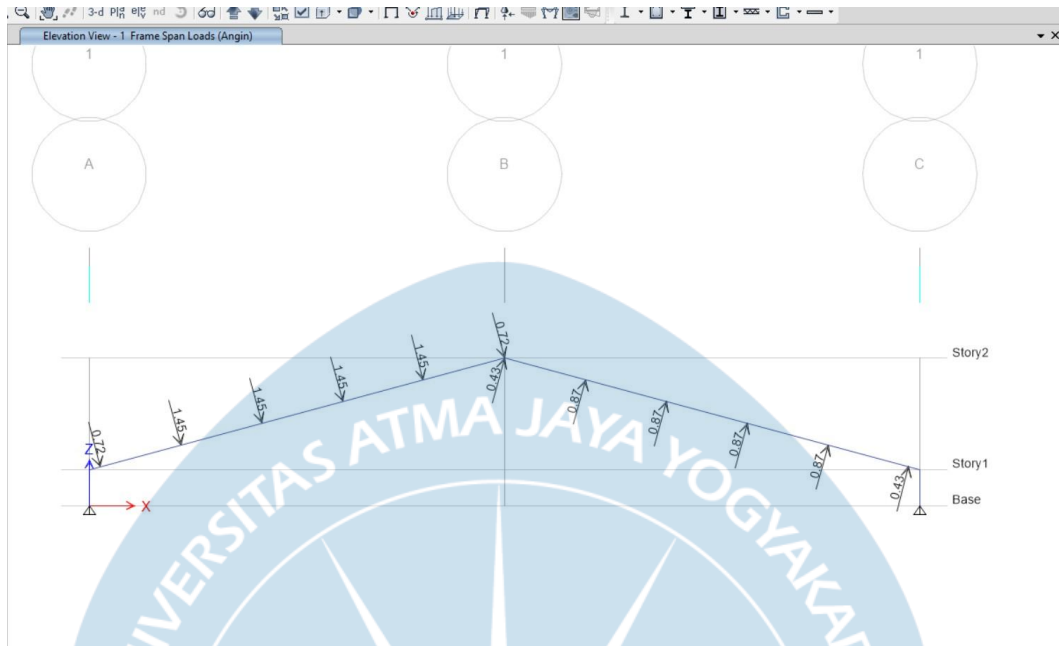
– kuda sudah dihitung secara otomatis oleh *software*. Hasil analisis ditunjukkan pada Gambar 2.1.46 hingga Gambar 2.1.48. Nilai gaya dalam terbesar diperoleh pada batang sisi kiri dan direkapitulasi pada Tabel 2.1.12



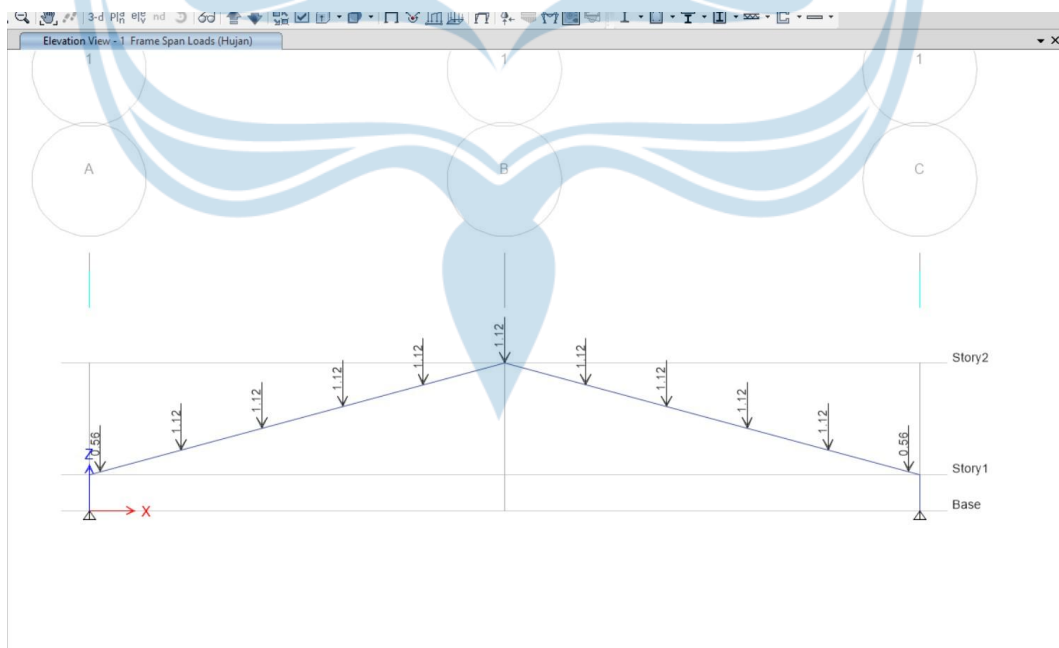
Gambar 2.1.42 Input Beban Mati Kuda – Kuda Lantai 5 pada ETABS



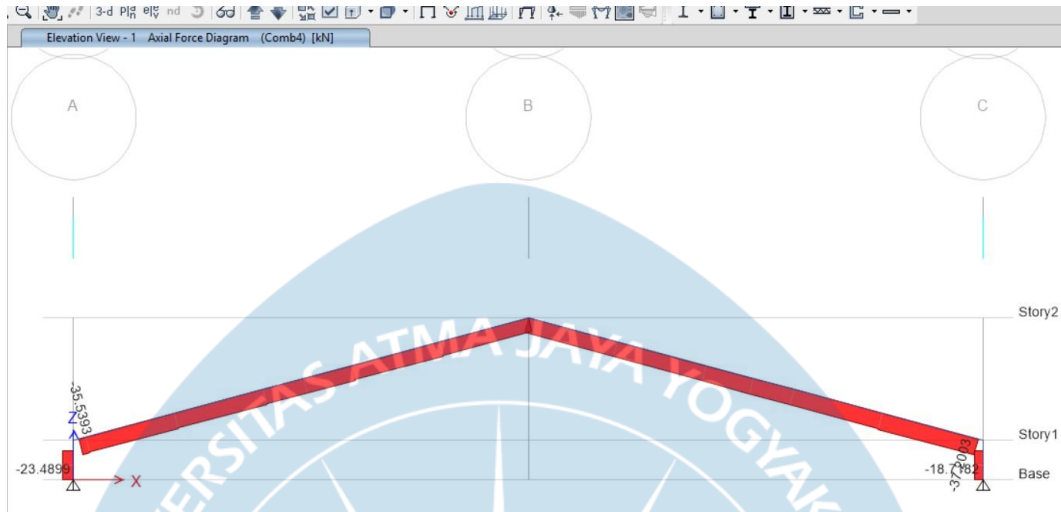
Gambar 2.1.43 Input Beban Hidup Kuda – Kuda Lantai 5 pada ETABS



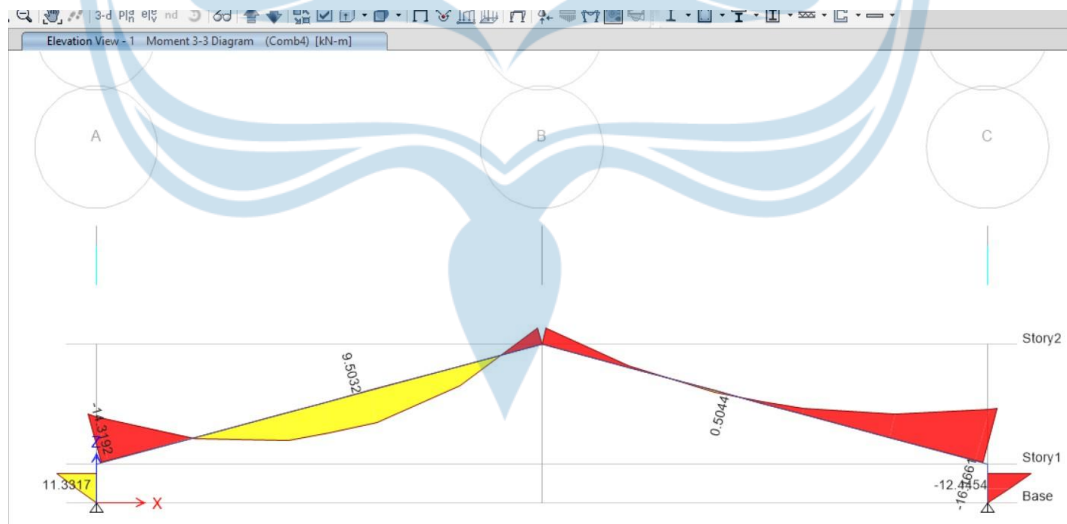
Gambar 2.1.44 *Input* Beban Angin Kuda – Kuda Lantai 5 pada ETABS



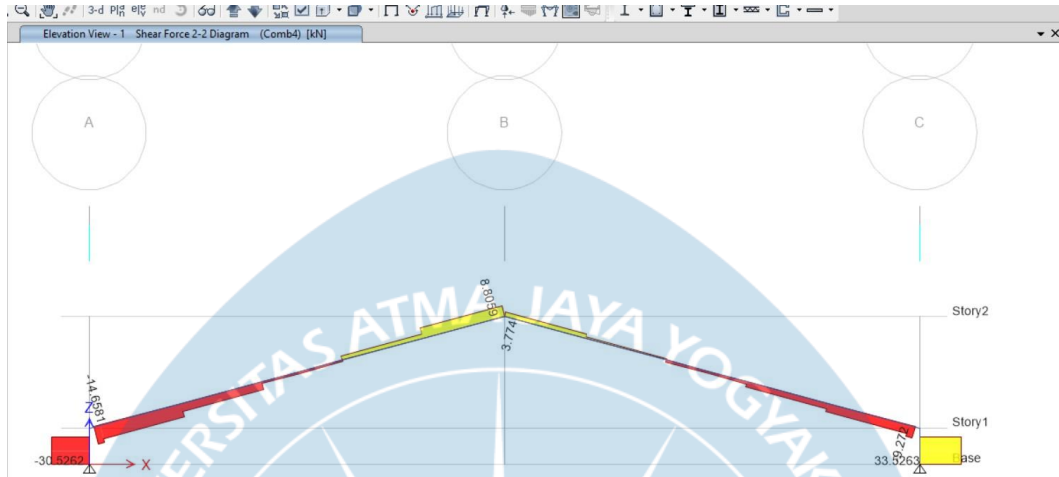
Gambar 2.1.45 *Input* Beban Air Hujan Kuda – Kuda Lantai 5 pada ETABS



Gambar 2.1.46 Normal Force Diagram Kuda - Kuda Lantai 5



Gambar 2.1.47 Bending Moment Diagram Kuda – Kuda Lantai 5



Gambar 2.1.48 Shear Force Diagram Kuda - Kuda Lantai 5

Tabel 2.1.12 Gaya Dalam Terbesar pada Kuda – Kuda Lantai 5

Jenis Gaya	Nilai	Jenis Gaya	Nilai
P_{u_maks} (kN)	37,2	M_{u_min} (kNm)	14,32
P_{u_min} (kN)	35,54	M_{lt} (kNm)	5,01
P_{lt} (kN)	3,22	V_{u_maks} (kN)	14,66
M_{u_maks} (kNm)	16,17	V_{u_min} (kN)	9,27

➤ Kapasitas Aksial Tekan

▪ Panjang Efektif

Panjang efektif batang dihitung pada kedua sumbunya, yaitu sumbu pada sumbu x dan sumbu y, dengan nilai $K = 0,5$ berdasarkan Tabel C-A-7.1 Appendix 7 AISC 360-16 (Kedua ujung batang memiliki tumpuan jepit).

- Panjang efektif sumbu x

$$L_{cx} = K_x L_x$$

$$L_{cx} = 0,5 (5953,4)$$

$$L_{cx} = 2976,7 \text{ mm}$$

- Panjang efektif sumbu y

$$L_{cy} = K_y L_y$$

$$L_{cy} = 0,5 (1158)$$

$$L_{cy} = 578,96 \text{ mm}$$

- Rasio Kelangsingan

- Rasio kelangsingan sumbu x

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = \frac{2976,7}{61,7}$$

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = 48,24$$

- Rasio kelangsingan sumbu y

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = \frac{578,96}{23,9}$$

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = 24,22$$

Rasio kelangsingan pada sumbu x dan y menunjukkan bahwa nilainya kurang dari 200, sehingga penampang tidak tergolong batang langsing.

- Tegangan Tekuk Kritis

- Cek F_{cr} terjadi secara inelastis atau elastis

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

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

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$$

$$\frac{L_{cx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$48,24 \leq 135,97$$

Karena $\frac{L_{cx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka F_{cr} terjadi secara inelastik dan dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.29).

- Tegangan Tekuk Elastik (F_e)

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

$$F_e = \frac{\pi^2 (200000)}{(48,24)^2}$$

$$F_e = 848,07 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tekuk Kritis (F_{cr})

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

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{240}{848,07}}\right) 240$$

$$F_{cr} = 213,19 \text{ MPa}$$

- Kekuatan Tekan Desain

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

$$\phi_c P_n = 0,90 (213,19)(2635)$$

$$\phi_c P_n = 505584 \text{ N}$$

$$\phi_c P_n = 505,58 \text{ kN}$$

- Kapasitas Lentur Profil

- Kekompakan Penampang

- Pada *Flange*

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

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

$$\lambda = 5,56$$

Batas atas kategori kompak (λ_p)

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

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

$$\lambda_p = 10,97$$

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

- Pada *Web*

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

$$\lambda = \frac{148}{6}$$

$$\lambda = 24,67$$

Batas atas kategori kompak (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.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa *flange* dan *web* tergolong kompak, sehingga dapat diklasifikasikan dalam penampang kompak.

▪ Pengecekan Apakah Terjadi LTB

Pada pengecekan ini, nilai L_b yang digunakan adalah panjang batang arah y ($L_y = 1158$ mm).

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

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

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

Karena nilai $L_b = 1158 \text{ mm}$ lebih kecil dari L_p , maka tidak terjadi LTB.

- Momen Plastis (M_p)

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 240(150450)$$

$$M_p = 36108000 \text{ Nmm}$$

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

- Kapasitas Lentur ($\phi_b M_n$)

Nilai M_n ditentukan berdasarkan momen plastis (M_p) yang telah dihitung pada perhitungan sebelumnya.

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 36,11$$

$$\phi_b M_n = 32,5 \text{ kNm}$$

➤ Kapasitas Geser Profil

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

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

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

$$24,67 \leq 64,66$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka $C_{v1} = 1,0$ dan $\phi_v = 1,0$.

- Hitung Kapasitas Geser Desain

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

$$\phi_v V_n = (1,0) 0,6 (240)(888)(1,0)$$

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

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

➤ Keamanan *Beam-Column*

- Hitung Faktor Distribusi Momen (C_m)

Berdasarkan Gambar 2.1.47, batang tergolong dalam *single curvature*. Nilai M_1 dan M_2 berturut – turut adalah $M_1 = 1,92 \text{ kNm}$ dan $M_2 = 21,27 \text{ kNm}$.

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(- \frac{4,78}{16,17} \right)$$

$$C_m = 0,718$$

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

Balok mengalami lenturan pada sumbu kuatnya, sehingga digunakan $I = I_x$ dan $L_{c1} = L_{cx}$

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (200000)(1 \times 10^7)}{(2976,7)^2}$$

$$P_{e1} = 2227714,9 \text{ N}$$

$$P_{e1} = 2227,71 \text{ kN}$$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_1

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

$$B_1 = \frac{0,718}{1 - \left(\frac{(1,0)(37,2 + 3,22)}{2227,71} \right)}$$

$$B_1 = 0,73$$

Karena $B_1 < 1,0$, maka digunakan $B_1 = 1,0$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_2

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

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{37,2}{2227,71} \right)}$$

$$B_2 = 1,02$$

- Hitung P_r dan M_r

- Kekuatan Aksial Perlu (P_r)

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

$$P_r = 37,2(1,0) + 1,02(3,22)$$

$$P_r = 40,48 \text{ kN}$$

- Kekuatan Momen Perlu (M_r)

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

$$M_r = 16,17(1,0) + 5,01(1,02)$$

$$M_r = 21,26 \text{ kNm}$$

- Hitung Interaksi Aksial Lentur

- Hitung Nilai $\frac{P_r}{P_c}$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{40,48}{505,58}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = 0,08$$

Karena nilai $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ maka digunakan Persamaan (2.1.43) untuk menghitung interaksi aksial lentur.

- Interaksi Aksial Lentur

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

$$\frac{40,48}{2 \times 505,58} + \left(\frac{21,26}{32,5} + 0 \right) \leq 1,0$$
$$0,694 \leq 1,0$$

Hasil perhitungan menunjukkan nilai interaksi aksial lentur kurang dari 1,0, sehingga batang tersebut aman.

➤ Keamanan Terhadap Geser.

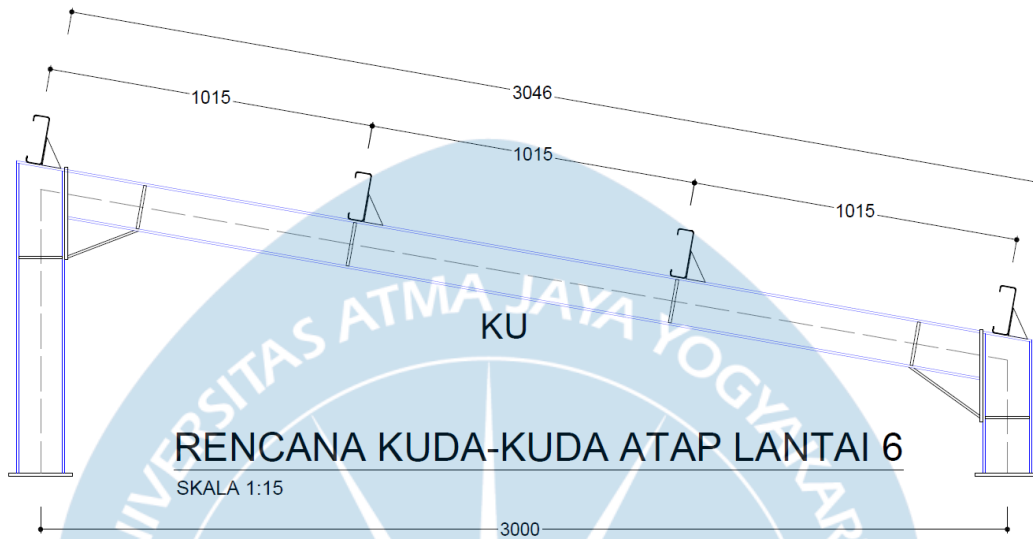
Kapasitas geser desain penampang yang telah dihitung adalah $\phi_v V_n = 127,87$ kN. Gaya geser maksimum yang terjadi pada batang tersebut adalah $V_u = 14,66$ kN. Karena nilai $\phi_v V_n$ lebih besar dari V_u , maka aman terhadap geser.

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 lima.

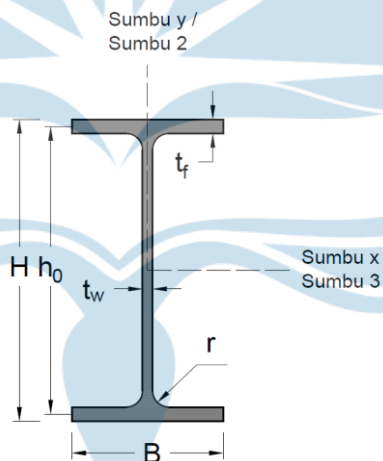
2.1.4.3 Atap Lantai Enam

Detail rencana kuda – kuda atap lantai enam dapat dilihat pada Gambar 2.1.49. Adapun kuda – kuda tersebut mendukung beban seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.13. Sebagai asumsi awal, profil yang digunakan adalah

IWF 150 x 75 x 5 x 7. Spesifikasi profil IWF yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.1.14 dan Gambar 2.1.50.



Gambar 2.1.49 Rencana Kuda – Kuda Lantai 6



Gambar 2.1.50 Profil IWF 150 x 75 x 5 x 7

Tabel 2.1.13 Beban – Beban yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 6

Jenis Beban	Nilai	Satuan
Berat atap (w_{atap})	0,04	kN/m ²
Berat plafon dan penggantung (w_{plafond})	0,2	kN/m ²
Berat air hujan (w_R)	0,2	kN/m ²
Berat gording (q_{gording})	0,0435	kN/m
Berat nok (q_{nok})	0,14	kN/m

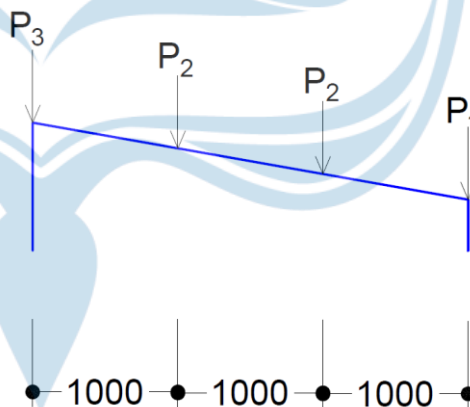
Tabel 2.1.14 Parameter Fisik Profil IWF 150 x 75 x 5 x 7

Parameter	Nilai	Parameter	Nilai
E (MPa)	200000	I _x (mm ⁴)	6,66 x 10 ⁶
F _y (MPa)	240	I _y (mm ⁴)	4,95 x 10 ⁵
H (mm)	150	S _x (mm ³)	88800
B (mm)	75	S _y (mm ³)	13200
t _f (mm)	7	Z _x (mm ³)	98195
t _w (mm)	5	Z _y (mm ³)	20537,5
r (mm)	8	r _x (mm)	6,11
h ₀ (mm)	143	r _y (mm)	1,66
A _g (mm ²)	1765	C _w (mm ⁶)	2,6 x 10 ⁹
A _w (mm ²)	750	J (mm ⁴)	22828,33

➤ Pembebanan Kuda - Kuda

▪ Beban Mati

Detail beban mati yang bekerja pada kuda – kuda lantai enam dapat dilihat pada Gambar 2.1.51.



Gambar 2.1.51 Beban Mati yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 6

- Beban P₁

$$P_{1_atap} = \frac{1000}{\cos 10^\circ} \times \frac{1}{2} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

$$P_{1_plafond} = \left(\frac{\frac{1000}{1000}}{2} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{1_gording} = \frac{5000}{1000} \times 0,0435$$

$$P_1 = 0,819 \text{ kN}$$

- Beban P_2

$$P_{2_atap} = \frac{\frac{1000}{1000}}{\cos 10^\circ} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

$$P_{2_plafond} = \left(\frac{1000}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{2_gording} = \frac{5000}{1000} \times 0,0435$$

$$P_2 = 1,421 \text{ kN}$$

- Beban P_3

$$P_{3_atap} = \frac{\frac{1000}{1000}}{\cos 10^\circ} \times \frac{5000}{1000} \times 0,04$$

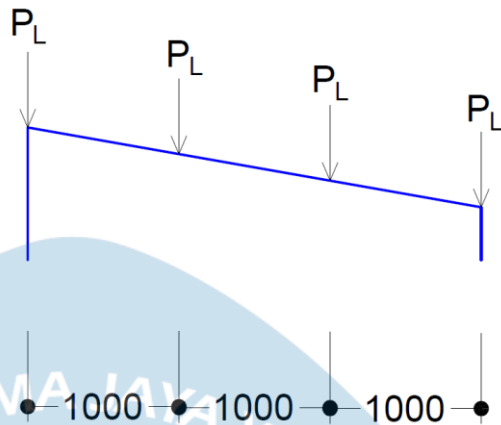
$$P_{3_plafond} = \left(\frac{1000}{1000} \right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

$$P_{3_nok} = \frac{5000}{1000} \times 0,14$$

$$P_3 = 0,819 \text{ kN}$$

▪ Beban Hidup

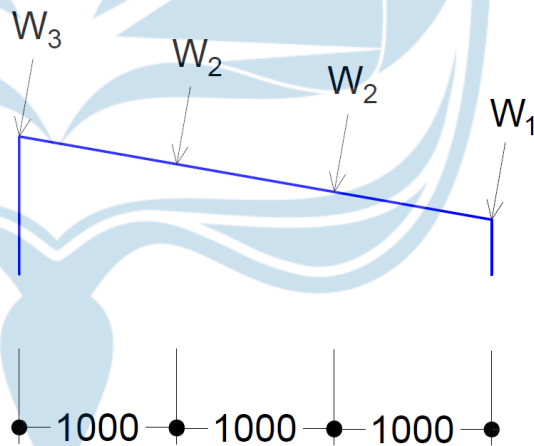
Detail beban hidup yang bekerja pada kuda – kuda rantai enam dapat dilihat pada Gambar 2.1.52. Besarnya beban hidup diambil sebesar 1,0 kN.



Gambar 2.1.52 Beban Hidup yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 6

▪ Beban Angin

Detail beban angin yang bekerja pada kuda – kuda lantai enam dapat dilihat pada Gambar 2.1.53.



Gambar 2.1.53 Beban Angin yang Bekerja pada Kuda - Kuda Lantai 6

- Rasio h/L

Diketahui atap kuda – kuda lantai enam berada pada elevasi (z) 18,75 m dan memiliki tinggi (z') 2,04 m dengan bentang kuda – kuda (L) sebesar 11,55 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{z + \frac{z'}{2}}{L}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21,75 + \frac{0,98}{2}}{3,1}$$

$$\frac{h}{L} = 7,17$$

- Koefisien angin tiup (C_{ti}) dan angin hisap (C_{si})

Berdasarkan Tabel 2.1.5 dengan rasio $h/L = 7,17$ dan kemiringan atap $\alpha = 10^\circ$, maka koefisien angin tiup adalah $C_{ti} = 1,3$ dan koefisien angin hisap $C_{is} = 0,7$

- Beban W_1

$$W_1 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$

$$W_1 = \frac{\frac{1000}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 10^\circ} \times 1,3 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_1 = 0,825 \text{ kN}$$

- Beban W_2

$$W_2 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$

$$W_2 = \frac{\frac{1000}{1000}}{\cos 10^\circ} \times 1,3 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_2 = 1,65 \text{ kN}$$

- Beban W_3

$$W_3 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times B \times Q_w$$

$$W_3 = \frac{\frac{1000}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 10^\circ} \times 1,3 \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_3 = 0,825 \text{ kN}$$

- Beban W_4

$$W_4 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

$$W_4 = \frac{\frac{1000}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 10^\circ} \times (-0,7) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_4 = -0,444 \text{ kN}$$

- Beban W_5

$$W_5 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

$$W_5 = \frac{\frac{1000}{1000}}{\cos 10^\circ} \times (-0,7) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_5 = -0,888 \text{ kN}$$

- Beban W_6

$$W_6 = \frac{\frac{a}{2}}{\cos \alpha} \times C_{is} \times B \times Q_w$$

$$W_6 = \frac{\frac{1000}{1000} \times \frac{1}{2}}{\cos 10^\circ} \times (-0,7) \times \frac{5000}{1000} \times 0,25$$

$$W_6 = -0,444 \text{ kN}$$

Tanda negatif pada beban W_4 hingga W_6 menunjukkan bahwa arah gaya yang berlawanan dengan gaya W_1 hingga W_3

▪ Beban Air Hujan

Detail beban air hujan yang bekerja pada kuda – kuda lantai enam dapat dilihat pada Gambar 2.1.54.

- Beban R_1

$$R_1 = \left(\frac{a}{2}\right) \times B \times w_R$$

$$R_1 = \left(\frac{1000}{1000} \times \frac{1}{2}\right) \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

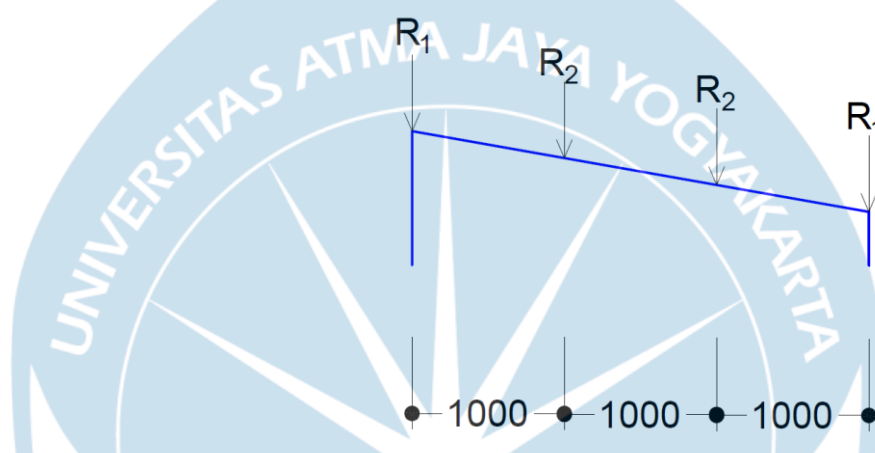
$$R_1 = 0,5 \text{ kN}$$

- Beban R_2

$$R_2 = a \times B \times w_R$$

$$R_2 = \frac{1000}{1000} \times \frac{5000}{1000} \times 0,2$$

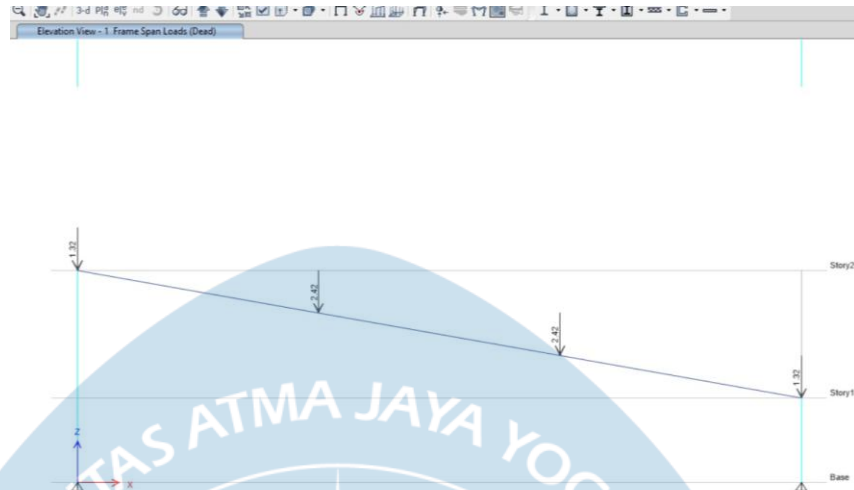
$$R_2 = 1 \text{ kN}$$



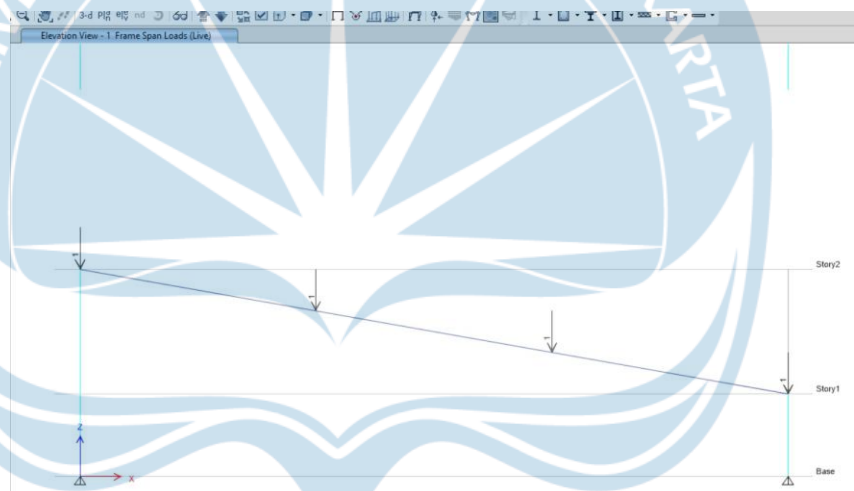
Gambar 2.1.54 Beban Air Hujan yang Bekerja pada Kuda – Kuda Lantai 6

➤ Analisis Struktur Kuda – Kuda

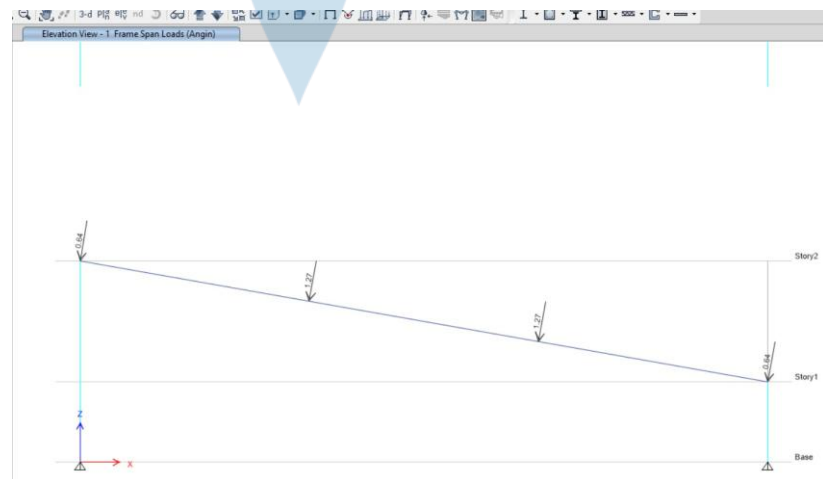
Pemodelan struktur dimodelkan dengan tumpuan sendi pada kedua ujungnya. Beban yang telah dimasukkan dalam *software* dapat dilihat pada Gambar 2.1.55 hingga Gambar 2.1.58. Hasil analisis ditunjukkan pada Gambar 2.1.59 hingga Gambar 2.1.61. Nilai gaya dalam terbesar diperoleh pada batang sisi kiri dan direkapitulasi pada Tabel 2.1.15.



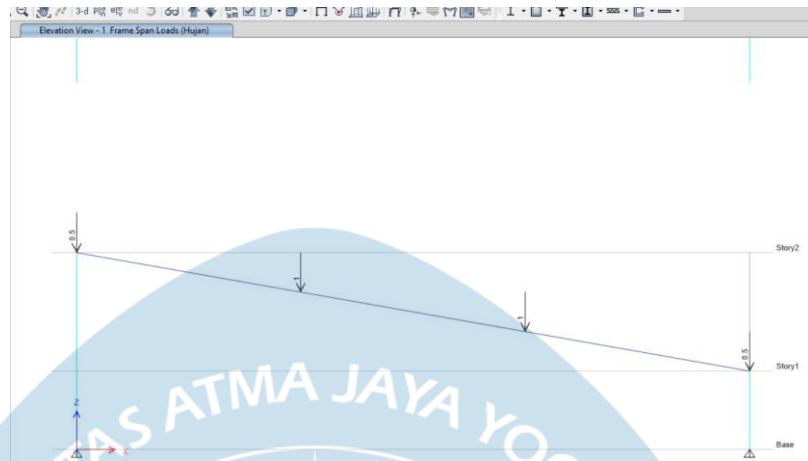
Gambar 2.1.55 *Input* Beban Mati Kuda – Kuda Lantai 6 pada ETABS



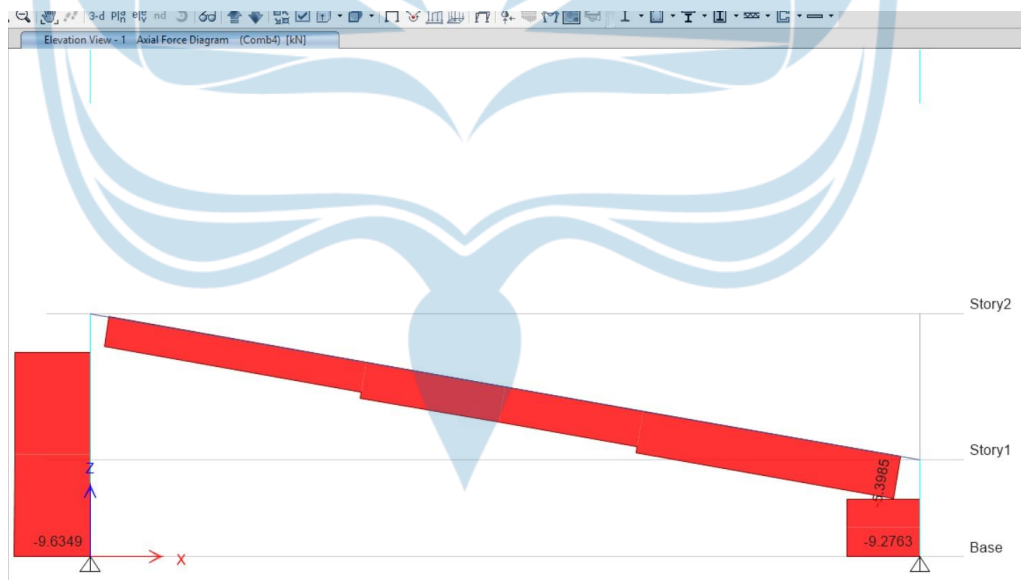
Gambar 2.1.56 *Input* Beban Hidup Kuda – Kuda Lantai 6 pada ETABS



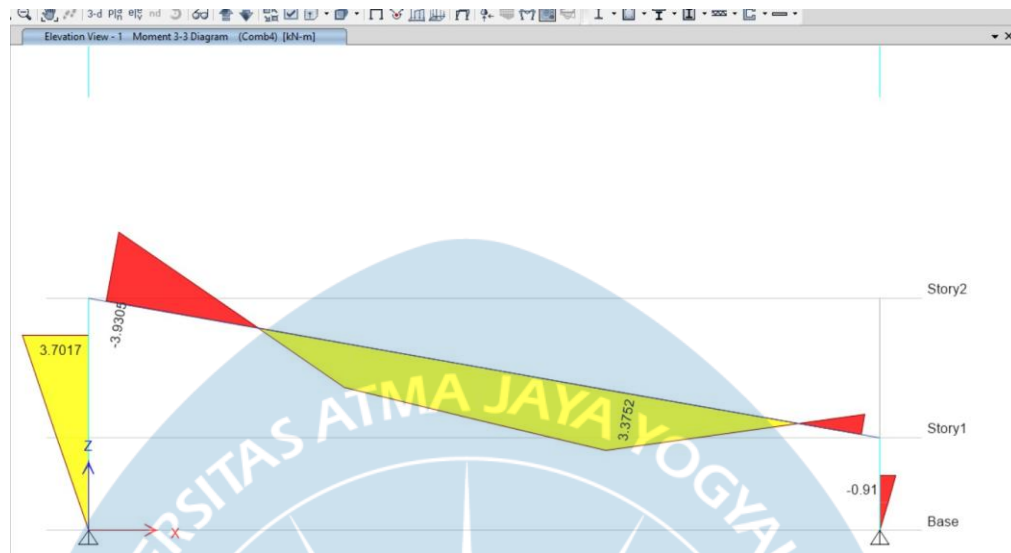
Gambar 2.1.57 *Input* Beban Angin Kuda – Kuda Lantai 6 pada ETABS



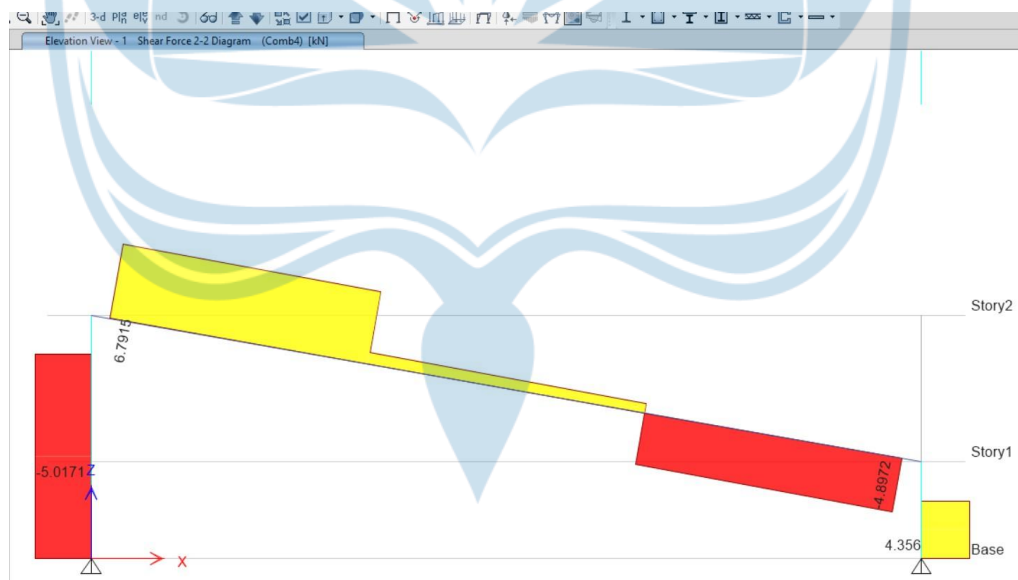
Gambar 2.1.58 Input Beban Air Hujan Kuda – Kuda Lantai 6 pada ETABS



Gambar 2.1.59 Normal Force Diagram Kuda – Kuda Lantai 6



Gambar 2.1.60 Bending Moment Diagram Kuda – Kuda Lantai 6



Gambar 2.1.61 Shear Force Diagram Kuda – Kuda Lantai 6

Tabel 2.1.15 Gaya Dalam Terbesar pada Kuda – Kuda Lantai 6

Jenis Gaya	Nilai	Jenis Gaya	Nilai
P_{u_maks} (kN)	5,69	M_{u_min} (kNm)	3,62
P_{u_min} (kN)	3,59	M_{lt} (kNm)	1,22
P_{lt} (kN)	1,12	V_{u_maks} (kN)	7,23
M_{u_maks} (kNm)	4,21	V_{u_min} (kN)	5,23

➤ Kapasitas Aksial Tekan

▪ Panjang Efektif

Panjang efektif batang dihitung pada kedua sumbunya, yaitu sumbu pada sumbu x dan sumbu y, dengan nilai $K = 0,5$ berdasarkan Tabel C-A-7.1 *Appendix 7* AISC 360-16 (Kedua ujung batang memiliki tumpuan jepit).

- Panjang efektif sumbu x

$$L_{cx} = K_x L_x$$

$$L_{cx} = 0,5 (3046)$$

$$L_{cx} = 1523,14 \text{ mm}$$

- Panjang efektif sumbu y

$$L_{cy} = K_y L_y$$

$$L_{cy} = 0,5 (1015)$$

$$L_{cy} = 507,71 \text{ mm}$$

▪ Rasio Kelangsingan

- Rasio kelangsingan sumbu x

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = \frac{1523,14}{61,1}$$

$$\frac{L_{cx}}{r_x} = 24,93$$

- Rasio kelangsingan sumbu y

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = \frac{507,71}{16,6}$$

$$\frac{L_{cy}}{r_y} = 30,59$$

Rasio kelangsingan pada sumbu x dan y menunjukkan bahwa nilainya kurang dari 200, sehingga penampang tidak tergolong batang langsing.

▪ Tegangan Tekuk Kritis

- Cek F_{cr} Terjadi Secara Inelastis Atau Elastis

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

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

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$$

$$\frac{L_{cx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$48,24 \leq 135,97$$

Karena $\frac{L_{cx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka F_{cr} terjadi secara inelastik dan dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.29).

- Tegangan Tekuk Elastik (F_e)

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

$$F_e = \frac{\pi^2 (200000)}{(30,59)^2}$$

$$F_e = 2110,13 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tekuk Kritis (F_{cr})

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

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{240}{2110,13}} \right) 240$$

$$F_{cr} = 228,84 \text{ MPa}$$

- Kekuatan Tekan Desain

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

$$\phi_c P_n = 0,90 (228,84)(1765)$$

$$\phi_c P_n = 363516 \text{ N}$$

$$\phi_c P_n = 363,52 \text{ kN}$$

- Kapasitas Lentur Profil

- Kekompakan Penampang

- Pada *Flange*

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

$$\lambda = \frac{75}{2(7)}$$

$$\lambda = 5,36$$

Batas atas kategori kompak (λ_p)

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

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

$$\lambda_p = 10,97$$

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

- Pada *Web*

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

$$\lambda = \frac{150}{5}$$

$$\lambda = 30$$

Batas atas kategori kompak (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.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa *flange* dan *web* tergolong kompak, sehingga dapat diklasifikasikan dalam penampang kompak.

- Pengecekan Apakah Terjadi LTB

Pada pengecekan ini, nilai L_b yang digunakan adalah panjang batang arah y ($L_y = 1015$ mm).

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

$$L_p = 1,76 (16,6) \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$L_p = 843,39 \text{ mm}$$

Karena nilai $L_b = 1015$ mm lebih besar dari L_p , maka terjadi LTB.

- Pengecekan LTB Terjadi Secara Elastik atau Inelastik

- Hitung r_{ts}

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{(4,95 \times 10^5)(2,6 \times 10^9)}}{88800}}$$

$$r_{ts} = 20,1 \text{ mm}$$

- Hitung L_r

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

$$L_r = 1,95(20,1) \frac{200000}{0,7(240)} \sqrt{\frac{(22828,3)(1)}{(88800)(143)} + \sqrt{\left(\frac{(22828,3)(1)}{(88800)(143)}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7(240)}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 3174,28 \text{ mm}$$

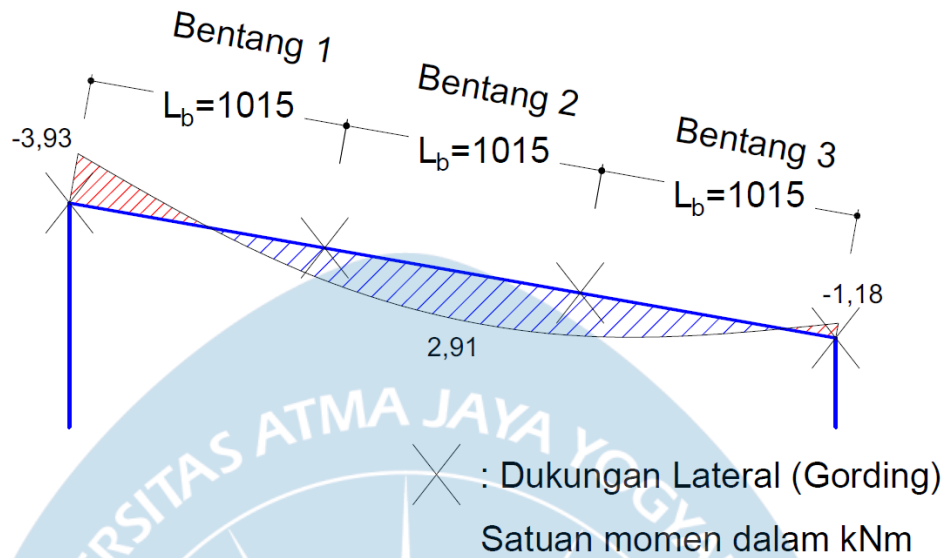
Karena hasil perhitungan menunjukkan bahwa $L_p < L_b \leq L_r$, maka LTB terjadi secara inelastis dan M_n dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.36).

▪ Faktor Gradien Momen (C_b)

Faktor gradien momen dihitung setiap bentang tanpa dukungan lateral. Karena gording pada atap lantai empat terpasang dengan jarak 1015 mm, maka nilai C_b dihitung setiap bentang 1015 mm (Lihat Gambar 2.1.62). Momen pada masing – masing bentang ditunjukkan pada Tabel 2.1.16.

Tabel 2.1.16 Momen pada Setiap Bentang Kuda – Kuda Lantai 6

Bentang	M_A (kNm)	M_B (kNm)	M_C (kNm)	M_{maks} (kNm)
1	-2,70	-1,00	0,71	-3,93
2	2,66	2,91	3,14	3,37
3	2,16	0,94	-0,29	3,37



Gambar 2.1.62 Dukungan Lateral pada Kuda – Kuda Lantai 6

- C_b Bentang 1

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5|-22,27|}{2.5|4,21| + 3|0,74| + 4|1,07| + 3|2,89|}$$

$$C_b = 2,05$$

- C_b Bentang 2

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5|-14,76|}{2.5|3,61| + 3|3,37| + 4|3,13| + 3|2,87|}$$

$$C_b = 1,12$$

- C_b Bentang 3

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5|4,68|}{2.5|3,61| + 3|0,28| + 4|1,03| + 3|2,33|}$$

$$C_b = 2,15$$

Dari hasil perhitungan, dipilih nilai C_b terkecil, yaitu pada bentang 2 sebesar 1,12.

- Momen Plastis (M_p)

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 240(98195)$$

$$M_p = 23566800 \text{ Nmm}$$

$$M_p = 23,57 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal (M_n) akibat LTB inelastik

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

$$M_n = 1,12 \left[23,57 - \left(23,57 - \frac{0,7(240)(88800)}{10^6} \right) \left(\frac{1015 - 843,39}{3174,28 - 843,39} \right) \right]$$

$$M_n = 37,11 \text{ kNm}$$

- Kapasitas Lentur ($\phi_b M_n$)

Nilai M_n diambil terkecil dari M_n akibat LTB inelastik dan M_p . Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dari M_n akibat LTB inelastik memiliki nilai lebih besar sehingga $M_n = M_p$

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 23,57$$

$$\phi_b M_n = 21,21 \text{ kNm}$$

- Kapasitas Geser Profil

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

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

$$\frac{150}{5} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$30 \leq 64,66$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka $C_{v1} = 1,0$ dan $\phi_v = 1,0$.

- Hitung Kapasitas Geser Desain

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

$$\phi_v V_n = (1,0) 0,6 (240)(750)(1,0)$$

$$\phi_v V_n = 108000 \text{ N}$$

$$\phi_v V_n = 108 \text{ kN}$$

- Keamanan *Beam-Column*

- Hitung Faktor Distribusi Momen (C_m)

Berdasarkan Gambar 2.1.62, batang tergolong dalam *single curvature*. Nilai M_1 dan M_2 berturut – turut adalah $M_1 = 1,92 \text{ kNm}$ dan $M_2 = 21,27 \text{ kNm}$.

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(-\frac{1,22}{4,21} \right)$$

$$C_m = 0,716$$

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

Balok mengalami lenturan pada sumbu kuatnya, sehingga digunakan $I = I_x$ dan $L_{c1} = L_{cx}$

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (200000) (6,66 \times 10^6)}{(1523,14)^2}$$

$$P_{e1} = 5666627,13 \text{ N}$$

$$P_{e1} = 5666,63 \text{ kN}$$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_1

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

$$B_1 = \frac{0,716}{1 - \left(\frac{(1,0)(5,69 + 1,12)}{5666,63} \right)}$$

$$B_1 = 0,72$$

Karena $B_1 < 1,0$, maka digunakan $B_1 = 1,0$

- Hitung Faktor Amplifikasi B_2

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

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{5,69}{5666,63} \right)}$$

$$B_2 = 1,00$$

- Hitung P_r dan M_r

- Kekuatan Aksial Perlu (P_r)

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

$$P_r = 5,69(1,0) + 1,12(1,00)$$

$$P_r = 6,81 \text{ kN}$$

- Kekuatan Momen Perlu (M_r)

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

$$M_r = 4,21(1,0) + 1,22(1,0)$$

$$M_r = 5,43 \text{ kNm}$$

- Hitung Interaksi Aksial Lentur

- Hitung Nilai $\frac{P_r}{P_c}$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{6,81}{363,52}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = 0,019$$

Karena nilai $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ maka digunakan Persamaan (2.1.43) untuk menghitung interaksi aksial lentur.

- Interaksi Aksial Lentur

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{6,81}{2 \times 363,52} + \left(\frac{5,43}{21,21} + 0 \right) &\leq 1,0 \\ 0,265 &\leq 1,0 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan menunjukkan nilai interaksi aksial lentur kurang dari 1,0, sehingga batang tersebut aman.

➤ Keamanan Terhadap Geser.

Kapasitas geser desain penampang yang telah dihitung adalah $\phi_v V_n = 127,87$ kN. Gaya geser maksimum yang terjadi pada batang tersebut adalah $V_u = 7,23$ kN. Karena nilai $\phi_v V_n$ lebih besar dari V_u , maka aman terhadap geser.

Hasil analisis *beam-column* dan keamanan terhadap geser, menunjukkan bahwa penampang tersebut telah aman, sehingga profil IWF 150 x 75 x 5 x 7 dapat digunakan sebagai kuda – kuda atap lantai enam.

2.1.5 Perencanaan Sambungan Kuda – Kuda

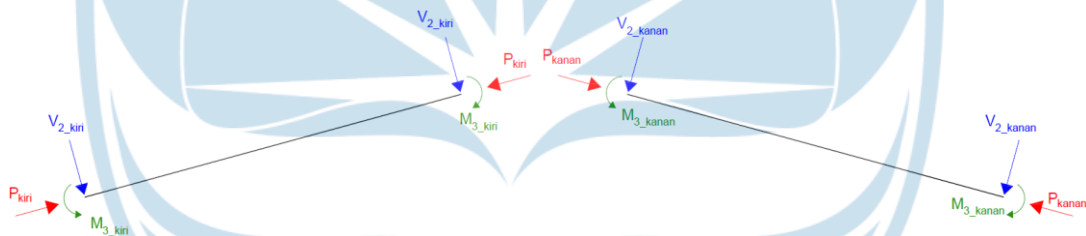
Jenis sambungan yang digunakan pada kuda – kuda struktur atap masing – masing lantai adalah sambungan baut. Standar yang digunakan dalam melakukan desain sambungan baut adalah AISC 360-16 *chapter J3*. Sambungan kuda – kuda akan direncanakan pada bagian bubungan dan pertemuan kuda – kuda dengan kolom.

- Orientasi Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

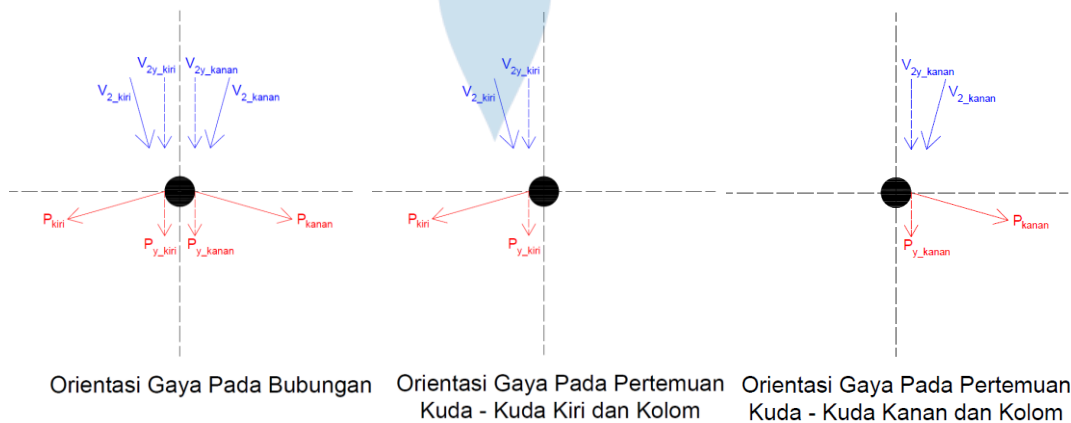
Gaya dalam yang diperoleh hasil analisis struktur merupakan gaya dalam pada sumbu lokal batang (Lihat Gambar 2.1.63) dan harus dirubah orientasinya pada sumbu global (Lihat Gambar 2.1.64). Gaya yang diperlukan dalam melakukan desain sambungan baut adalah gaya geser, sehingga gaya dalam akan diproyeksikan pada sumbu y. Gaya geser sumbu global pada bubungan dan pada pertemuan kuda – kuda dengan kolom dapat dihitung dengan Persamaan (2.1.50) dan Persamaan (2.1.51).

$$V_{u_global} = (V_{2_kiri} + V_{2_kanan}) \cos \alpha + (P_{kiri} + P_{kanan}) \sin \alpha \quad (2.1.50)$$

$$V_{u_global} = V_2 \cos \alpha + P \sin \alpha \quad (2.1.51)$$



Gambar 2.1.63 Gaya Dalam Hasil Analisis Struktur pada Sumbu Lokal

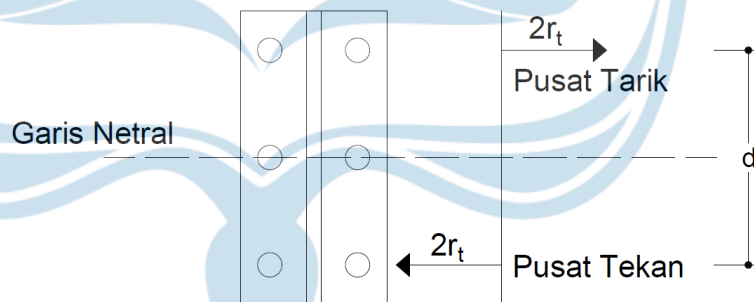


Gambar 2.1.64 Orientasi Gaya Batang pada Sumbu Global

- Gaya Tarik Pada Baut Akibat Momen

Dalam pemodelan struktur, pertemuan antara kuda – kuda dan kolom serta pada bubungan dimodelkan sebagai jepit, sehingga akan timbul momen pada ujung – ujung batang. Akibat adanya momen akan menimbulkan gaya tarik pada beberapa baut. Gaya tarik yang terjadi pada baut secara konservatif dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.52), dengan d merupakan jarak dari pusat tekan ke pusat tarik, r_t adalah gaya tarik pada baut, dan n adalah jumlah baut yang mengalami gaya tarik. Baut yang terletak di atas sumbu netral akan mengalami gaya tarik dan yang terletak di bawah garis netral akan mengalami gaya tekan (Lihat Gambar 2.1.65).

$$r_t = \frac{M}{n \times d} \quad (2.1.52)$$



Gambar 2.1.65 *Free Body Diagram* pada Baut dengan Kombinasi Gaya Tekan dan Tarik

- Spesifikasi Baut dan Lubang

Mutu baut yang digunakan harus memenuhi tabel J3.2 AISC 360-16. Setiap diameter baut yang digunakan memiliki spesifikasi lubang yang disyaratkan dalam Tabel 2.1.17.

Tabel 2.1.17 Spesifikasi Diameter Lubang Berdasarkan Diameter Baut (AISC 360-16 Tabel J3.3M)

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 akan direncanakan pada sambungan harus memenuhi persyaratan dalam AISC 360-16 *chapter* J3.

- 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 2.1.18, yang diukur dari pusat lubang.

Tabel 2.1.18 Jarak ke Tepi Minimum dari Pusat Lubang (AISC 360-16 Tabel J3.4M)

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 sambung, namun tidak boleh melebihi 150 mm.

- Kapasitas Geser Baut

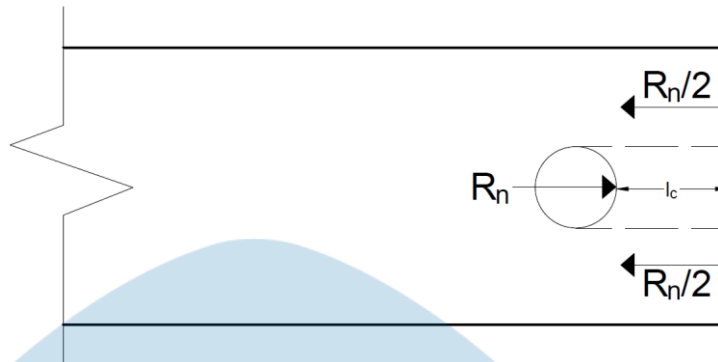
Kapasitas geser desain baut dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.53), dengan F_{nv} merupakan tegangan geser baut, A_b adalah luas penampang baut nominal (tanpa memperhitungkan luasan ulir baut), dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan yang nilainya adalah 0,75.

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

- Kuat Tumpu dan Sobek pada Lubang Baut

Kuat tumpu merupakan kekuatan profil baja dalam menahan kegagalan geser yang memiliki risiko terbesar mengalami sobek pada sambungan terluar (Lihat Gambar 2.1.66). Kekuatan maksimum yang dapat ditahan oleh sambungan untuk mengantisipasi kegagalan sobek dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.54), dengan l_c adalah jarak bersih lubang baut, t adalah tebal pelat sambung, dan F_u adalah tegangan tarik maksimum pelat sambung.

Selain karena kegagalan sobek, kegagalan sambunga pada profil bisa terjadi karena pelebaran yang berlebih pada lubang baut. Kuat nominal sambungan untuk mengantisipasi kegagalan tersebut dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.55), dengan d adalah diameter nominal baut. Faktor reduksi kekuatan yang digunakan untuk menghitung kapasitas desain (ϕR_n) adalah $\phi = 0,75$. Pemilihan tebal pelat sambung sebaiknya dipilih lebih tebal daripada tebal profil, supaya dalam melakukan pengecekan kuat tumpu dan sobek dilakukan pada profil baja saja.



Gambar 2.1.66 Kegagalan Sobek (*Tear Out*) pada Sambungan Baut

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \quad (2.1.54)$$

$$R_n = 2,4 d t F_u \quad (2.1.55)$$

- Kapasitas Tarik Baut

Kapasitas Tarik baut dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.56), dengan F_{nt} merupakan tegangan tarik baut. Namun karena baut mengalami gaya geser dan tarik secara bersamaan, tegangan tarik baut harus dihitung berdasarkan interaksi geser dan tarik. Berdasarkan AISC 360-16 *chapter J3.7*, tegangan tarik pada baut dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.57) dengan F_{nt} merupakan tegangan tarik baut berdasarkan spesifikasi mutu baut, F_{nv} merupakan tegangan geser baut berdasarkan spesifikasi mutu baut, f_{rv} adalah kebutuhan tegangan geser, dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sebesar 0,75.

Kebutuhan tegangan geser dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.58), dengan V_{u_baut} merupakan gaya geser pada masing – masing baut, dan A_b adalah luasan nominal baut. Untuk menghitung kapasitas tarik desain (ϕR_n), faktor reduksi yang digunakan adalah $\phi = 0,75$.

$$R_n = F_{nt} A_b \quad (2.1.56)$$

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (2.1.57)$$

$$f_{rv} = \frac{V_{u_baut}}{A_b} \quad (2.1.58)$$

- Keamanan Sambungan terhadap Geser dan Tarik

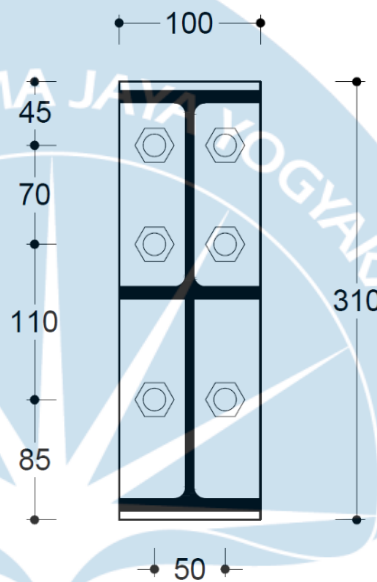
Keamanan sambungan terhadap geser ditentukan dari tiga kondisi, yaitu kapasitas geser baut, kuat tumpu, dan kuat sobek. Dari ketiga nilai yang diperoleh, diambil nilai terkecil. Nilai tersebut kemudian dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,75 untuk memperoleh kapasitas desain. Gaya geser global maksimum tidak boleh melebihi dari kapasitas geser desain. Keamanan sambungan terhadap tarik ditentukan dari kuat tarik baut dalam menahan gaya tarik. Kapasitas tarik desain yang telah dihitung tidak boleh kurang dari gaya tarik terbesar pada baut.

2.1.5.1 Atap Lantai Empat

Rencana sambungan baut pada atap lantai empat direncanakan dengan menggunakan mutu baut A-325 dengan ulir berada di luar bidang geser. Adapun detail spesifikasi baut yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.1.19. Pelat sambung yang digunakan memiliki ketebalan 10 mm ($t = 10$ mm) dengan $F_y = 240$ MPa dan $F_u = 370$ MPa. Tebal profil yang akan disambung adalah 9 mm (Data tebal *flange* dari profil IWF yang digunakan), sehingga pengecekan kuat tumpu dan sobek dilakukan pada tebal profil. Sebagai asumsi awal, jumlah baut yang digunakan sebanyak 6 baut dengan konfigurasi seperti pada Gambar 2.1.67. Konfigurasi ini digunakan untuk sambungan pada pertemuan antara kuda – kuda dengan kolom maupun pada bubungan.

Tabel 2.1.19 Spesifikasi Baut Atap Lantai 4

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



Gambar 2.1.67 Konfigurasi Baut Rencana pada Sambungan Atap Lantai 4

➤ Gaya Dalam Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam hasil analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 2.1.20. Gaya dalam pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom diambil terbesar pada kuda – kuda kiri dan kanan.

Tabel 2.1.20 Gaya Dalam Terbesar Hasil Analisis Struktur pada Setiap *Joint* Atap Lantai 4

Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom	
Jenis Gaya	Nilai
V_{2_maks} (kN)	15,89
P_{maks} (kN)	32,01
M_{3_maks} (kNm)	22,27
Pada Bubungan	
Jenis Gaya	Nilai
V_{2_kiri} (kN)	5,486
V_{2_kanan} (kN)	4,296
P_{kiri} (kN)	26,62
P_{kanan} (kN)	27,27
M_{3_kiri} (kNm)	1,923
M_{3_kanan} (kNm)	1,923

➤ Orientasi Gaya Geser Global

- Gaya Geser Global pada Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom

$$V_{u_global} = V_2 \cos \alpha + P \sin \alpha$$

$$V_{u_global} = 15,89 \cos 15^\circ + 32,01 \sin 15^\circ$$

$$V_{u_global} = 23,63 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Global pada Bubungan

$$V_{u_global} = (V_{2_kiri} + V_{2_kanan}) \cos \alpha + (P_{kiri} + P_{kanan}) \sin \alpha$$

$$V_{u_global} = (5,486 + 4,296) \cos 15^\circ + (26,62 + 27,27) \sin 15^\circ$$

$$V_{u_global} = 23,40 \text{ kN}$$

Karena gaya geser global pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom lebih besar, maka dalam desain sambungan atap lantai empat digunakan gaya geser global pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom, serta konfigurasi baut pada bubungan disamakan dengan

konfigurasi baut pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom.

➤ Persyaratan Jarak Baut

▪ Jarak minimum baut

Jarak minimum baut sesuai yang disyaratkan adalah $2\frac{2}{3}d$.

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

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

Jarak terkecil antar baut sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.67 adalah 70 mm, sehingga sudah memenuhi persyaratan yang ditentukan.

▪ Jarak minimum baut ke tepi

Berdasarkan Tabel 2.1.18, jarak minimum baut ke tepi untuk diameter baut 16 mm adalah 22 mm. Sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.67, jarak baut ke tepi paling kecil adalah 45 mm, sehingga sudah sesuai dengan persyaratan yang ditentukan.

▪ Jarak maksimum baut ke tepi

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

$$12 t = 12(10)$$

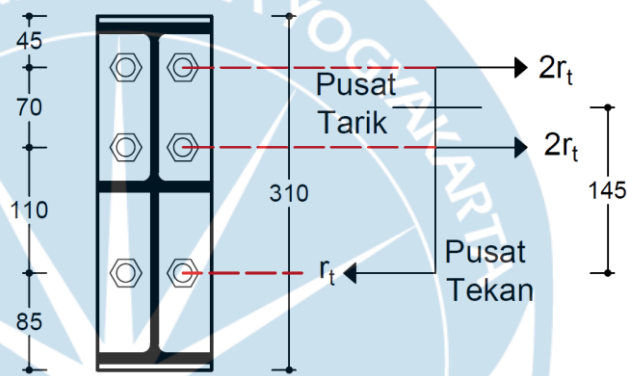
$$12 t = 120 \text{ mm}$$

Sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.67, jarak baut ke tepi paling besar adalah 85 mm,

sehingga sudah sesuai dengan persyaratan yang ditentukan.

➤ Gaya Tarik pada Baut Akibat Momen

Berdasarkan konfigurasi baut sesuai dengan Gambar 2.1.67, maka jumlah baut yang mengalami gaya tarik adalah empat baut dengan jarak dari pusat tarik ke pusat tekan adalah 145 mm (Lihat Gambar 2.1.68).



Gambar 2.1.68 *Free Body Diagram* pada Sambungan Baut Atap Lantai 4

- Gaya Tarik Baut pada Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom

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

$$r_t = \frac{22,27 \times 10^3}{4 \times 145}$$

$$r_t = 38,39 \text{ kN/baut}$$

- Gaya Tarik Baut pada Bubungan

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

$$r_t = \frac{1,923 \times 10^3}{4 \times 145}$$

$$r_t = 3,316 \text{ kN/baut}$$

Karena gaya tarik pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom lebih besar, maka dalam pengecekan sambungan atap lantai empat digunakan gaya tarik pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom.

➤ Kapasitas Geser Baut

$$R_n = F_{nv} A_b$$

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

$$R_n = 94298 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 94,3 \text{ kN/baut}$$

➤ Kuat Tumpu dan Sobek Pada Lubang Baut

▪ Cek kekuatan pelat sambung dan profil

Pengecekan ini bertujuan untuk mengetahui kekuatan yang paling kecil, sehingga pengecekan kuat tumpu dan sobek tidak perlu dilakukan pada keduanya.

- Kekuatan pelat sambung

$$t F_u = (10)(370)$$

$$t F_u = 3700 \text{ N/mm}$$

- Kekuatan profil

$$t F_u = (9)(370)$$

$$t F_u = 3330 \text{ N/mm}$$

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

▪ Kuat tumpu akibat pelebaran berlebih lubang baut

$$R_n = 2,4 dtF_u$$

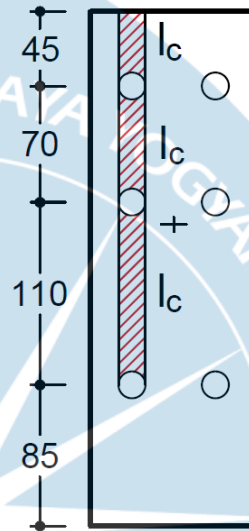
$$R_n = 2,4 (16)(9)(370)$$

$$R_n = 127872 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 127,872 \text{ kN/baut}$$

▪ Kuat sobek

Kekuatan sobek dihitung pada masing – masing posisi baut (Lihat Gambar 2.1.69).



Gambar 2.1.69 Daerah Sobek Pada Sambungan Baut Atap Lantai 4

- Kekuatan sobek baut tepi atas

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

$$R_n = 1,2 \left(45 - \frac{18}{2} \right) (9)(370)$$

$$R_n = 143856 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 143,856 \text{ kN/baut}$$

- Kekuatan sobek baut tengah

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

$$R_n = 1,2(70 - 18)(9)(370)$$

$$R_n = 207792 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 207,792 \text{ kN/baut}$$

- Kekuatan sobek baut tepi bawah

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

$$R_n = 1,2(110 - 18)(9)(370)$$

$$R_n = 367632 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 367,632 \text{ kN/baut}$$

➤ Kapasitas Tarik Baut

- Kebutuhan tegangan geser

$$f_{rv} = \frac{V_{u,1baut}}{A_b}$$

$$f_{rv} = \frac{\frac{23,63 \times 10^3}{6}}{\frac{1}{4} \pi (16)^2}$$

$$f_{rv} = 19,58 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tarik Baut Akibat Kombinasi tarik dan geser

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

$$F'_{nt} = 1,3 (620) - \frac{620}{0,75(469)} (19,58)$$

$$F'_{nt} = 771,47 \text{ MPa}$$

Nilai F'_{nt} lebih besar dari F_{nt} , sehingga F'_{nt} digunakan sebesar 620 MPa.

- Kapasitas Tarik Baut

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

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

$$R_n = 124658 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 124,658 \text{ kN/baut}$$

➤ Keamanan Sambungan Terhadap Geser dan Tarik

▪ Keamanan terhadap geser

Rekapitulasi kapasitas geser dari tiga kondisi dapat dilihat pada Tabel 2.1.21. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa kapasitas geser memiliki nilai terkecil, sehingga digunakan $R_n = 94,298 \text{ kN/baut}$.

$$\phi R_n = 0,75(94,298)$$

$$\phi R_n = 70,724 \text{ kN/baut}$$

Gaya geser global terbesar adalah $V_{u_global} = 23,63 \text{ kN}$. Untuk memperoleh gaya geser yang diterima pada satu baut, maka gaya geser global dibagi dengan jumlah baut.

$$V_{u_1baut} = \frac{V_{u_global}}{\text{jumlah baut}}$$

$$V_{u_1baut} = \frac{23,63}{6}$$

$$V_{u_1baut} = 3,939 \text{ kN/baut}$$

Gaya geser yang diterima tiap baut adalah 3,939 kN yang dimana lebih kecil dari kapasitas geser sebesar 70,724 kN, sehingga sambungan aman terhadap geser.

Tabel 2.1.21 Kapasitas Geser Sambungan Atap Lantai 4 dari Masing – Masing Kondisi

Letak Baut	Kuat Tumpu (kN/baut)	Kuat Sobek (kN/baut)	Kuat Geser (kN/baut)	Digunakan
Tepi Atas	127,872	143,856	94,298	94,298
Tengah	127,872	207,792	94,298	94,298
Tepi Bawah	127,872	367,632	94,298	94,298

- Keamanan terhadap tarik

Kapasitas tarik satu baut dari hasil perhitungan adalah $R_n = 127,658$ kN. Adapun kapasitas tarik desain adalah sebagai berikut:

$$\phi R_n = 0,75(127,658)$$

$$\phi R_n = 93,493 \text{ kN/baut}$$

Gaya tarik terbesar yang terjadi pada baut adalah $r_t = 38,39$ kN. Karena gaya tarik tersebut lebih kecil dari kapasitas tarik sebesar 93,493 kN, sehingga sambungan aman terhadap tarik.

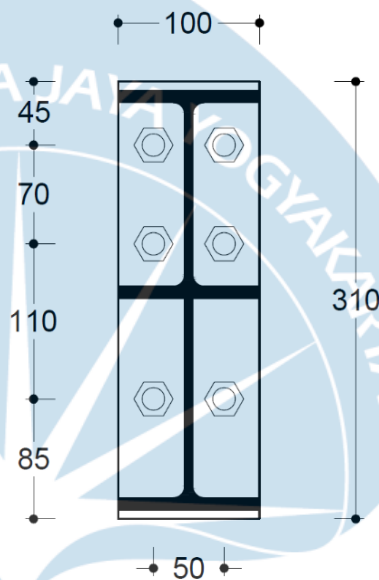
Hasil perhitungan menunjukkan bahwa sambungan telah aman terhadap geser dan tarik, sehingga konfigurasi baut sesuai dengan Gambar 2.1.67 dapat digunakan.

2.1.5.2 Atap Lantai Lima

Rencana sambungan baut pada atap lantai lima direncanakan dengan menggunakan mutu baut A-325 dengan ulir berada di luar bidang geser. Adapun detail spesifikasi baut yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.1.22. Pelat sambung yang digunakan memiliki ketebalan 10 mm ($t = 10$ mm) dengan $F_y = 240$ MPa dan $F_u = 370$ MPa. Tebal profil yang akan disambung adalah 9 mm (Data tebal *flange* dari profil IWF yang digunakan), sehingga pengecekan kuat tumpu dan sobek dilakukan pada tebal profil. Sebagai asumsi awal, jumlah baut yang digunakan sebanyak 6 baut dengan konfigurasi seperti pada Gambar 2.1.70. Konfigurasi ini digunakan untuk sambungan pada pertemuan antara kuda – kuda dengan kolom maupun pada bubungan.

Tabel 2.1.22 Spesifikasi Baut Atap Lantai 5

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



Gambar 2.1.70 Konfigurasi Baut Rencana pada Sambungan Atap Lantai 5

➤ Gaya Dalam Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam hasil analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 2.1.23. Gaya dalam pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom diambil terbesar pada kuda – kuda kiri dan kanan.

Tabel 2.1.23 Gaya Dalam Terbesar Hasil Analisis Struktur pada Setiap *Joint* Atap Lantai 5

Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom	
Jenis Gaya	Nilai
V_{2_maks} (kN)	14,66
P_{maks} (kN)	37,2
M_{3_maks} (kNm)	16,17

Pada Bubungan	
Jenis Gaya	Nilai
V_{2_kiri} (kN)	8,81
V_{2_kanan} (kN)	3,77
P_{kiri} (kN)	30,99
P_{kanan} (kN)	32,65
M_{3_kiri} (kNm)	4,78
M_{3_kanan} (kNm)	4,78

➤ Orientasi Gaya Geser Global

- Gaya Geser Global pada Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom

$$V_{u_global} = V_2 \cos \alpha + P \sin \alpha$$

$$V_{u_global} = 14,66 \cos 15^\circ + 37,2 \sin 15^\circ$$

$$V_{u_global} = 23,79 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Global pada Bubungan

$$V_{u_global} = (V_{2_kiri} + V_{2_kanan}) \cos \alpha + (P_{kiri} + P_{kanan}) \sin \alpha$$

$$V_{u_global} = (8,81 + 3,77) \cos 15^\circ + (30,99 + 32,65) \sin 15^\circ$$

$$V_{u_global} = 28,62 \text{ kN}$$

Karena gaya geser global pada bubungan lebih besar, maka dalam desain sambungan atap lantai lima digunakan gaya geser global pada bubungan, serta konfigurasi baut pada pertemuan antara kuda-kuda dengan kolom disamakan dengan konfigurasi baut pada bubungan.

➤ Persyaratan Jarak Baut

- Jarak minimum baut

Jarak minimum baut sesuai yang disyaratkan adalah $2\frac{2}{3}d$.

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

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

Jarak terkecil antar baut sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.70 adalah 70 mm, sehingga sudah memenuhi persyaratan yang ditentukan.

- Jarak minimum baut ke tepi

Berdasarkan Tabel 2.1.18, jarak minimum baut ke tepi untuk diameter baut 16 mm adalah 22 mm. Sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.70, jarak baut ke tepi paling kecil adalah 45 mm, sehingga sudah sesuai dengan persyaratan yang ditentukan.

- Jarak maksimum baut ke tepi

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

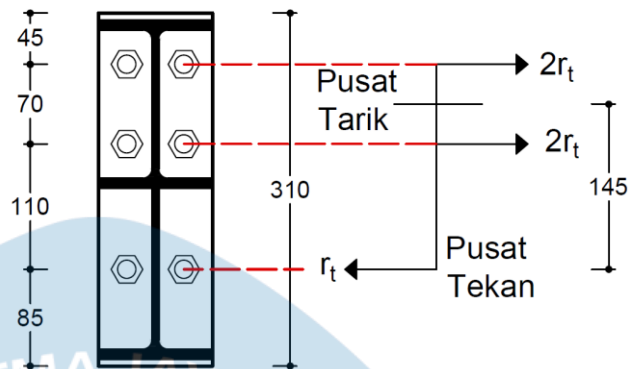
$$12 t = 12 (10)$$

$$12 t = 120 \text{ mm}$$

Sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.70, jarak baut ke tepi paling besar adalah 85 mm, sehingga sudah sesuai dengan persyaratan yang ditentukan.

- Gaya Tarik pada Baut Akibat Momen

Berdasarkan konfigurasi baut sesuai dengan Gambar 2.1.70, maka jumlah baut yang mengalami gaya tarik adalah empat baut dengan jarak dari pusat tarik ke pusat tekan adalah 145 mm (Lihat Gambar 2.1.71).



Gambar 2.1.71 *Free Body Diagram* pada Sambungan Baut Atap Lantai 5

- Gaya Tarik Baut pada Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom

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

$$r_t = \frac{16,17 \times 10^3}{4 \times 145}$$

$$r_t = 27,87 \text{ kN}$$

- Gaya Tarik Baut pada Bubungan

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

$$r_t = \frac{4,78 \times 10^3}{4 \times 145}$$

$$r_t = 8,24 \text{ kN}$$

Karena gaya tarik pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom lebih besar, maka dalam pengecekan sambungan atap lantai lima digunakan gaya tarik pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom.

➤ Kapasitas Geser Baut

$$R_n = F_{nv} A_b$$

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

$$R_n = 94298 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 94,3 \text{ kN/baut}$$

➤ Kuat Tumpu dan Sobek Pada Lubang Baut

▪ Cek kekuatan pelat sambung dan profil

Pengecekan ini bertujuan untuk mengetahui kekuatan yang paling kecil, sehingga pengecekan kuat tumpu dan sobek tidak perlu dilakukan pada keduanya.

- Kekuatan pelat sambung

$$t F_u = (10)(370)$$

$$t F_u = 3700 \text{ N/mm}$$

- Kekuatan profil

$$t F_u = (9)(370)$$

$$t F_u = 3330 \text{ N/mm}$$

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

▪ Kuat tumpu akibat pelebaran berlebih lubang baut

$$R_n = 2,4 dtF_u$$

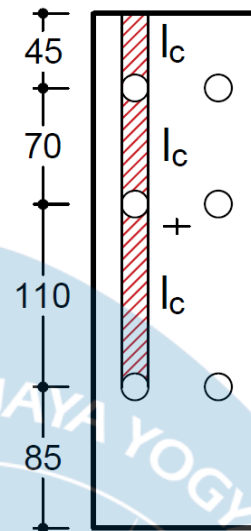
$$R_n = 2,4 (16)(9)(370)$$

$$R_n = 127872 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 127,872 \text{ kN/baut}$$

▪ Kuat sobek

Kekuatan sobek dihitung pada masing – masing posisi baut (Lihat Gambar 2.1.72).



Gambar 2.1.72 Daerah Sobek Pada Sambungan Baut Atap Lantai 5

- Kekuatan sobek baut tepi atas

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

$$R_n = 1,2 \left(45 - \frac{18}{2} \right) (9)(370)$$

$$R_n = 143856 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 143,856 \text{ kN/baut}$$

- Kekuatan sobek baut tengah

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

$$R_n = 1,2(70 - 18)(9)(370)$$

$$R_n = 207792 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 207,792 \text{ kN/baut}$$

- Kekuatan sobek baut tepi bawah

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

$$R_n = 1,2(110 - 18)(9)(370)$$

$$R_n = 367632 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 367,632 \text{ kN/baut}$$

➤ Kapasitas Tarik Baut

- Kebutuhan tegangan geser

$$f_{rv} = \frac{V_{u,1baut}}{A_b}$$

$$f_{rv} = \frac{\frac{28,62 \times 10^3}{6}}{\frac{1}{4} \pi (16)^2}$$

$$f_{rv} = 19,72 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tarik Baut Akibat Kombinasi tarik dan geser

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

$$F'_{nt} = 1,3 (620) - \frac{620}{0,75(469)} (19,72)$$

$$F'_{nt} = 771,25 \text{ MPa}$$

Nilai F'_{nt} lebih besar dari F_{nt} , sehingga F'_{nt} digunakan sebesar 620 MPa.

- Kapasitas Tarik Baut

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

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

$$R_n = 124658 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 124,658 \text{ kN/baut}$$

➤ Keamanan Sambungan Terhadap Geser dan Tarik

- Keamanan terhadap geser

Rekapitulasi kapasitas geser dari tiga kondisi dapat dilihat pada Tabel 2.1.24. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa kapasitas geser memiliki nilai terkecil, sehingga digunakan $R_n = 94,298 \text{ kN/baut}$.

$$\phi R_n = 0,75(94,298)$$

$$\phi R_n = 70,724 \text{ kN/baut}$$

Gaya geser global terbesar adalah $V_{u_global} = 23,63$ kN. Untuk memperoleh gaya geser yang diterima pada satu baut, maka gaya geser global dibagi dengan jumlah baut.

$$V_{u_1baut} = \frac{V_{u_global}}{\text{jumlah baut}}$$

$$V_{u_1baut} = \frac{28,62}{6}$$

$$V_{u_1baut} = 4,77 \text{ kN/baut}$$

Gaya geser yang diterima tiap baut adalah 4,77 kN yang dimana lebih kecil dari kapasitas geser sebesar 70,724 kN, sehingga sambungan aman terhadap geser.

Tabel 2.1.24 Kapasitas Geser Sambungan Atap Lantai 5 dari Masing – Masing Kondisi

Letak Baut	Kuat Tumpu (kN/baut)	Kuat Sobek (kN/baut)	Kuat Geser (kN/baut)	Digunakan
Tepi Atas	127,872	143,856	94,298	94,298
Tengah	127,872	207,792	94,298	94,298
Tepi Bawah	127,872	367,632	94,298	94,298

▪ Keamanan terhadap tarik

Kapasitas tarik satu baut dari hasil perhitungan adalah $R_n = 127,658$ kN. Adapun kapasitas tarik desain adalah sebagai berikut:

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

$$\phi R_n = 93,493 \text{ kN/baut}$$

Gaya tarik terbesar yang terjadi pada baut adalah $r_t = 27,87$ kN. Karena gaya tarik tersebut lebih kecil dari kapasitas tarik sebesar 93,493 kN, sehingga sambungan aman terhadap tarik.

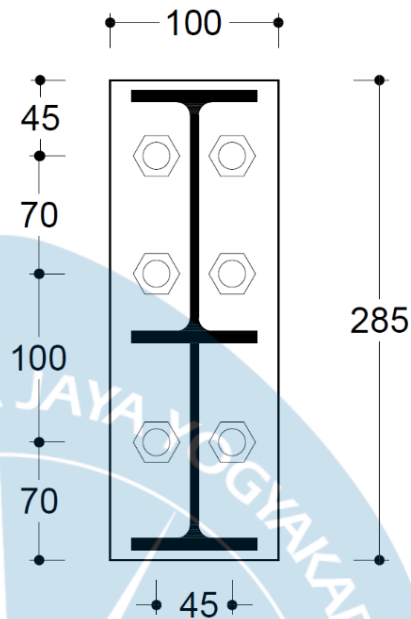
Hasil perhitungan menunjukkan bahwa sambungan telah aman terhadap geser dan tarik, sehingga konfigurasi baut sesuai dengan Gambar 2.1.70 dapat digunakan.

2.1.5.3 Atap Lantai Enam

Rencana sambungan baut pada atap lantai enam direncanakan dengan menggunakan mutu baut A-325 dengan ulir berada di luar bidang geser. Adapun detail spesifikasi baut yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.1.25. Pelat sambung yang digunakan memiliki ketebalan 10 mm ($t = 10$ mm) dengan $F_y = 240$ MPa dan $F_u = 370$ MPa. Tebal profil yang akan disambung adalah 9 mm (Data tebal *flange* dari profil IWF yang digunakan), sehingga pengecekan kuat tumpu dan sobek dilakukan pada tebal profil. Sebagai asumsi awal, jumlah baut yang digunakan sebanyak 6 baut dengan konfigurasi seperti pada Gambar 2.1.73. Konfigurasi ini digunakan untuk sambungan pada pertemuan antara kuda – kuda dengan kolom maupun pada bubungan.

Tabel 2.1.25 Spesifikasi Baut Atap Lantai 6

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



Gambar 2.1.73 Konfigurasi Baut Rencana pada Sambungan Atap Lantai 6

➤ Gaya Dalam Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam hasil analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 2.1.26. Gaya dalam pada pertemuan antara kuda – kuda dan kolom diambil terbesar pada kuda – kuda kiri dan kanan.

Tabel 2.1.26 Gaya Dalam Terbesar Hasil Analisis Struktur pada Setiap *Joint* Atap Lantai 6

Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom	
Jenis Gaya	Nilai
V_{2_maks} (kN)	7,23
P_{maks} (kN)	5,69
M_{3_maks} (kNm)	4,21
Pada Bubungan	
Jenis Gaya	Nilai
V_{2_kiri} (kN)	7,23
V_{2_kanan} (kN)	5,66
P_{kiri} (kN)	4,07
P_{kanan} (kN)	5,399

$M_{3_kiri} \text{ (kNm)}$	4,21
$M_{3_kanan} \text{ (kNm)}$	3,93

➤ Orientasi Gaya Geser Global

- Gaya Geser Global pada Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom

$$V_{u_global} = V_2 \cos \alpha + P \sin \alpha$$

$$V_{u_global} = 7,23 \cos 10^\circ + 5,69 \sin 10^\circ$$

$$V_{u_global} = 8,1 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Global pada Bubungan

$$V_{u_global} = (V_{2_kiri} + V_{2_kanan}) \cos \alpha + (P_{kiri} + P_{kanan}) \sin \alpha$$

$$V_{u_global} = (7,23 + 5,66) \cos 10^\circ + (4,07 + 5,399) \sin 10^\circ$$

$$V_{u_global} = 7,82 \text{ kN}$$

Karena gaya geser global pada pertemuan antara kuda-kuda dengan kolom lebih besar, maka dalam desain sambungan atap lantai enam digunakan gaya geser global pada pertemuan antara kuda-kuda dengan kolom, serta konfigurasi baut pada pertemuan bubungan disamakan dengan konfigurasi baut pada pertemuan antara kuda-kuda dengan kolom.

➤ Persyaratan Jarak Baut

- Jarak minimum baut

Jarak minimum baut sesuai yang disyaratkan adalah $2\frac{2}{3}d$.

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

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

Jarak terkecil antar baut sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.73 adalah 70 mm, sehingga sudah memenuhi persyaratan yang ditentukan.

- Jarak minimum baut ke tepi

Berdasarkan Tabel 2.1.18, jarak minimum baut ke tepi untuk diameter baut 16 mm adalah 22 mm. Sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.73, jarak baut ke tepi paling kecil adalah 45 mm, sehingga sudah sesuai dengan persyaratan yang ditentukan.

- Jarak maksimum baut ke tepi

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

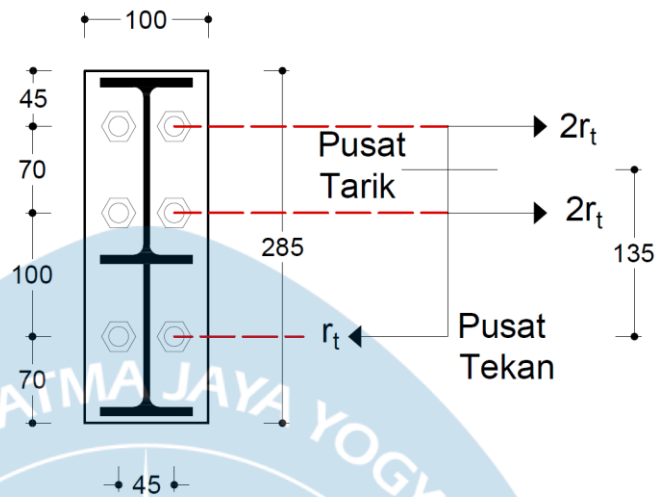
$$12 t = 12 (10)$$

$$12 t = 120 \text{ mm}$$

Sesuai dengan konfigurasi baut pada Gambar 2.1.73, jarak baut ke tepi paling besar adalah 70 mm, sehingga sudah sesuai dengan persyaratan yang ditentukan.

- Gaya Tarik pada Baut Akibat Momen

Berdasarkan konfigurasi baut sesuai dengan Gambar 2.1.73, maka jumlah baut yang mengalami gaya tarik adalah empat baut dengan jarak dari pusat tarik ke pusat tekan adalah 135 mm (Lihat Gambar 2.1.74).



Gambar 2.1.74 Free Body Diagram pada Sambungan Baut Atap Lantai 6

- Gaya Tarik Baut pada Pertemuan Kuda – Kuda dan Kolom

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

$$r_t = \frac{4,21 \times 10^3}{4 \times 135}$$

$$r_t = 7,79 \text{ kN}$$

- Kapasitas Geser Baut

$$R_n = F_{nv} A_b$$

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

$$R_n = 94298 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 94,3 \text{ kN/baut}$$

- Kuat Tumpu dan Sobek Pada Lubang Baut

- Cek kekuatan pelat sambung dan profil

Pengecekan ini bertujuan untuk mengetahui kekuatan yang paling kecil, sehingga pengecekan

kuat tumpu dan sobek tidak perlu dilakukan pada keduanya.

- Kekuatan pelat sambung

$$t F_u = (10)(370)$$

$$t F_u = 3700 \text{ N/mm}$$

- Kekuatan profil

$$t F_u = (7)(370)$$

$$t F_u = 2590 \text{ N/mm}$$

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

- Kuat tumpu akibat pelebaran berlebih lubang baut

$$R_n = 2,4 d t F_u$$

$$R_n = 2,4 (16)(7)(370)$$

$$R_n = 99456 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 99,456 \text{ kN/baut}$$

- Kuat sobek

Kekuatan sobek dihitung pada masing – masing posisi baut (Lihat Gambar 2.1.75).

- Kekuatan sobek baut tepi atas

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

$$R_n = 1,2 \left(45 - \frac{18}{2} \right) (7)(370)$$

$$R_n = 111888 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 111,888 \text{ kN/baut}$$

- Kekuatan sobek baut tengah

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

$$R_n = 1,2(70 - 18)(7)(370)$$

$$R_n = 161616 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 161,616 \text{ kN/baut}$$

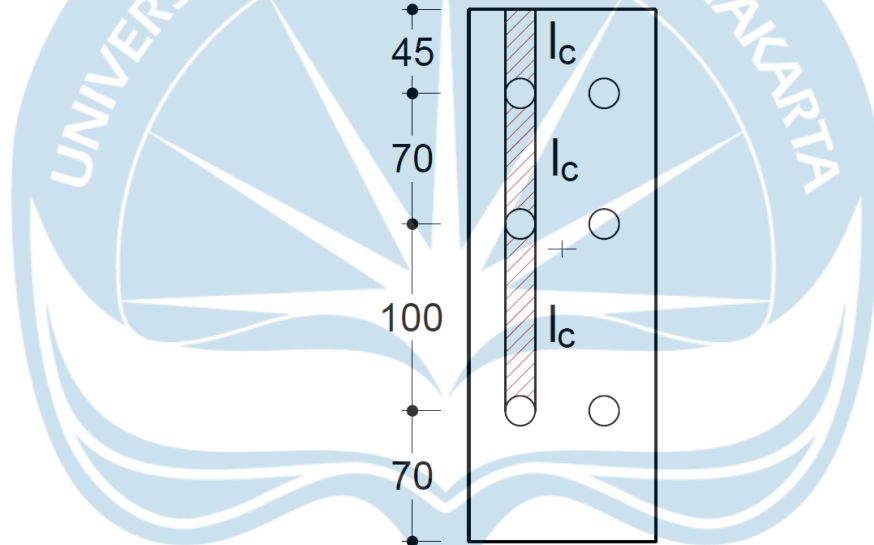
- Kekuatan sobek baut tepi bawah

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

$$R_n = 1,2(100 - 18)(7)(370)$$

$$R_n = 254856 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 254,856 \text{ kN/baut}$$



Gambar 2.1.75 Daerah Sobek Pada Sambungan Baut Atap Lantai 6

➤ Kapasitas Tarik Baut

- Kebutuhan tegangan geser

$$f_{rv} = \frac{V_{u_1baut}}{A_b}$$

$$f_{rv} = \frac{\frac{8,1 \times 10^3}{6}}{\frac{1}{4} \pi (16)^2}$$

$$f_{rv} = 6,72 \text{ MPa}$$

- Tegangan Tarik Baut Akibat Kombinasi tarik dan geser

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

$$F'_{nt} = 1,3 (620) - \frac{620}{0,75(469)} (6,72)$$

$$F'_{nt} = 794,16 \text{ MPa}$$

Nilai F'_{nt} lebih besar dari F_{nt} , sehingga F'_{nt} digunakan sebesar 620 MPa.

- Kapasitas Tarik Baut

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

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

$$R_n = 124658 \text{ N/baut}$$

$$R_n = 124,658 \text{ kN/baut}$$

- Keamanan Sambungan Terhadap Geser dan Tarik

- Keamanan terhadap geser

Rekapitulasi kapasitas geser dari tiga kondisi dapat dilihat pada Tabel 2.1.27. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa kapasitas geser memiliki nilai terkecil, sehingga digunakan $R_n = 94,298 \text{ kN/baut}$.

$$\phi R_n = 0,75(94,298)$$

$$\phi R_n = 70,724 \text{ kN/baut}$$

Gaya geser global terbesar adalah $V_{u_global} = 8,1 \text{ kN}$. Untuk memperoleh gaya geser yang diterima pada satu baut, maka gaya geser global dibagi dengan jumlah baut.

$$V_{u_1baut} = \frac{V_{u_global}}{\text{jumlah baut}}$$

$$V_{u_1baut} = \frac{8,1}{6}$$

$$V_{u_1baut} = 1,35 \text{ kN/baut}$$

Gaya geser yang diterima tiap baut adalah 1,35 kN yang dimana lebih kecil dari kapasitas geser sebesar 70,724 kN, sehingga sambungan aman terhadap geser.

Tabel 2.1.27 Kapasitas Geser Sambungan Atap Lantai 6 dari Masing – Masing Kondisi

Letak Baut	Kuat Tumpu (kN/baut)	Kuat Sobek (kN/baut)	Kuat Geser (kN/baut)	Digunakan
Tepi Atas	99,456	111,888	94,298	94,298
Tengah	99,456	161,616	94,298	94,298
Tepi Bawah	99,456	254,856	94,298	94,298

▪ Keamanan terhadap tarik

Kapasitas tarik satu baut dari hasil perhitungan adalah $R_n = 124,658 \text{ kN}$. Adapun kapasitas tarik desain adalah sebagai berikut:

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

$$\phi R_n = 93,493 \text{ kN/baut}$$

Gaya tarik terbesar yang terjadi pada baut adalah $r_t = 7,79 \text{ kN}$. Karena gaya tarik tersebut lebih kecil dari kapasitas tarik sebesar 93,493 kN, sehingga sambungan aman terhadap tarik.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa sambungan telah aman terhadap geser dan tarik, sehingga konfigurasi baut sesuai dengan Gambar 2.1.73 dapat digunakan.

2.1.6 Perencanaan Base Plate

Baseplate berfungsi untuk meneruskan gaya dari kuda – kuda ke kolom struktur utama ataupun ke balok. Perencanaan *base plate* mengacu pada AISC 360-16 *chapter* J8 dan berdasarkan buku Segui (2018).

- Reaksi Tumpuan

Perencanaan *Baseplate* membutuhkan gaya dalam dari hasil analisis struktur, yaitu gaya aksial. Gaya aksial hasil analisis struktur diambil dari reaksi tumpuan vertikal akibat beban terfaktor maksimum.

- Luas Minimum *Baseplate*

AISC 360-16 *chapter* J8 mengatur dua persamaan yang dapat digunakan untuk menghitung luas minimum *baseplate*. Persamaan (2.1.59) digunakan apabila *baseplate* sepenuhnya menutupi luas kolom beton atau balok penumpu. Apabila *baseplate* tidak sepenuhnya menutupi luas kolom atau balok penumpu, maka digunakan Persamaan (2.1.60) yang tidak boleh melebihi $\phi 1,7 f'_c A_1$. Luas *baseplate* yang digunakan tidak boleh lebih kecil dari luas penampang profil.

$$\phi P_p = \phi 0,85 f'_c A_1 \quad (2.1.59)$$

$$\phi P_p = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq P_u \quad (2.1.60)$$

Dimana,

P_p : Kekuatan Tumpu Nominal

f'_c : Kuat tekan beton

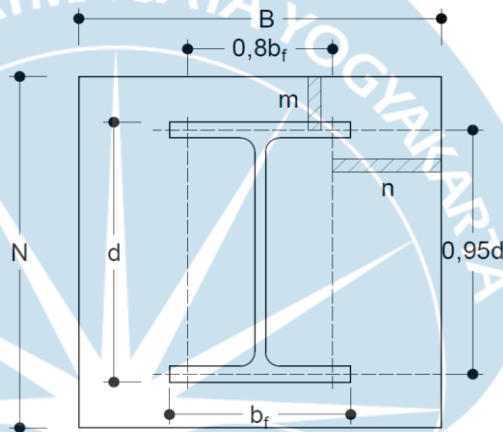
A_1 : Luas *baseplate*

A_2 : Luas kolom atau balok penumpu

ϕ : Faktor reduksi kekuatan sebesar 0,65

- Tebal Minimum *Baseplate*

Tebal minimum *baseplate* didasarkan dari penelitian oleh Thornton (1990) yang diambil dari buku *Segui (2018)*. Tebal *baseplate* ditentukan dari lenturan *baseplate* yang berada di garis terluar profil, dengan lenturan diasumsikan terjadi pada tepi *flange* kolom (Lihat Gambar 2.1.76). Tebal minimum dapat dihitung dengan Persamaan (2.1.61).



Gambar 2.1.76 Geometri dan Notasi pada *Base Plate*

$$t \geq \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0,90BNF_y}} \quad (2.1.61)$$

Keterangan:

B = lebar *baseplate*

N = panjang *baseplate*

b_f = lebar profil

d = tinggi profil

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

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

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

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

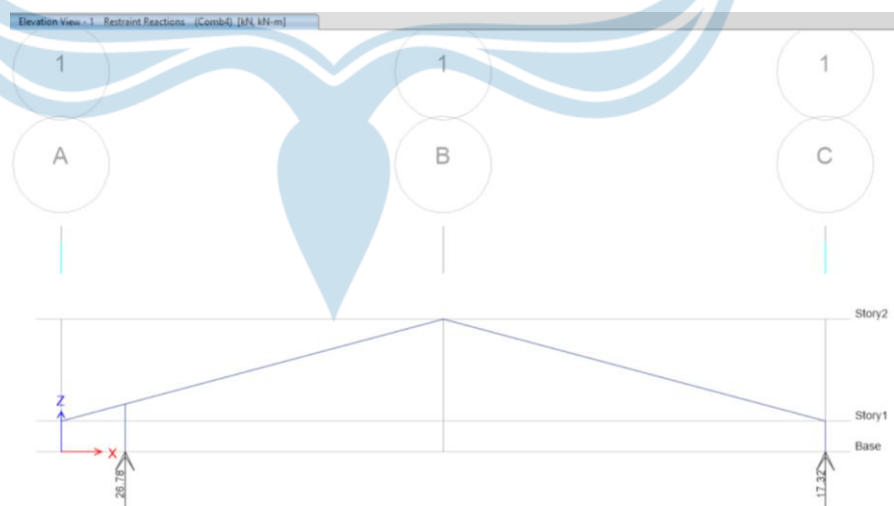
$$\lambda = 1,0$$

2.1.6.1 Atap Lantai Empat

Profil kolom penumpu yang digunakan atap lantai empat sama dengan profil kuda – kuda yang digunakan, yaitu IWF 150 x 100 x 6 x 9, dengan $b_f = 100$ mm dan $d = 148$ mm. Adapun spesifikasi *baseplate* yang digunakan yaitu dengan $F_y = 240$ MPa dan $F_u = 370$ MPa. Sebagai asumsi awal, kolom beton penumpu memiliki ukuran 400 x 400 dengan mutu beton ($f'_c = 30$ MPa).

➤ Reaksi Tumpuan

Reaksi tumpuan vertikal akibat beban terfaktor maksimum dapat dilihat pada Gambar 2.1.77. Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai reaksi terbesar berada pada tumpuan kiri, sehingga dalam desain digunakan $P_u = 26,78$ kN.



Gambar 2.1.77 Reaksi Vertikal pada Kuda – Kuda Lantai 4

➤ Luas Minimum *Baseplate*

- Luas minimum

Baseplate yang digunakan tidak menutupi keseluruhan kolom penumpu, sehingga digunakan Persamaan (2.1.60 untuk menentukan luas *baseplate*.

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

$$(0,65)0,85(30)A_1 \sqrt{\frac{400 \times 400}{A_1}} \geq 26,78 \times 10^3$$

$$A_1 \geq \left[\frac{26,78 \times 10^3}{(0,65)(0,85)(30)(\sqrt{400 \times 400})} \right]^2$$

$$A_1 \geq 16,32 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luasan minimum *baseplate* adalah 16,32 mm², sebagai asumsi awal, dicoba *baseplate* dengan ukuran 200 x 200 yang memiliki luas 40000 mm².

- Cek luasan profil kolom

$$A_1 \geq b_f d$$

$$40000 \geq 148 \times 100$$

$$40000 \geq 14800$$

Luas *baseplate* sudah lebih besar dari luas kolom, sehingga sudah memenuhi.

- Cek batasan $\phi 1,7 f'_c A_1$

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

$$(0,65)0,85(30)(40000) \sqrt{\frac{400 \times 400}{(40000)}} \leq (0,65)1,7(30)(40000)$$

$$1326000 \text{ N} \leq 1326000 \text{ N}$$

$$1326 \text{ kN} \leq 1326 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa $\phi P_p \leq \phi 1,7f'_c A_1$ sehingga sudah memenuhi persyaratan.

- Cek keamanan terhadap gaya aksial

Hasil perhitungan diperoleh kapasitas *baseplate* dalam menahan gaya aksial (ϕP_p) adalah 1326 kN dan sudah lebih besar dari $P_u = 26,78$ kN

➤ Tebal Minimum *Baseplate*

- Hitung ℓ

- Nilai m

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

$$m = \frac{200 - 0,95(148)}{2}$$

$$m = 29,7 \text{ mm}$$

- Nilai n

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

$$n = \frac{200 - 0,8(100)}{2}$$

$$n = 60 \text{ mm}$$

- Nilai $\lambda n'$

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

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

$$\lambda n' = 30,41 \text{ mm}$$

Nilai ℓ diambil terbesar dari m, n, dan $\lambda n'$. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa nilai terbesar adalah $n = 60$ mm, sehingga $\ell = 60$ mm

- Tebal Minimum

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

$$t \geq (60) \sqrt{\frac{2(26,78 \times 10^3)}{0,90(200)(200)(240)}}$$

$$t \geq 4,724 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan diperoleh tebal minimum *baseplate* adalah 4,724 mm dan digunakan tebal 8 mm untuk atap lantai empat.

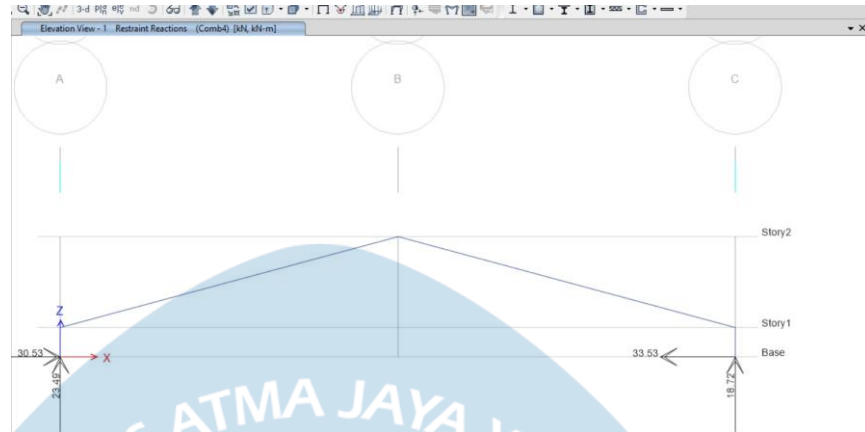
Dari hasil perhitungan, maka untuk atap lantai empat digunakan *baseplate* dengan ukuran 200 x 200 dan tebal 8 mm.

2.1.6.2 Atap Lantai Lima

Profil kolom penumpu yang digunakan atap lantai lima sama dengan profil kuda – kuda yang digunakan, yaitu IWF 150 x 100 x 6 x 9, dengan $b_f = 100 \text{ mm}$ dan $d = 148 \text{ mm}$. Adapun spesifikasi *baseplate* yang digunakan yaitu dengan $F_y = 240 \text{ MPa}$ dan $F_u = 370 \text{ MPa}$. Sebagai asumsi awal, kolom beton penumpu memiliki ukuran 400 x 400 dengan mutu beton ($f'_c = 30 \text{ MPa}$).

➤ Reaksi Tumpuan

Reaksi tumpuan vertikal akibat beban terfaktor maksimum dapat dilihat pada Gambar 2.1.78. Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai reaksi terbesar berada pada tumpuan kiri, sehingga dalam desain digunakan $P_u = 23,49 \text{ kN}$.



Gambar 2.1.78 Reaksi Vertikal pada Kuda – Kuda Lantai 5

➤ Luas Minimum *Baseplate*

▪ Luas minimum

Baseplate yang digunakan tidak menutupi keseluruhan kolom penumpu, sehingga digunakan Persamaan (2.1.60) untuk menentukan luas *baseplate*.

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

$$(0,65)0,85(30)A_1 \sqrt{\frac{400 \times 400}{A_1}} \geq 23,49 \times 10^3$$

$$A_1 \geq \left[\frac{23,49 \times 10^3}{((0,65)(0,85)(30)(\sqrt{400 \times 400}))} \right]^2$$

$$A_1 \geq 12,55 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luasan minimum *baseplate* adalah 12,55 mm², sebagai asumsi awal, dicoba *baseplate* dengan ukuran 200 x 200 yang memiliki luas 40000 mm².

▪ Cek luasan profil kolom

$$A_1 \geq b_f d$$

$$40000 \geq 148 \times 100$$

$$40000 \geq 14800$$

Luas *baseplate* sudah lebih besar dari luas kolom, sehingga sudah memenuhi.

- Cek batasan $\phi 1,7f'_c A_1$

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

$$(0,65)0,85(30)(40000) \sqrt{\frac{400 \times 400}{(40000)}} \leq (0,65)1,7(30)(40000)$$

$$1326000 \text{ N} \leq 1326000 \text{ N}$$

$$1326 \text{ kN} \leq 1326 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa $\phi P_p \leq \phi 1,7f'_c A_1$ sehingga sudah memenuhi persyaratan.

- Cek keamanan terhadap gaya aksial

Hasil perhitungan diperoleh kapasitas *baseplate* dalam menahan gaya aksial (ϕP_p) adalah 1326 kN dan sudah lebih besar dari $P_u = 23,49 \text{ kN}$

➤ Tebal Minimum *Baseplate*

- Hitung ℓ

- Nilai m

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

$$m = \frac{200 - 0,95(148)}{2}$$

$$m = 29,7 \text{ mm}$$

- Nilai n

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

$$n = \frac{200 - 0,8(100)}{2}$$

$$n = 60 \text{ mm}$$

- Nilai $\lambda n'$

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

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

$$\lambda n' = 30,41 \text{ mm}$$

Nilai ℓ diambil terbesar dari m , n , dan $\lambda n'$. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa nilai terbesar adalah $n = 60 \text{ mm}$, sehingga $\ell = 60 \text{ mm}$

▪ Tebal Minimum

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

$$t \geq (60) \sqrt{\frac{2(23,49 \times 10^3)}{0,90(200)(200)(240)}}$$

$$t \geq 4,424 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan diperoleh tebal minimum *baseplate* adalah 4,424 mm dan digunakan tebal 8 mm untuk atap lantai lima.

Dari hasil perhitungan, maka untuk atap lantai lima digunakan *baseplate* dengan ukuran 200 x 200 dan tebal 8 mm.

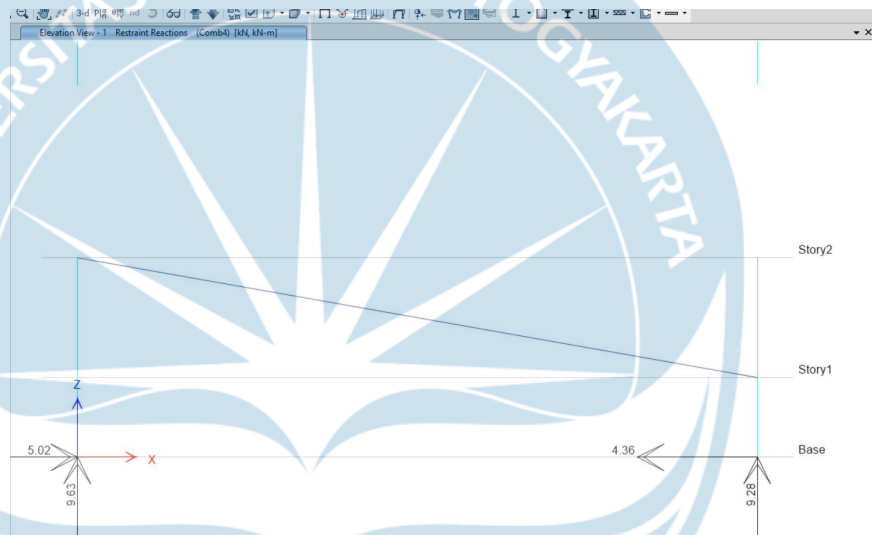
2.1.6.3 Atap Lantai Enam

Profil kolom penumpu yang digunakan atap lantai enam sama dengan profil kuda – kuda yang digunakan, yaitu IWF 150 x 75 x 5 x 7, dengan $b_f = 75 \text{ mm}$ dan $d = 150 \text{ mm}$. Adapun spesifikasi *baseplate* yang digunakan yaitu dengan $F_y = 240 \text{ MPa}$ dan $F_u = 370 \text{ MPa}$. Sebagai asumsi awal, kolom beton

penumpu memiliki ukuran 400 x 400 dengan mutu beton ($f'_c = 30 \text{ MPa}$).

➤ Reaksi Tumpuan

Reaksi tumpuan vertikal akibat beban terfaktor maksimum dapat dilihat pada Gambar 2.1.79. Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai reaksi terbesar berada pada tumpuan kiri, sehingga dalam desain digunakan $P_u = 9,63 \text{ kN}$.



Gambar 2.1.79 Reaksi Vertikal pada Kuda – Kuda Lantai 6

➤ Luas Minimum *Baseplate*

▪ Luas minimum

Baseplate yang digunakan tidak menutupi keseluruhan kolom penumpu, sehingga digunakan Persamaan (2.1.60) untuk menentukan luas *baseplate*.

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

$$(0,65)0,85(30)A_1 \sqrt{\frac{300 \times 300}{A_1}} \geq 9,63 \times 10^3$$

$$A_1 \geq \left[\frac{9,63 \times 10^3}{(0,65)(0,85)(30)(\sqrt{300 \times 300})} \right]^2$$

$$A_1 \geq 3,75 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luasan minimum *baseplate* adalah 3,75 mm², sebagai asumsi awal, dicoba *baseplate* dengan ukuran 200 x 200 yang memiliki luas 40000 mm².

- Cek luasan profil kolom

$$A_1 \geq b_f d$$

$$40000 \geq 150 \times 100$$

$$40000 \geq 15000$$

Luas *baseplate* sudah lebih besar dari luas kolom, sehingga sudah memenuhi.

- Cek batasan $\phi 1,7 f'_c A_1$

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

$$(0,65)0,85(30)(40000) \sqrt{\frac{300 \times 300}{(40000)}} \leq (0,65)1,7(30)(40000)$$

$$994500 \text{ N} \leq 1326000 \text{ N}$$

$$994,5 \text{ kN} \leq 1326 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa $\phi P_p \leq \phi 1,7 f'_c A_1$ sehingga sudah memenuhi persyaratan.

- Cek keamanan terhadap gaya aksial

Hasil perhitungan diperoleh kapasitas *baseplate* dalam menahan gaya aksial (ϕP_p) adalah 994,5 kN dan sudah lebih besar dari $P_u = 9,63 \text{ kN}$

- Tebal Minimum *Baseplate*

▪ Hitung ℓ

- Nilai m

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

$$m = \frac{200 - 0,95(150)}{2}$$

$$m = 28,75 \text{ mm}$$

- Nilai n

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

$$n = \frac{200 - 0,8(75)}{2}$$

$$n = 70 \text{ mm}$$

- Nilai $\lambda n'$

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

$$\lambda n' = (1,0) \frac{1}{4} \sqrt{(150)(75)}$$

$$\lambda n' = 26,52 \text{ mm}$$

Nilai ℓ diambil terbesar dari m, n, dan $\lambda n'$. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa nilai terbesar adalah n = 70 mm, sehingga $\ell = 70 \text{ mm}$

▪ Tebal Minimum

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

$$t \geq (70) \sqrt{\frac{2(9,63 \times 10^3)}{0,90(200)(200)(240)}}$$

$$t \geq 3,305 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan diperoleh tebal minimum *baseplate* adalah 3,305 mm dan digunakan tebal 8 mm untuk atap lantai enam.

Dari hasil perhitungan, maka untuk atap lantai enam digunakan *baseplate* dengan ukuran 200 x 200 dan tebal 8 mm.

2.1.7 Perencanaan Angkur

Angkur berfungsi untuk meneruskan beban dari kuda – kuda ke kolom penumpu maupun balok. Angkur akan meneruskan gaya tarik, geser, maupun kombinasi antara gaya tarik dan geser. Perencanaan angkur mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 17. Ada beberapa jenis kegagalan pada angkur, yaitu kegagalan geser, kegagalan jebol beton dalam menahan geser (*breakout*), dan kegagalan rompal beton dalam menahan geser (*pryout*).

- Reaksi Tumpuan

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

- Kekuatan Geser Angkur

Kekuatan angkur dalam menahan geser diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 17.5.1.2b. Kekuatan angkur dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.62), dengan A_{se_v} adalah luas penampang efektif angkur yang dihitung dengan Persamaan (2.1.63) dan f_{uta} adalah tegangan tarik angkur. Nilai n_t pada Persamaan (2.1.63) merupakan jumlah drat angkur tiap inci dan d_a adalah diameter angkur. Faktor reduksi kekuatan untuk kekuatan geser desain angkur adalah 0,65.

$$\phi V_{sa} = \phi 0,6 A_{se_v} f_{uta} \quad (2.1.62)$$

$$A_{se_v} = \frac{1}{4} \pi \left(d_a - \frac{0,9743}{n_t} \right)^2 \quad (2.1.63)$$

- Kekuatan Jebol Beton Dalam Menahan Geser (*Breakout*)

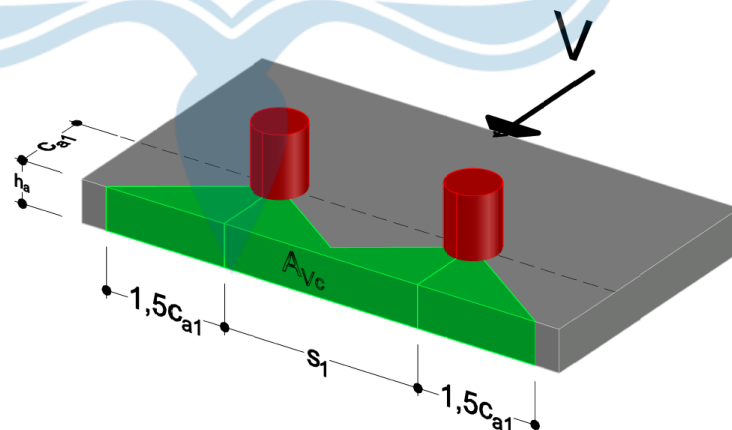
Kekuatan jebol beton dalam menahan geser diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.1b dan dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.64), dengan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sebesar 0,75. Ada beberapa parameter yang harus ditentukan dalam menggunakan Persamaan (2.1.64) yang telah diatur dalam pasal 17.5.2.1 hingga 17.5.2.8.

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (2.1.64)$$

➤ A_{Vc} (SNI 2847:2019 Gambar 17.5.2.1b)

A_{Vc} merupakan luas permukaan beton yang mengalami kegagalan jebol (Lihat Gambar 2.1.80). A_{Vc} dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.65), dengan c_{a1} merupakan jarak pusat angkur ke tepi kolom atau balok penumpu sesuai dengan Gambar 2.1.80, s_1 merupakan jarak antar angkur, dan h_a adalah tebal komponen struktur yang nilainya secara konservatif diambil sebesar $1,5c_{a1}$.

$$A_{Vc} = [2(1,5c_{a1}) + s_1]h_a \quad (2.1.65)$$



Gambar 2.1.80 Luas Permukaan Beton yang Mengalami Jebol (SNI 2847:2019 Gambar 17.5.2.1b)

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

A_{Vco} merupakan 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. A_{Vco} dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.66).

$$A_{Vco} = 4,5(c_{a1})^2 \quad (2.1.66)$$

➤ V_b (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.2)

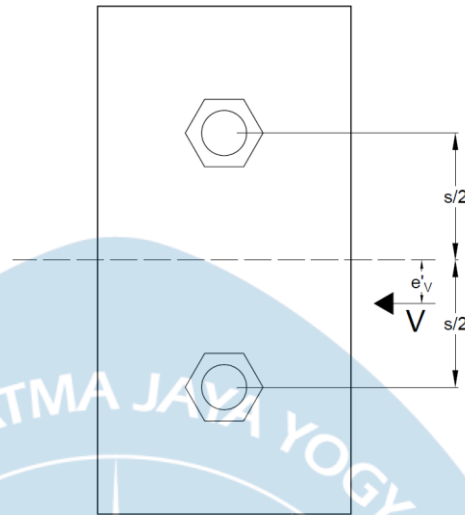
V_b merupakan kekuatan jebol beton dasar dalam geser untuk angkur pada beton retak. V_b dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.67), dimana l_e merupakan panjang tumpuan beban angkur untuk geser (panjang angkur tanpa memperhitungkan panjang ulir), d_a adalah diameter angkur, dan λ_a merupakan faktor modifikasi untuk beton ringan (1,0 untuk beton normal).

$$V_b = \left[0,6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0,2} \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1,5} \quad (2.1.67)$$

➤ $\Psi_{ec,v}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.5)

$\Psi_{ec,v}$ merupakan faktor modifikasi untuk kelompok angkur yang dibebani secara eksentris dalam kondisi geser. $\Psi_{ec,v}$ dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.68), dengan e'_v merupakan eksentrisitas gaya geser dalam pusat kelompok angkur (Lihat Gambar 2.1.81). Nilai $\Psi_{ec,v}$ yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.68) tidak boleh lebih besar dari 1,0.

$$\Psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_v}{3c_{a1}}} \quad (2.1.68)$$



Gambar 2.1.81 Eksentrisitas Gaya Geser pada 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. Apabila 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 (2.1.69), dengan c_{a2} merupakan jarak pusat angkur ke tepi yang tegak lurus terhadap c_{a1} seperti pada Gambar 2.1.80.

$$\Psi_{ed,v} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a2}}{1,5c_{a1}} \quad (2.1.69)$$

➤ $\Psi_{c,v}$ (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. Dalam pasal ini memberikan beberapa nilai $\Psi_{c,v}$ untuk beton retak dan tidak retak. Secara konservatif, nilai $\Psi_{c,v}$ diambil sama dengan 1,0 yaitu pada saat kondisi beton retak tanpa tulangan tambahan (kondisi terburuk).

➤ $\Psi_{h,v}$ (SNI 2847:2019 pasal 17.5.2.8)

$\Psi_{h,v}$ merupakan faktor modifikasi untuk angkur yang terletak pada komponen struktur beton dimana $h_a < 1,5c_{a1}$. $\Psi_{h,v}$ dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.70) dan nilainya tidak boleh kurang dari 1,0.

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1,5c_{a1}}{h_a}} \quad (2.1.70)$$

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

Kekuatan rempal beton dalam menahan geser diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 17.5.3.1b dan dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.71), dengan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sebesar 0,75, k_{cp} merupakan koefisien untuk kekuatan *pryout* yang besarnya sama dengan 2,0 untuk $l_e \geq 2,5$ mm, dan N_{cpg} merupakan kekuatan nominal *pryout* kelompok angkur yang dihitung melalui Persamaan (2.1.71). Ada beberapa parameter yang harus ditentukan dalam menggunakan Persamaan (2.1.72) yang telah diatur dalam pasal 17.4.2.1 hingga 17.4.2.7.

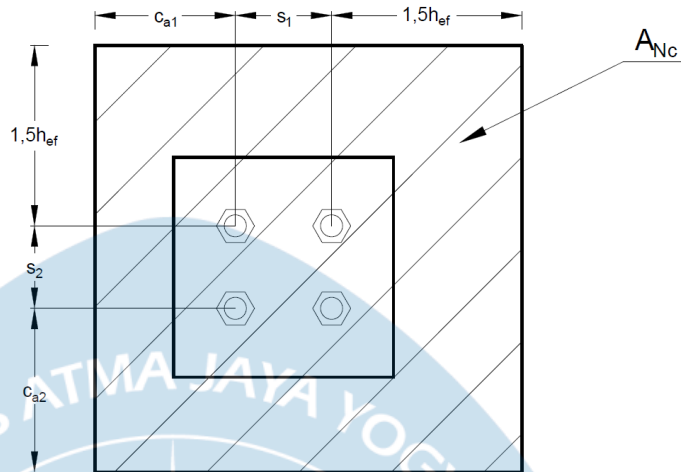
$$\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cpg} \quad (2.1.71)$$

$$N_{cpg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (2.1.72)$$

➤ A_{Nc} (SNI 2847:2019 Gambar 17.4.2.1b)

A_{Nc} merupakan luas yang terproyeksi untuk kelompok angkur (Lihat Gambar 2.1.82). A_{Nc} dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.73), dengan c_{a1} , c_{a2} , s_1 , dan s_2 seperti pada Gambar 2.1.82, serta nilai h_{ef} diambil sama dengan l_e .

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1,5h_{ef}) \quad (2.1.73)$$



Gambar 2.1.82 Luas Terproyeksi Kelompok Angkur
(SNI 2847:2019 Gambar 17.4.2.1b)

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

A_{Nco} merupakan luas kegagalan beton terproyeksi angkur tunggal dengan jarak tepi sama atau lebih besar dari $1,5h_{ef}$. A_{Nco} dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.74), dengan nilai h_{ef} diambil sama dengan l_e .

$$A_{Nco} = 9(h_{ef})^2 \quad (2.1.74)$$

➤ N_b (SNI 2847:2019 pasal 17.4.2.2)

N_b merupakan kekuatan jebol beton dasar dalam tarik untuk angkur pada beton retak. N_b dapat dihitung melalui Persamaan (2.1.75), dimana λ_a merupakan faktor modifikasi untuk beton ringan (1,0 untuk beton normal) dan h_{ef} diambil sama dengan l_e . Nilai h_{ef} harus lebih kecil dari 635 mm dan tidak boleh kurang dari 280 mm ($280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$).

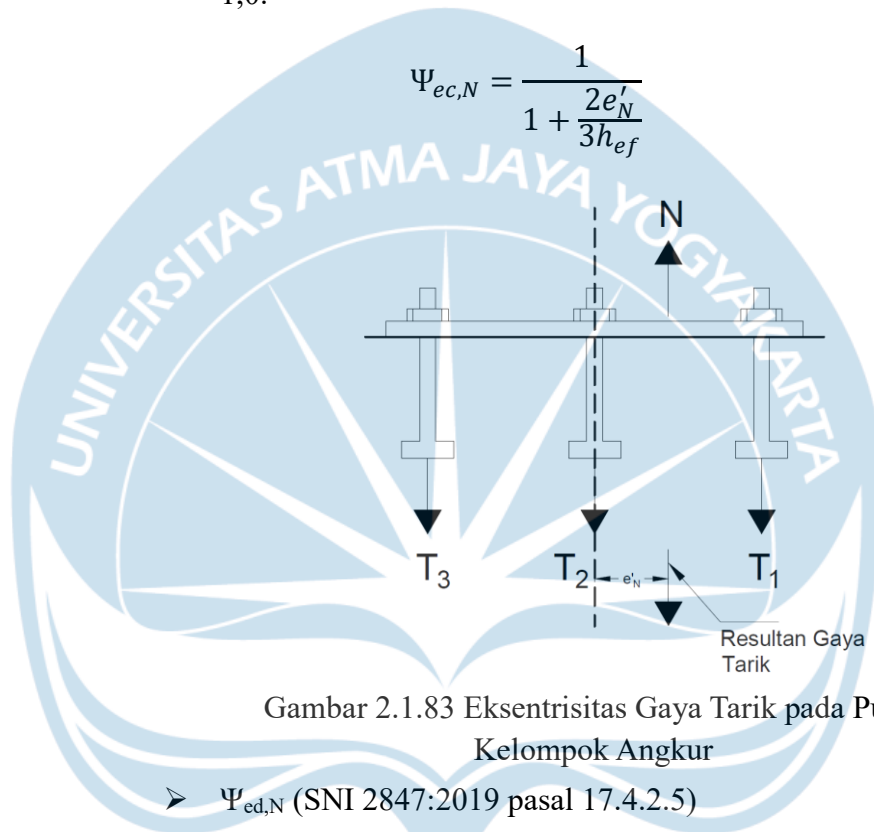
$$N_b = 3,9\lambda_a\sqrt{f'_c}(h_{ef})^{5/3} \quad (2.1.75)$$

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

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

$\Psi_{ec,N}$ dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.76), dengan e'_N merupakan eksentrisitas gaya tarik dalam pusat kelompok angkur (Lihat Gambar 2.1.83). Nilai $\Psi_{ec,N}$ yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.76) tidak boleh lebih besar dari 1,0.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \quad (2.1.76)$$



Gambar 2.1.83 Eksentrisitas Gaya Tarik pada Pusat Kelompok Angkur

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

$\Psi_{ed,N}$ merupakan 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 $\Psi_{ed,N} = 1,0$, namun apabila $c_{a_min} < 1,5h_{ef}$, maka $\Psi_{ed,N}$ dihitung berdasarkan Persamaan (2.1.77), dengan c_{a_min} merupakan jarak pusat angkur ke tepi yang paling kecil.

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a_min}}{1,5h_{ef}} \quad (2.1.77)$$

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

$\Psi_{c,N}$ merupakan faktor modifikasi untuk keberadaan atau ketidakberadaan retak pada beton. Dalam pasal ini

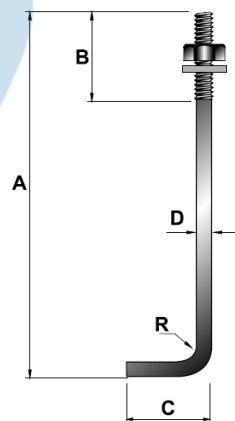
memberikan beberapa nilai $\Psi_{c,N}$ untuk angkur tanam cor di tempat dan pascacor. Secara konservatif, nilai $\Psi_{c,N}$ diambil sama dengan 1,0 yaitu pada saat kondisi beton retak (Kondisi terburuk).

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

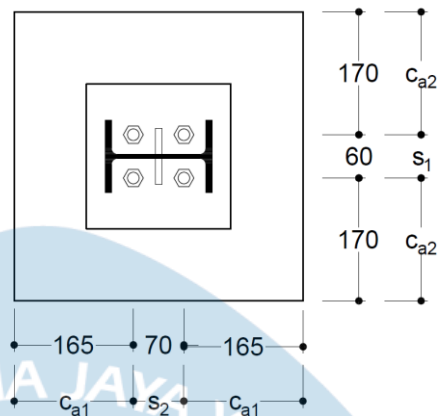
$\Psi_{cp,N}$ merupakan faktor modifikasi untuk angkur tanam pascacor yang didesain untuk beton tak retak. Pada pasal ini menjelaskan nilai $\Psi_{cp,N}$ untuk angkur yang dicor ditempat adalah 1,0.

2.1.7.1 Atap Lantai Empat

Spesifikasi angkur yang digunakan untuk atap lantai empat diambil dari katalog produk PT. Gunung Garuda. Angkur yang digunakan memiliki mutu $F_y = 240$ MPa dan $F_u = f_{uta} = 370$ MPa. Sebagai asumsi awal, direncanakan angkur berdiameter 16 mm dengan spesifikasi seperti pada Gambar 2.1.84. Adapun nilai $A = 560$ mm, $B = 100$ mm, $C = 100$ mm, dan $R = 25$ mm. Konfigurasi dan jumlah angkur yang direncanakan untuk atap lantai empat dapat dilihat pada Gambar 2.1.85.



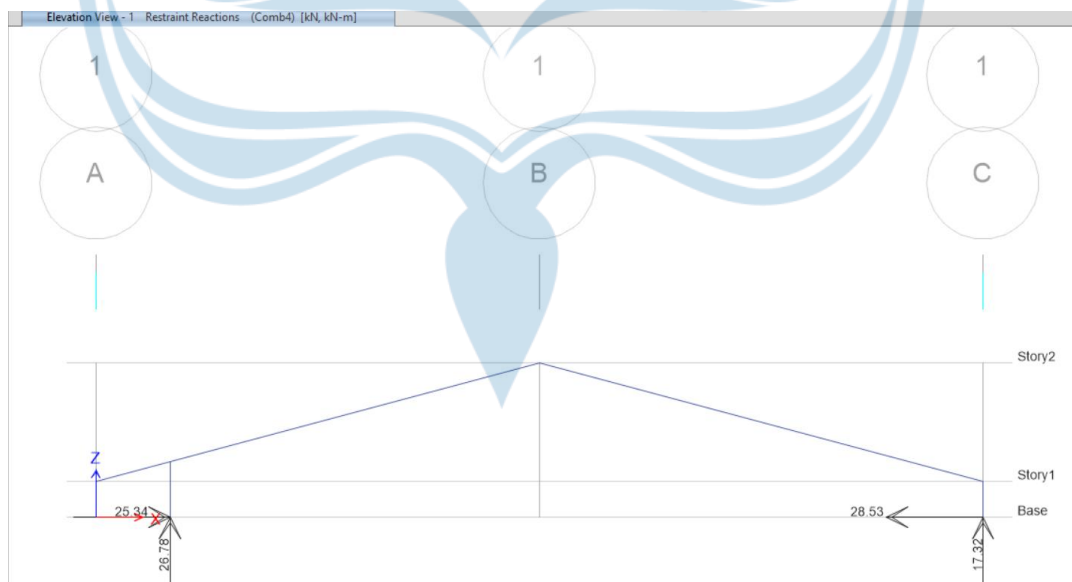
Gambar 2.1.84 Spesifikasi dan Notasi pada Angkur Atap Lantai 4 (Katalog Produk PT. Gunung Garuda)



Gambar 2.1.85 Konfigurasi Angkur Atap Lantai 4

➤ Reaksi Tumpuan

Reaksi vertikal dan horizontal akibat beban terfaktor maksimum dapat dilihat pada Gambar 2.1.86. Reaksi vertikal dan horizontal diambil yang terbesar dari tumpuan kiri dan kanan, sehingga diperoleh $R_{x_maks} = 28,53 \text{ kN}$ dan $R_{y_maks} = 26,78 \text{ kN}$.



Gambar 2.1.86 Reaksi Vertikal dan Horizontal pada Kuda – Kuda Lantai 4

➤ Kekuatan Geser Angkur

▪ Luas penampang efektif

Karena ulir angkur tidak ikut dicor, maka n_t dianggap 0.

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

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

$$A_{se_v} = 201,06 \text{ mm}^2$$

▪ Kapasitas geser angkur

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

$$\phi V_{sa} = (0,65) 0,6 (201,06) (370)$$

$$\phi V_{sa} = 29013 \text{ N/angkur}$$

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

Karena terdapat empat angkur, maka nilai ϕV_{sa} dikalikan dengan empat.

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

$$\phi V_{sa} = 116,05 \text{ kN}$$

➤ Kekuatan Jebol Beton Dalam Menahan Geser

▪ Hitung A_{Vc}

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

$$A_{Vc} = [2(1,5(165)) + 60](1,5 \times 165)$$

$$A_{Vc} = 137362,5 \text{ mm}^2$$

▪ Hitung A_{Vco}

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

$$A_{Vco} = 4,5(165)^2$$

$$A_{Vco} = 122512,5 \text{ mm}^2$$

▪ Hitung V_b

- Nilai l_e

Berdasarkan Gambar 2.1.84, maka nilai l_e adalah A-B.

$$l_e = A - B$$

$$l_e = 560 - 100$$

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

- V_b

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

$$V_b = \left[0,6 \left(\frac{460}{16} \right)^{0,2} \sqrt{16} \right] (1,0) \sqrt{30} (165)^{1,5}$$

$$V_b = 54541 \text{ N}$$

$$V_b = 54,541 \text{ kN}$$

▪ Hitung $\Psi_{ec,V}$

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

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

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2(0)}{3(165)}}$$

$$\Psi_{ec,V} = 1,0$$

▪ Hitung $\Psi_{ed,V}$

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

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \frac{170}{1,5(165)}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0,9061$$

- Menentukan $\Psi_{c,V}$

$\Psi_{c,V}$ diambil dengan nilai 1,0

- Hitung $\Psi_{h,V}$

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

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5(165)}{(1,5 \times 165)}}$$

$$\Psi_{h,V} = 1,0$$

- Hitung ϕV_{cbg}

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

$$\phi V_{cbg} = (0,75) \frac{137362,5}{122512,5} (1,0)(0,9061)(1,0)(1,0)(54,541)$$

$$\phi V_{cbg} = 41,556 \text{ kN}$$

➤ Kekuatan Rempal Beton Dalam Menahan Geser

- Hitung A_{Nc}

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

$$A_{Nc} = (165 + 70 + 1,5(460))(170 + 60 + 1,5(460))$$

$$A_{Nc} = 851000 \text{ mm}^2$$

- Hitung A_{Nco}

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

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

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

- Hitung N_b

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

$$N_b = 3,9(1,0)\sqrt{30}(460)^{5/3}$$

$$N_b = 585537,8 \text{ N}$$

$$N_b = 585,54 \text{ kN}$$

- Hitung $\Psi_{ec,N}$

Diasumsikan gaya tarik (reaksi vertikal) bekerja pada pusat kelompok angkur, sehingga $e'_N = 0$.

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

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

$$\Psi_{ec,N} = 1,0$$

- Hitung $\Psi_{ed,N}$

Diketahui nilai c_{a_min} adalah 165 mm dan $1,5 h_{ef} = 690 \text{ mm}$, karena $c_{a_min} < 1,5h_{ef}$, maka nilai $\Psi_{ed,N}$ ditentukan berdasarkan Persamaan (2.1.77).

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

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{165}{1,5(460)}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,772$$

- Menentukan $\Psi_{c,N}$

$\Psi_{c,N}$ diambil dengan nilai 1,0

- Menentukan $\Psi_{cp,N}$

$\Psi_{cp,N}$ diambil dengan nilai 1,0

- Hitung $N_{cp,g}$

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

$$N_{cpg} = \frac{851000}{1904400} (1,0)(0,772)(1,0)(1,0)(585,54)$$

$$N_{cpg} = 188,40 \text{ kN}$$

- Hitung ϕV_{cpg}

Karena $280 \text{ mm} \leq h_{ef} = 460 \text{ mm} \leq 635 \text{ mm}$, maka nilai $k_{cp} = 2,0$

$$\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cpg}$$

$$\phi V_{cpg} = (0,75)(2,0)(188,40)$$

$$\phi V_{cpg} = 282,66 \text{ kN}$$

- Keamanan Angkur

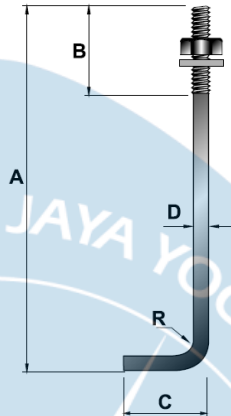
Dari hasil perhitungan diperoleh kapasitas geser terkecil dari kekuatan jebol beton dalam menahan geser (ϕV_{cbg}), yaitu sebesar 41,566 kN. Apabila dibandingkan dengan reaksi horizontal maksimum $R_{x_maks} = 28,53 \text{ kN}$, ϕV_{cbg} sudah lebih besar dari R_{x_maks} , sehingga aman terhadap geser. Untuk reaksi vertikal tidak dicek keamanannya karena gaya yang bekerja berupa gaya aksial tekan.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dengan konfigurasi angkur seperti Gambar 2.1.85 dan dengan diameter angkur sebesar 16 mm, angkur aman terhadap gaya geser sehingga konfigurasi sesuai Gambar 2.1.85 dapat digunakan.

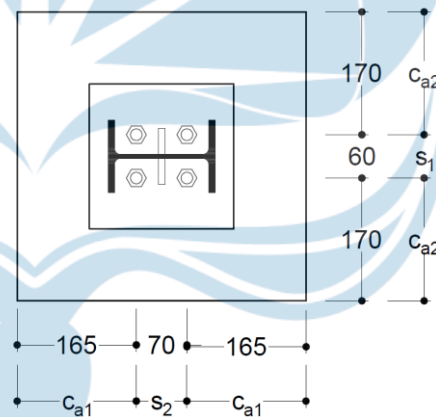
2.1.7.2 Atap Lantai Lima

Spesifikasi angkur yang digunakan untuk atap lantai lima diambil dari katalog produk PT. Gunung Garuda. Angkur yang digunakan memiliki mutu $F_y = 240 \text{ MPa}$ dan $F_u = f_{uta} = 370 \text{ MPa}$. Sebagai asumsi awal, direncanakan angkur berdiameter 16 mm dengan spesifikasi seperti pada Gambar 2.1.87. Adapun 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 lantai lima dapat dilihat pada Gambar 2.1.88.



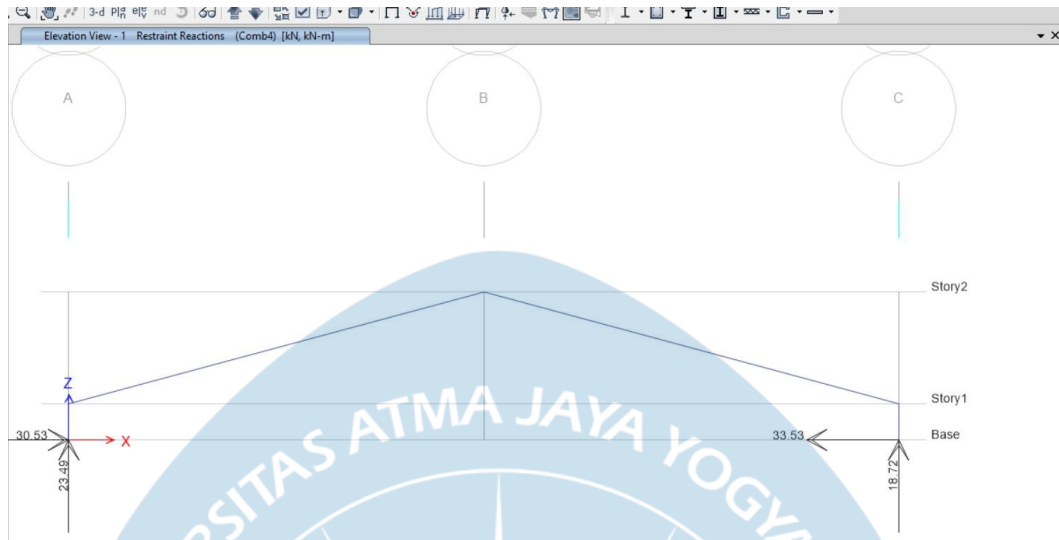
Gambar 2.1.87 Spesifikasi dan Notasi pada Angkur Atap Lantai 5 (Katalog Produk PT. Gunung Garuda)



Gambar 2.1.88 Konfigurasi Angkur Atap Lantai 5

➤ Reaksi Tumpuan

Reaksi vertikal dan horizontal akibat beban terfaktor maksimum dapat dilihat pada Gambar 2.1.89. Reaksi vertikal dan horizontal diambil yang terbesar dari tumpuan kiri dan kanan, sehingga diperoleh $R_{x_maks} = 33,53 \text{ kN}$ dan $R_{y_maks} = 23,49 \text{ kN}$.



Gambar 2.1.89 Reaksi Vertikal dan Horizontal pada Kuda – Kuda Lantai 5

➤ Kekuatan Geser Angkur

▪ Luas penampang efektif

Karena ulir angkur tidak ikut dicor, maka n_t dianggap 0.

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

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

$$A_{se_v} = 201,06 \text{ mm}^2$$

▪ Kapasitas geser angkur

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

$$\phi V_{sa} = (0,65) 0,6 (201,06) (370)$$

$$\phi V_{sa} = 29013 \text{ N/angkur}$$

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

Karena terdapat empat angkur, maka nilai ϕV_{sa} dikalikan dengan empat.

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

$$\phi V_{sa} = 116,05 \text{ kN}$$

➤ Kekuatan Jebol Beton Dalam Menahan Geser

▪ Hitung A_{vc}

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

$$A_{vc} = [2(1,5(165)) + 60](1,5 \times 165)$$

$$A_{vc} = 137362,5 \text{ mm}^2$$

▪ Hitung A_{vco}

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

$$A_{vco} = 4,5(165)^2$$

$$A_{vco} = 122512,5 \text{ mm}^2$$

▪ Hitung V_b

- Nilai l_e

Berdasarkan Gambar 2.1.87, maka nilai l_e adalah A-B.

$$l_e = A - B$$

$$l_e = 560 - 100$$

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

- V_b

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

$$V_b = \left[0,6 \left(\frac{460}{16} \right)^{0,2} \sqrt{16} \right] (1,0) \sqrt{30} (165)^{1,5}$$

$$V_b = 54541 \text{ N}$$

$$V_b = 54,541 \text{ kN}$$

▪ Hitung $\Psi_{ec,V}$

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

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

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2(0)}{3(165)}}$$

$$\Psi_{ec,V} = 1,0$$

- Hitung $\Psi_{ed,V}$

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

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \frac{170}{1,5(165)}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0,9061$$

- Menentukan $\Psi_{c,V}$

$\Psi_{c,V}$ diambil dengan nilai 1,0

- Hitung $\Psi_{h,V}$

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

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5(165)}{(1,5 \times 165)}}$$

$$\Psi_{h,V} = 1,0$$

- Hitung ϕV_{cbg}

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

$$\phi V_{cbg} = (0,75) \frac{137362,5}{122512,5} (1,0)(0,9061)(1,0)(1,0)(54,541)$$

$$\phi V_{cbg} = 41,556 \text{ kN}$$

➤ Kekuatan Rempal Beton Dalam Menahan Geser

▪ Hitung A_{Nc}

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

$$A_{Nc} = (165 + 70 + 1,5(460))(170 + 60 + 1,5(460))$$

$$A_{Nc} = 851000 \text{ mm}^2$$

▪ Hitung A_{Nco}

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

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

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

▪ Hitung N_b

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

$$N_b = 3,9(1,0)\sqrt{30}(460)^{5/3}$$

$$N_b = 585537,8 \text{ N}$$

$$N_b = 585,54 \text{ kN}$$

▪ Hitung $\Psi_{ec,N}$

Diasumsikan gaya tarik (reaksi vertikal) bekerja pada pusat kelompok angkur, sehingga $e'_N = 0$.

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

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

$$\Psi_{ec,N} = 1,0$$

▪ Hitung $\Psi_{ed,N}$

Diketahui nilai c_{a_min} adalah 165 mm dan $1,5 h_{ef}$
 $= 690$ mm, karena $c_{a_min} < 1,5h_{ef}$, maka nilai $\Psi_{ed,N}$
 ditentukan berdasarkan Persamaan (2.1.77).

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

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{165}{1,5(460)}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,772$$

- Menentukan $\Psi_{c,N}$

$\Psi_{c,N}$ diambil dengan nilai 1,0

- Menentukan $\Psi_{cp,N}$

$\Psi_{cp,N}$ diambil dengan nilai 1,0

- Hitung N_{cpg}

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

$$N_{cpg} = \frac{851000}{1904400} (1,0)(0,772)(1,0)(1,0)(585,54)$$

$$N_{cpg} = 201,93 \text{ kN}$$

- Hitung ϕV_{cpg}

Karena $280 \text{ mm} \leq h_{ef} = 460 \text{ mm} \leq 635 \text{ mm}$, maka nilai
 $k_{cp} = 2,0$

$$\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cpg}$$

$$\phi V_{cpg} = (0,75)(2,0)(201,93)$$

$$\phi V_{cpg} = 302,89 \text{ kN}$$

➤ Keamanan Angkur

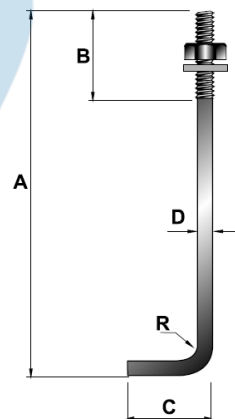
Dari hasil perhitungan diperoleh kapasitas geser
 terkecil dari kekuatan jebol beton dalam menahan geser
 (ϕV_{cbg}), yaitu sebesar 41,556 kN. Apabila dibandingkan

dengan reaksi horizontal maksimum $R_{x_maks} = 33,53$ kN, ϕV_{cbg} sudah lebih besar dari R_{x_maks} , sehingga aman terhadap geser. Untuk reaksi vertikal tidak dicek keamanannya karena gaya yang bekerja berupa gaya aksial tekan.

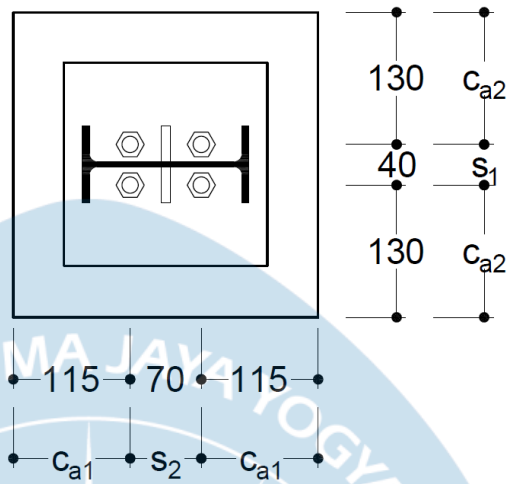
Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dengan konfigurasi angkur seperti Gambar 2.1.88 dan dengan diameter angkur sebesar 16 mm, angkur aman terhadap gaya geser sehingga konfigurasi sesuai Gambar 2.1.88 dapat digunakan.

2.1.7.3 Atap Lantai Enam

Spesifikasi angkur yang digunakan untuk atap lantai enam diambil dari katalog produk PT. Gunung Garuda. Angkur yang digunakan memiliki mutu $F_y = 240$ MPa dan $F_u = f_{uta} = 370$ MPa. Sebagai asumsi awal, direncanakan angkur berdiameter 16 mm dengan spesifikasi seperti pada Gambar 2.1.90. Adapun nilai $A = 560$ mm, $B = 100$ mm, $C = 100$ mm, dan $R = 25$ mm. Konfigurasi dan jumlah angkur yang direncanakan untuk atap lantai enam dapat dilihat pada Gambar 2.1.91.



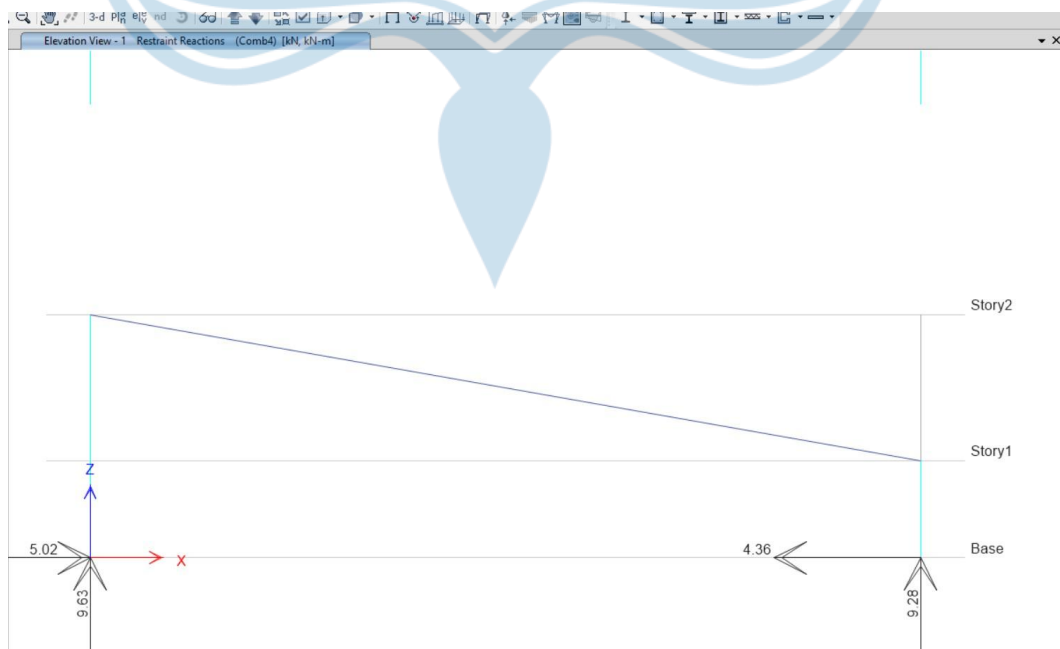
Gambar 2.1.90 Spesifikasi dan Notasi pada Angkur Atap Lantai 6 (Katalog Produk PT. Gunung Garuda)



Gambar 2.1.91 Konfigurasi Angkur Atap Lantai 6

➤ Reaksi Tumpuan

Reaksi vertikal dan horizontal akibat beban terfaktor maksimum dapat dilihat pada Gambar 2.1.92. Reaksi vertikal dan horizontal diambil yang terbesar dari tumpuan kiri dan kanan, sehingga diperoleh $R_{x_maks} = 5,02 \text{ kN}$ dan $R_{y_maks} = 9,63 \text{ kN}$.



Gambar 2.1.92 Reaksi Vertikal dan Horizontal pada Kuda – Kuda Lantai 6

➤ Kekuatan Geser Angkur

▪ Luas penampang efektif

Karena ulir angkur tidak ikut dicor, maka n_t dianggap 0.

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

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

$$A_{se_v} = 201,06 \text{ mm}^2$$

▪ Kapasitas geser angkur

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

$$\phi V_{sa} = (0,65) 0,6 (201,06) (370)$$

$$\phi V_{sa} = 29013 \text{ N/angkur}$$

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

Karena terdapat empat angkur, maka nilai ϕV_{sa} dikalikan dengan empat.

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

$$\phi V_{sa} = 116,05 \text{ kN}$$

➤ Kekuatan Jebol Beton Dalam Menahan Geser

▪ Hitung A_{Vc}

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

$$A_{Vc} = [2(1,5(115)) + 40](1,5 \times 115)$$

$$A_{Vc} = 66412,5 \text{ mm}^2$$

▪ Hitung A_{Vco}

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

$$A_{Vco} = 4,5(115)^2$$

$$A_{Vco} = 59512,5 \text{ mm}^2$$

▪ Hitung V_b

- Nilai l_e

Berdasarkan Gambar 2.1.90, maka nilai l_e adalah A-B.

$$l_e = A - B$$

$$l_e = 560 - 100$$

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

- V_b

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

$$V_b = \left[0,6 \left(\frac{460}{16} \right)^{0,2} \sqrt{16} \right] (1,0) \sqrt{30} (115)^{1,5}$$

$$V_b = 31736 \text{ N}$$

$$V_b = 31,736 \text{ kN}$$

▪ Hitung $\Psi_{ec,V}$

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

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

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2(0)}{3(115)}}$$

$$\Psi_{ec,V} = 1,0$$

▪ Hitung $\Psi_{ed,V}$

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

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \frac{130}{1,5(115)}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0,9261$$

- Menentukan $\Psi_{c,V}$

$\Psi_{c,V}$ diambil dengan nilai 1,0

- Hitung $\Psi_{h,V}$

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

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5(115)}{(1,5 \times 115)}}$$

$$\Psi_{h,V} = 1,0$$

- Hitung ϕV_{cbg}

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

$$\phi V_{cbg} = (0,75) \frac{66412,5}{59512,5} (1,0)(0,9261)(1,0)(1,0)(31,736)$$

$$\phi V_{cbg} = 24,598 \text{ kN}$$

➤ Kekuatan Rempal Beton Dalam Menahan Geser

- Hitung A_{Nc}

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

$$A_{Nc} = (115 + 40 + 1,5(460))(130 + 70 + 1,5(460))$$

$$A_{Nc} = 752500 \text{ mm}^2$$

- Hitung A_{Nco}

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

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

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

- Hitung N_b

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

$$N_b = 3,9(1,0)\sqrt{30}(460)^{5/3}$$

$$N_b = 585537,8 \text{ N}$$

$$N_b = 585,54 \text{ kN}$$

- Hitung $\Psi_{ec,N}$

Diasumsikan gaya tarik (reaksi vertikal) bekerja pada pusat kelompok angkur, sehingga $e'_N = 0$.

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

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

$$\Psi_{ec,N} = 1,0$$

- Hitung $\Psi_{ed,N}$

Diketahui nilai c_{a_min} adalah 115 mm dan $1,5 h_{ef} = 690 \text{ mm}$, karena $c_{a_min} < 1,5h_{ef}$, maka nilai $\Psi_{ed,N}$ ditentukan berdasarkan Persamaan (2.1.77).

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

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{115}{1,5(460)}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,75$$

- Menentukan $\Psi_{c,N}$

$\Psi_{c,N}$ diambil dengan nilai 1,0

- Menentukan $\Psi_{cp,N}$

$\Psi_{cp,N}$ diambil dengan nilai 1,0

- Hitung $N_{cp,g}$

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

$$N_{cpg} = \frac{752500}{1904400} (1,0)(0,75)(1,0)(1,0)(585,54)$$

$$N_{cpg} = 173,526 \text{ kN}$$

- Hitung ϕV_{cpg}

Karena $280 \text{ mm} \leq h_{ef} = 460 \text{ mm} \leq 635 \text{ mm}$, maka nilai $k_{cp} = 2,0$

$$\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cpg}$$

$$\phi V_{cpg} = (0,75)(2,0)(173,526)$$

$$\phi V_{cpg} = 260,289 \text{ kN}$$

- Keamanan Angkur

Dari hasil perhitungan diperoleh kapasitas geser terkecil dari kekuatan jebol beton dalam menahan geser (ϕV_{cbg}), yaitu sebesar 24,598 kN. Apabila dibandingkan dengan reaksi horizontal maksimum $R_{x_maks} = 5,02 \text{ kN}$, ϕV_{cbg} sudah lebih besar dari R_{x_maks} , sehingga aman terhadap geser. Untuk reaksi vertikal tidak dicek keamanannya karena gaya yang bekerja berupa gaya aksial tekan.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dengan konfigurasi angkur seperti Gambar 2.1.91 dan dengan diameter angkur sebesar 16 mm, angkur aman terhadap gaya geser sehingga konfigurasi sesuai Gambar 2.1.92 dapat digunakan.

2.2 Penentuan Kelas Situs

Kelas situs merupakan parameter yang mengukur kecenderungan tanah dalam memperbesar atau dalam beberapa kasus menurunkan gerakan tanah di permukaan yang menyebar dari batuan keras di bawahnya. Kelas situs digunakan untuk menentukan performa kinerja struktur dalam menerima beban seismik. Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 5 terdapat enam kelas situs, yaitu SA, SB, SC, SD, SE, dan SF. Masing – masing kelas situs

merepresentasikan perilaku tanah yang berbeda – beda. Penentuan kelas situs ditentukan dari SNI 1726:2019 tabel 5, dimana terdapat tiga parameter utama yang berperan dalam menentukan kelas situs tanah, yaitu kecepatan rerata gelombang geser ($\bar{v}_s$), tahanan penetrasi standar lapangan rerata ($\bar{N}$), dan kuat geser niralir rerata ($\bar{s}_u$). Nilai parameter – parameter tersebut dapat diperoleh melalui data hasil penyelidikan tanah.

2.2.1 Nilai N-SPT Terkoreksi

Nilai N_{60} dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.2.1), dengan C_E adalah koreksi efesiensi hammer, C_B adalah koreksi diameter bor, C_S adalah koreksi sample, C_R adalah koreksi panjang tali, dan N adalah hasil pengujian SPT sebelum dikoreksi. Nilai faktor koreksi masing – masing parameter ditentukan berdasarkan penelitian L Youd et al. (2001) yang tertera pada Tabel 2.2.1.

$$N_{60} = \frac{C_E C_B C_S C_R}{0,6} N \quad (2.2.1)$$

Tabel 2.2.1 Parameter Koreksi Nilai N-SPT (L Youd et al., 2001)

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

Hasil perhitungan koreksi N_{60} dan konsistensi masing – masing lapisan tanah dapat dilihat pada Tabel 2.2.2. Nilai koreksi C_E yang digunakan adalah 1,0 dengan jenis donut hammer (sesuai dengan alat yang digunakan). Pada Lampiran 1 disebutkan bahwa diameter bor adalah 72,95 mm dan tabung yang digunakan adalah tabung standar, sehingga nilai faktor koreksi C_B yang digunakan adalah 1,0 dan faktor koreksi C_R adalah 1,0. Untuk nilai faktor koreksi C_R yang digunakan akan berubah – ubah sesuai dengan kedalaman lapisan.

Tabel 2.2.2 Hasil Perhitungan Nilai N_{60}

Kedalaman (m)	N_i	C_E	C_B	C_S	C_R	N_{60}
0 - 2	26	1	1	1	0,75	16,25
2 - 4	4	1	1	1	0,85	2,83
4 - 6	5	1	1	1	0,85	3,54
6 - 8	35	1	1	1	0,95	27,71
8 - 10	44	1	1	1	0,95	34,83
10 - 12	46	1	1	1	1	38,33
12 - 14	49	1	1	1	1	40,83
14 - 16	52	1	1	1	1	43,33
16 - 18	55	1	1	1	1	45,83
18 - 20	58	1	1	1	1	48,33
20 - 22	60	1	1	1	1	50,00
22 - 24	60	1	1	1	1	50,00
24 - 26	60	1	1	1	1	50,00
26 - 28	60	1	1	1	1	50,00
28 - 30	60	1	1	1	1	50,00

2.2.2 Kelas Situs

Kelas situs tanah yang ada disekitar ditentukan berdasarkan tabel 5 SNI 1726:2019 (Lihat Tabel 2.2.3). Penentuan kelas situs akan didasarkan pada nilai N-SPT karena tidak terdapat data pendukung lainnya untuk $\bar{v}_s$ dan $\bar{s}_u$, dengan nilai N yang digunakan adalah nilai N yang sudah dilakukan koreksi (N_{60}). Nilai ($\bar{N}$) dapat dihitung berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 5.4.2. (Lihat Persamaan (2.2.2)), dengan d_i adalah tebal masing – masing lapisan, dan N_i adalah nilai penetrasi yang telah dikoreksi (N_{60}). Hasil perhitungan nilai penetrasi rerata dapat dilihat pada Tabel 2.2.4. Nilai rerata penetrasi yang diperoleh dari hasil perhitungan menunjukkan sebesar 15,34. Berdasarkan Tabel 2.2.3, kelas situs tanah tergolong dalam kelas situs SD.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.2.2)$$

Tabel 2.2.3 Klasifikasi Situs (SNI 1726:2019 Tabel 5)

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 niralis $\bar{s}_u < 25$ 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.
--	---

Tabel 2.2.4 Hasil Perhitungan Nilai SPT Rerata

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (d_i) (m)	$(N_{60})_i$	$d_i / (N_{60})_i$
0 - 2	2	16,25	20,69
2 - 4	2	2,83	3,35
4 - 6	2	3,54	3,50
6 - 8	2	27,71	23,50
8 - 10	2	34,83	28,14
10 - 12	2	38,33	28,26
12 - 14	2	40,83	27,68
14 - 16	2	43,33	27,19
16 - 18	2	45,83	26,76
18 - 20	2	48,33	26,39
20 - 22	2	50,00	21,37
22 - 24	2	50,00	20,56
24 - 26	2	50,00	19,80
28 - 30	2	50,00	19,10
$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$			15,34

2.3 Penentuan Sistem Struktur dan Kategori Desain Seismik

Penentuan sistem struktur merupakan tahapan awal yang harus dilakukan dalam melakukan desain sebuah struktur gedung. Penentuan sistem

struktur bertujuan untuk merencanakan pendetailan dan gaya seismik rencana pada setiap elemen struktur. Setiap jenis sistem struktur memiliki kriteria tersendiri untuk masing – masing pendetailan elemen struktur. Penentuan sistem struktur didasarkan pada SNI 1726:2019 tabel 12. Untuk menentukan sistem struktur, maka diperlukan kategori desain seismik pada struktur yang akan didesain.

Kategori desain seismik (KDS) merupakan klasifikasi yang diberikan pada sebuah struktur berdasarkan kategori risiko dan tingkat keparahan gerakan tanah akibat gempa yang direncanakan (American Society of Civil Engineers, 2016). Setiap kategori desain seismik memiliki persyaratan yang berbeda – beda untuk desain dalam aspek struktural maupun geoteknik. Masing – masing KDS memberikan nilai faktor yang berbeda – beda untuk setiap sistem struktur. Penentuan KDS didasarkan pada SNI 1726:2019 Pasal 6.5 (Lihat Tabel 2.3.1 dan Tabel 2.3.2). Untuk mendapatkan nilai S_{DS} dan S_{D1} , terdapat beberapa tahapan yang harus dipenuhi, adapun tahapan tersebut dapat dilihat pada uraian berikut.

Tabel 2.3.1 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai S_{DS} (SNI 1726:2019 Tabel 8)

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 2.3.2 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai S_{D1} (SNI 1726:2019 Tabel 9)

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

2.3.1 Percepatan Batuan Dasar

Percepatan batuan dasar harus ditentukan berdasarkan percepatan pada periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_1). Kedua nilai tersebut dapat ditentukan melalui peta percepatan batuan dasar yang terdapat di Indonesia dan dinyatakan dalam satuan gravitas (g). Untuk memudahkan dalam menentukan nilai S_s dan S_1 , digunakan bantuan melalui website <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>. Lokasi gedung ini terletak di Kota Surakarta, maka dengan menggunakan bantuan website tersebut diperoleh nilai $S_s = 0,8077 g$ dan $S_1 = 0,3913 g$.

2.3.2 Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R)

Percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah harus dihitung dengan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik (F_a) dan periode 1 detik (F_v). Parameter respon spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}) dapat dihitung melalui Persamaan (2.3.1) dan Persamaan (2.3.2). Nilai F_a dan F_v ditentukan berdasarkan Tabel 2.3.1 dan Tabel 2.3.2 yang didasarkan pada SNI 1726:2019 Pasal 6.2.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.3.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.3.2)$$

Tabel 2.3.3 Koefisien Situs (F_a) (SNI 1726:2019 Tabel 6)

Kelas Situs	Parameter Respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s .					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0

SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Tabel 2.3.4 Koefisien Situs (F_v) (SNI 1726:2019 Tabel 7)

Kelas Situs	Parameter Respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1 .					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	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)					

Berdasarkan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh, maka untuk menentukan nilai F_a dan F_v perlu dilakukan interpolasi. Setelah nilai F_a dan F_v diperoleh, dilanjutkan dengan menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1} melalui Persamaan (2.3.1) dan Persamaan (2.3.2).

- Menentukan nilai F_a

Berdasarkan nilai $S_s = 0,8077$ g dan dengan kelas situs SD, maka nilai F_a berdasarkan Tabel 2.3.3 adalah sebagai berikut.

$$\frac{1,2 - F_a}{F_a - 1,1} = \frac{0,75 - S_s}{S_s - 1,0}$$

$$\frac{1,2 - F_a}{F_a - 1,1} = \frac{0,75 - 0,8077}{0,8077 - 1,0}$$

$$\frac{1,2 - F_a}{F_a - 1,1} = \frac{-0,0577}{-0,1923}$$

$$F_a = 1,1769$$

- Menentukan nilai F_v

Berdasarkan nilai $S_1 = 0,3913$ g dan dengan kelas situs SD, maka nilai F_v berdasarkan Tabel 2.3.4 adalah sebagai berikut.

$$\frac{2,0 - F_v}{F_v - 1,9} = \frac{0,3 - S_1}{S_1 - 0,4}$$

$$\frac{2,0 - F_v}{F_v - 1,9} = \frac{0,3 - 0,3913}{0,3913 - 0,4}$$

$$\frac{2,0 - F_v}{F_v - 1,9} = \frac{-0,0913}{-0,0087}$$

$$F_v = 1,9087$$

- Hitung nilai S_{MS}

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{MS} = 1,1769 \times 0,8077$$

$$S_{MS} = 0,9506 \text{ g}$$

- Hitung nilai S_{M1}

$$S_{M1} = F_v S_1$$

$$S_{M1} = 1,9087 \times 0,3913$$

$$S_{M1} = 0,7469 \text{ g}$$

2.3.3 Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain pada periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 6.3 (Lihat Persamaan (2.3.3) dan Persamaan (2.3.4)).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.3.4)$$

- Hitung nilai S_{DS}

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,9506$$

$$S_{DS} = 0,6337 \text{ g}$$

- Hitung nilai S_{D1}

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,7469$$

$$S_{D1} = 0,4979 \text{ g}$$

2.3.4 Kategori Risiko Gedung

Kategori risiko gedung merupakan klasifikasi setiap jenis bangunan gedung untuk menentukan gaya gempa berdasarkan risiko yang terkait dengan kinerja struktur yang tidak dapat diterima (American Society of Civil Engineers, 2016). Penentuan kategori risiko gedung berhubungan dengan keselamatan manusia. Apabila gedung tersebut semakin tergolong dalam fasilitas publik yang penting, maka kategori risiko gedung tersebut juga akan semakin besar. Penentuan kategori risiko didasarkan pada SNI 1726:2019 pasal 4.1.2. Terdapat empat kategori risiko yang diatur dalam pasal tersebut (Lihat SNI 1726:2019 Tabel 3). Gedung ini difungsikan sebagai hotel yang dimana memiliki kesamaan dengan gedung apartemen/rumah susun, maka gedung ini tergolong dalam kategori risiko II (Lihat Tabel 2.3.5).

Tabel 2.3.5 Kategori Risiko Gedung (SNI 1726:2019 Tabel 3)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / mall - Bangunan industri	II

- Fasilitas manufaktur	
- Pabrik	

2.3.5 Penentuan KDS

Berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} yang telah dihitung serta kategori risiko gedung yang telah ditentukan, maka berdasarkan Tabel 2.3.1 struktur tergolong dalam KDS D karena nilai $S_{DS} = 0,6337$ g telah melebihi dari 0,50. Apabila ditinjau berdasarkan Tabel 2.3.2, struktur tersebut juga tergolong KDS D karena nilai $S_{D1} = 0,4979$ g telah melebihi dari 0,20. Karena hasil tinjauan dari Tabel 2.3.1 dan Tabel 2.3.2 menunjukkan bahwa struktur tergolong dalam KDS D, maka dapat disimpulkan bahwa struktur ini tergolong dalam KDS D.

2.3.6 Penentuan Sistem Struktur

Sistem struktur yang akan digunakan pada struktur ini didasarkan pada SNI 1726:2019 Tabel 12 (Lihat Tabel 2.3.6). Berdasarkan Tabel 2.3.6 dengan KDS struktur ini adalah D, maka sistem struktur yang akan digunakan pada struktur ini adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus. Notasi "TB" menyatakan bahwa tidak terdapat batasan untuk sistem struktur ini dan tidak terdapat batasan untuk tinggi struktur yang akan didesain.

Tabel 2.3.6 Faktor R , C_d , dan Ω_0 (SNI 1726:2019 Tabel 12)

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	Ω_0	C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
1. Rangka Baja Pemikul Momen Khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka Batang Baja Pemikul Momen Khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka Baja Pemikul Momen Menengah	4,5	3	4	TB	TB	10^k	TI^k	TI^k
4. Rangka Baja Pemikul Momen Biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI^l	TI^l	TI^l
5. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB

6. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka Baja dan Beton Komposit Terkekang Parsial Pemikul Momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka Baja Canai Dingin Pemikul Momen Khusus Dengan Pembautan	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10

2.3.7 Koefisien dan Faktor Desain Sistem Penahan Gaya Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.2.2, terdapat tiga koefisien dan faktor desain dalam sistem penahan gaya seismik, dimana tiga koefisien tersebut adalah koefisien modifikasi respon (R), faktor amplifikasi defleksi (C_d), dan faktor kuat lebih sistem (Ω_0). Gaya gempa rencana dengan metode statik ekuivalen maupun dengan respon spektrum yang dijelaskan dalam SNI 1726:2019 didasarkan atas perilaku dinamis sistem *single degree of freedom* (SDOF) elastis dengan redaman 5%, sehingga perhitungan gaya geser dasar perlu dibagi dengan R untuk memperoleh gaya seismik desain pada struktur daktail yang diizinkan mengalami perilaku inelastik.

Faktor amplifikasi defleksi, C_d berfungsi untuk memperbesar defleksi yang diperoleh dari analisis elastik yang dilakukan dengan menggunakan gaya geser dasar tereduksi untuk memperkirakan defleksi inelastik aktual pada struktur. Selain itu, untuk memperhitungkan faktor yang meningkatkan ketahanan terhadap gaya lateral ketika gaya lateral meningkat dan elemen struktur telah mengalami kondisi luluh pertama, gaya geser dasar yang tereduksi harus dikalikan dengan faktor kuat lebih untuk memperkirakan kekuatan yang sesuai dengan perilaku plastis penuh pada keseluruhan struktur (Kizilarlan et al., 2021).

Ketiga nilai koefisien dapat ditentukan berdasarkan Tabel 2.3.6, dimana besarnya nilai masing – masing koefisien bergantung pada sistem struktur. Sistem struktur yang digunakan pada struktur ini adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus dengan KDS D, maka berdasarkan Tabel 2.3.6 diperoleh nilai koefisien modifikasi respons sebesar 8, faktor kuat lebih sistem sebesar 3, dan faktor pembesaran defleksi sebesar 5,5.

2.4 Preliminary Design

Preliminary design merupakan proses awal atau tahapan awal dalam menentukan dimensi awal dari elemen struktur yang akan direncanakan. Perencanaan dimensi awal elemen struktur didasarkan pada SNI 2847:2019. Mengingat struktur ini direncanakan dengan sistem struktur SRMPK, maka elemen struktur seperti balok dan kolom harus didesain dan memenuhi batasan yang ditentukan oleh SNI 2847:2019 Pasal 18.

2.4.1 Preliminary Design Pelat Lantai

Pelat lantai beton bertulang merupakan salah satu elemen struktural dalam konstruksi bangunan yang memikul beban secara tegak lurus terhadap bidangnya. Pelat berfungsi menyalurkan beban hidup dan beban mati ke balok dan kolom, kemudian ke fondasi. Pelat lantai terbagi menjadi dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat satu arah adalah pelat yang menyalurkan beban dalam satu arah dominan saja dan didukung oleh dua sisi sejajar, sedangkan pelat dua arah dapat menyalurkan beban ke dua arah yang tegak lurus secara bersamaan dan didukung oleh empat sisinya.

Preliminary design pelat satu arah didasari pada SNI 2847:2019 Pasal 7.3.1.1. Pelat dapat diklasifikasikan sebagai pelat satu arah apabila rasio bentang panjang dengan bentang pendeknya lebih dari dua (Lihat Persamaan (2.4.1)). Ketebalan minimum pelat ditentukan berdasarkan panjang bentang pendek pelat. Tabel 2.4.1 menunjukkan tebal minimum pelat untuk masing – masing jenis tumpuan.

$$\frac{L_y}{L_x} > 2 \quad (2.4.1)$$

Tabel 2.4.1 Tebal Minimum Pelat 1 Arah (SNI 2847:2019 Tabel 7.3.1.1)

Kondisi tumpuan	h_{minimum}
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Satu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

Pada pelat dua arah, *preliminary design* didasari pada SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.2. Pelat dapat diklasifikasikan sebagai pelat dua arah apabila rasio bentang panjang dengan bentang pendeknya kurang dari atau sama dengan dua (Lihat Persamaan (2.4.2)). Ketebalan minimum pelat ditentukan dari rata – rata rasio kekakuan pelat terhadap balok penumpu (α_{fm}). Tabel 2.4.2 menunjukkan tebal minimum pelat dua arah untuk masing – masing nilai α_{fm} , dengan β adalah rasio bentang panjang dan bentang pendek pelat (bentang bersih), serta l_n merupakan bentang panjang pelat (bentang bersih).

$$\frac{L_y}{L_x} \leq 2 \quad (2.4.2)$$

Tabel 2.4.2 Tebal Minimum Pelat 2 Arah (SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2)

α_{fm}	Tebal minimum (mm)	
$0,2 < \alpha_{\text{fm}} \leq 2,0$	Terbesar dari	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{\text{fm}} - 0,2)} \quad (2.4.3)$
		125
$\alpha_{\text{fm}} > 2,0$	Terbesar dari	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2.4.4)$
		90

Rasio kekakuan pelat dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.4.5), dengan nilai I adalah momen inersia pada balok maupun pelat. Apabila balok dan pelat dicor secara monolit, maka sebagian dari pelat merupakan *flange* dari balok sehingga termasuk dalam kekakuan balok. Inersia balok dapat dihitung menggunakan Persamaan (2.4.6), dengan y_b merupakan pusat massa penampang yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.4.7). Apabila balok terletak pada tepi, maka lebar efektif balok (b_e) diambil terkecil dari $b_w + h_b$ dan $b_w + 4h$ (Lihat Gambar 2.4.1). Namun jika balok merupakan balok interior, maka lebar efektif balok (b_e) diambil terkecil dari $b_w + 2h_b$ dan $b_w + 8h$ (Lihat Gambar 2.4.2). Adapun inersia pelat dapat dihitung melalui Persamaan (2.4.8).

$$\alpha = \frac{E_c I_b}{E_c I_s} \quad (2.4.5)$$

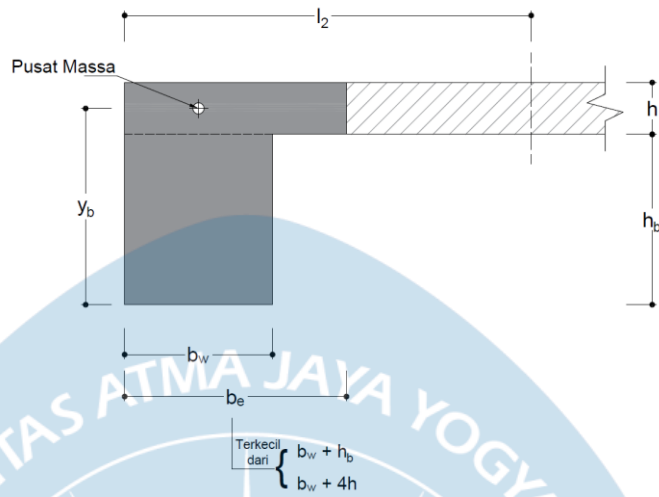
$$I_b = \frac{b_w h_b^3}{12} + b_w h_b \left(y_b - \frac{h_b}{2} \right)^2 + b_e h \left(h_b + \frac{h}{2} - y_b \right)^2 \quad (2.4.6)$$

$$y_b = \frac{b_e h \left(h_b + \frac{h}{2} \right) + \left(\frac{b_w h_b^2}{2} \right)}{b_e h + b_w h_b} \quad (2.4.7)$$

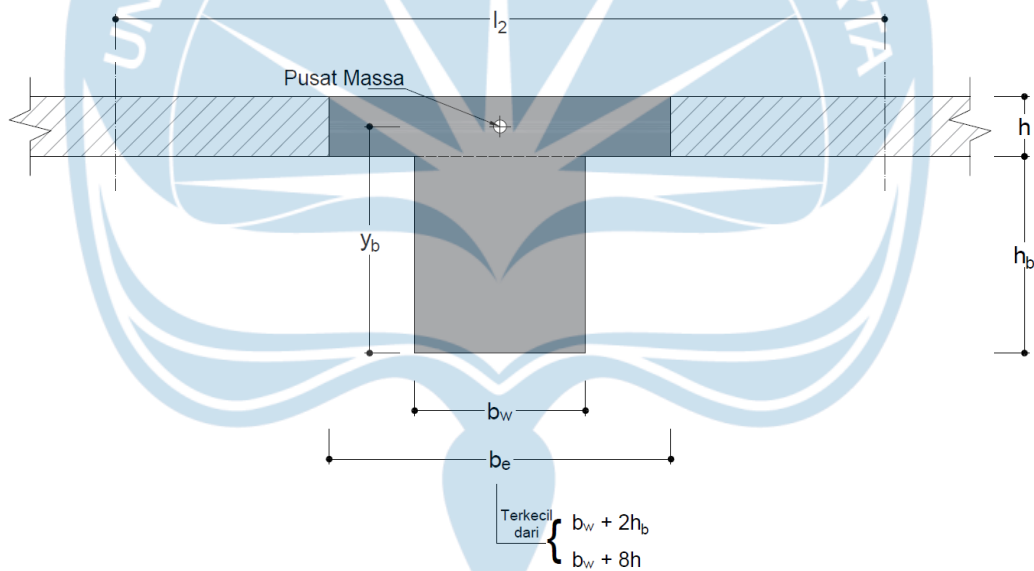
$$I_s = \frac{l_2 h^3}{12} \quad (2.4.8)$$

Keterangan:

- I_b : Inersia Balok
- I_s : Inersia Pelat
- b_w : Lebar balok
- h : Tebal Pelat
- h_b : Tinggi balok diluar pelat
- y_b : Pusat massa balok
- l_2 : Lebar *Tributary* pelat



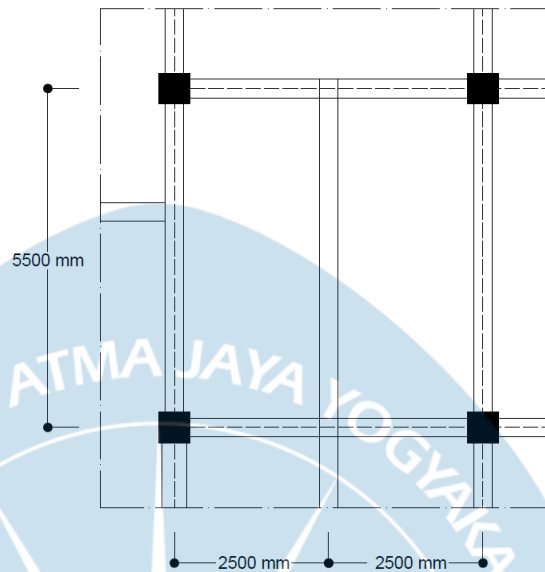
Gambar 2.4.1 Lebar Efektif Sayap pada Balok Tepi



Gambar 2.4.2 Lebar Efektif Sayap pada Balok Interior

2.4.1.1 Preliminary Design Pelat Satu Arah

Perencanaan tebal awal dari pelat satu arah ditentukan dari bentang pendek pelat (L_x) yang memiliki nilai paling besar. Gambar 2.4.3 menunjukkan denah pelat satu arah yang memiliki bentang pendek terbesar.



Gambar 2.4.3 Pelat Satu Arah dengan L_x Terbesar

➤ Cek Jenis Pelat

Berdasarkan Gambar 2.4.3, pelat tersebut memiliki panjang (L_y) sebesar 5500 mm dan lebar (L_x) sebesar 2500 mm. Berdasarkan Persamaan (2.4.1), maka diperoleh bahwa pelat tersebut tergolong dalam pelat satu arah.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5500}{2500}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 2,20 \rightarrow \text{Tergolong sebagai pelat satu arah}$$

➤ Penentuan Tebal Pelat

Penentuan tebal awal pelat ditentukan dari Tabel 2.4.1. Diketahui bahwa pelat tersebut merupakan pelat dengan jenis tumpuan satu ujung menerus sehingga penentuan tebal pelat minimum berdasarkan Tabel 2.4.1 adalah $h = \frac{L_x}{24}$.

$$h_{min} = \frac{L_x}{24}$$

$$h_{min} = \frac{2500}{24}$$

$$h_{min} = 104,17 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan diperoleh tebal minimum pelat Adalah 104,17 mm. Dalam desain digunakan tebal pelat sebesar 140 mm.

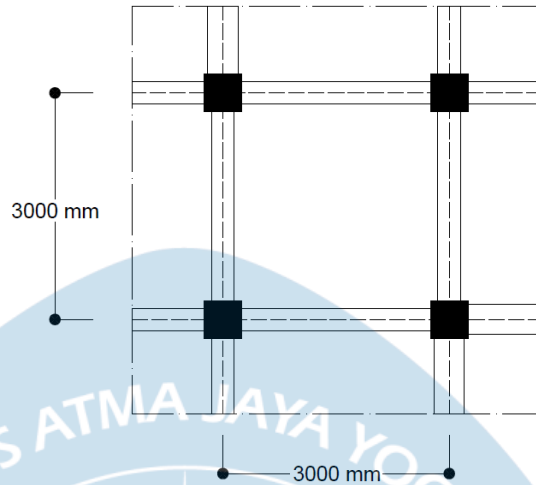
Untuk ukuran pelat yang lain, hasil perhitungan ditabulasikan pada Tabel 2.4.3

Tabel 2.4.3 Tebal Minimum Masing – Masing Ukuran Pelat 1 Arah pada Struktur yang Direncanakan

Ukuran ($L_x \times L_y$) (mm)	$\frac{L_y}{L_x}$	Kondisi Tumpuan	h_{min} (mm)	h_{use} (mm)
1500 x 6500	4,33	Satu Ujung Menerus	62,5	140
1500 x 6000	4,00	Tumpuan Sederhana	75	140
1050 x 6000	5,71	Tumpuan Sederhana	52,5	140
2000 x 5500	2,75	Satu Ujung Menerus	83,33	140
2200 x 5000	2,27	Tumpuan Sederhana	110	140
2500 x 5500	2,20	Satu Ujung Menerus	104,67	140
1050 x 3000	2,86	Tumpuan Sederhana	52,5	140

2.4.1.2 Preliminary Design Pelat Dua Arah

Perencanaan tebal awal dari pelat dua arah ditentukan dari pelat yang memiliki ukuran paling besar. Adapun pada struktur ini pelat dua arah yang memiliki ukuran paling besar ditunjukkan pada Gambar 2.4.4.



Gambar 2.4.4 Pelat Dua Arah dengan Ukuran Terbesar

➤ Cek Jenis Pelat

Berdasarkan Gambar 2.4.4, pelat tersebut memiliki panjang (L_y) sebesar 3000 mm dan lebar (L_x) sebesar 3000 mm. Berdasarkan Persamaan (2.4.2), maka diperoleh bahwa pelat tersebut tergolong dalam pelat dua arah.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{3000}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,00 \rightarrow \text{Tergolong sebagai pelat dua arah}$$

➤ Bentang Bersih Pelat

Berdasarkan Gambar 2.4.4, pelat tersebut menumpu pada balok dengan dimensi ($b \times h$) 300 mm x 450 mm (dari gambar arsitektural). Sehingga, bentang bersih pelat pada masing – masing arah adalah sebagai berikut.

▪ Arah x

$$L_{nx} = L_x - \frac{b_{\text{balok kiri}}}{2} - \frac{b_{\text{balok kanan}}}{2}$$

$$L_{nx} = 3000 - \frac{300}{2} - \frac{300}{2}$$

$$L_{nx} = 2700 \text{ mm}$$

- Arah y

$$L_{ny} = L_y - \frac{b_{\text{balok atas}}}{2} - \frac{b_{\text{balok bawah}}}{2}$$

$$L_{ny} = 3000 - \frac{300}{2} - \frac{300}{2}$$

$$L_{ny} = 2700 \text{ mm}$$

- Lebar Efektif Balok

Pelat tersebut merupakan pelat interior, sehingga perhitungan lebar efektif balok mengikuti Gambar 2.4.2. Sebagai asumsi awal, tebal awal pelat yang digunakan sama dengan pelat satu arah, yaitu $h = 140 \text{ mm}$.

$$b_e = \min(b_w + 2h_b; b_w + 8h)$$

$$b_e = \min[300 + 2(450 - 140); 300 + 8(140)]$$

$$b_e = \min(920; 1420)$$

$$b_e = 920 \text{ mm}$$

- Pusat Massa Balok (y_b)

Pusat massa balok harus ditinjau pada keempat sisi pelat, yaitu balok sisi atas, bawah, kanan, dan kiri. Karena balok yang berada di keempat sisi pelat memiliki dimensi yang sama, sehingga akan memiliki pusat massa yang sama.

$$y_b = \frac{b_e h \left(h_b + \frac{h}{2} \right) + \left(\frac{b_w h_b^2}{2} \right)}{b_e h + b_w h_b}$$

$$y_b = \frac{(920)(140) \left((450 - 140) + \frac{140}{2} \right) + \left(\frac{(300)(450 - 140)^2}{2} \right)}{(920)(140) + (300)(450 - 140)}$$

$$y_b = 285,66 \text{ mm}$$

- Inersia Balok (I_b)

Sama halnya dengan pusat massa balok, inersia balok juga harus ditinjau pada keempat sisi pelat. Karena

balok yang berada di keempat sisi pelat memiliki dimensi yang sama, sehingga akan memiliki inersia yang sama.

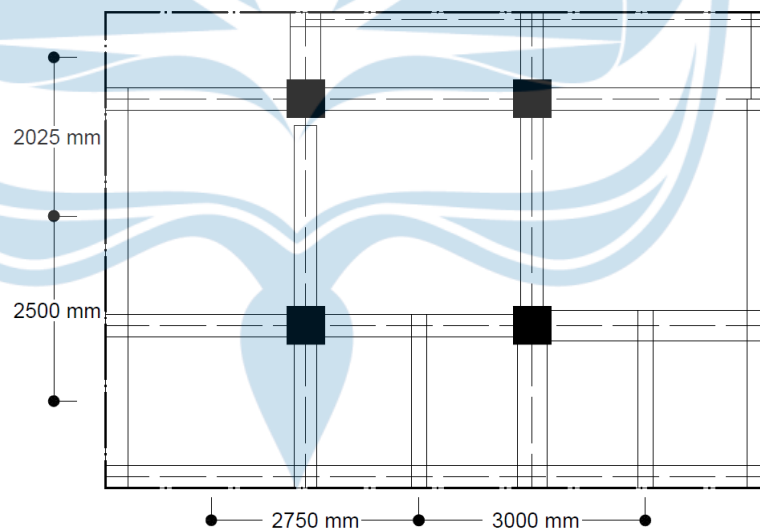
$$I_b = \frac{b_w h_b^3}{12} + b_w h_b \left(y_b - \frac{h_b}{2} \right)^2 + b_e h \left(h_b + \frac{h}{2} - y_b \right)^2$$

$$I_b = \frac{(300)(450-140)^3}{12} + (300)(450-140) \left(285,66 - \frac{(450-140)}{2} \right)^2 + (920)(140) \left((450-140) + \frac{140}{2} - 285,66 \right)^2$$

$$I_b = 3,689 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

➤ Inersia Pelat (I_s)

Inersia pelat harus ditinjau pada keempat sisinya karena besarnya nilai l_2 bergantung dari lebar *tributary pelat*. Nilai masing – masing l_2 pada tipe pelat tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.4.5.



Gambar 2.4.5 Nilai l_2 pada Pelat Dua Arah yang Direncanakan

▪ Sisi atas

$$I_s = \frac{l_2 h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(2025)(140)^3}{12}$$

$$I_s = 463050000 \text{ mm}^4$$

- Sisi bawah

$$I_s = \frac{l_2 h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(2500)(140)^3}{12}$$

$$I_s = 571666667 \text{ mm}^4$$

- Sisi kanan

$$I_s = \frac{l_2 h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(3000)(140)^3}{12}$$

$$I_s = 686000000 \text{ mm}^4$$

- Sisi kiri

$$I_s = \frac{l_2 h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(2750)(140)^3}{12}$$

$$I_s = 628833333 \text{ mm}^4$$

➤ Rasio Kekakuan Pelat

Rasio kekakuan pelat dihitung berdasarkan Persamaan (2.4.5). Karena material beton yang digunakan pada balok dan pelat memiliki mutu yang sama, maka nilai modulus elastis beton pada pembilang dan penyebut dapat saling menghilangkan.

- Sisi atas

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{3,689 \times 10^9}{463050000}$$

$$\alpha_f = 7,97$$

- Sisi bawah

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{3,689 \times 10^9}{571666667}$$

$$\alpha_f = 6,45$$

- Sisi kanan

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{3,689 \times 10^9}{686000000}$$

$$\alpha_f = 5,38$$

- Sisi kiri

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_f = \frac{3,689 \times 10^9}{628833333}$$

$$\alpha_f = 5,87$$

- Rata – rata rasio kekakuan pelat

$$\alpha_{fm} = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_f}{n}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{7,97 + 6,45 + 5,38 + 5,87}{4}$$

$$\alpha_{fm} = 6,42$$

➤ Tebal Minimum Pelat

Nilai α_{fm} yang diperoleh dari hasil perhitungan lebih dari 2,0, maka berdasarkan Tabel 2.4.2 tebal minimum pelat diambil terbesar dari hasil perhitungan dengan Persamaan (2.4.4) dan 90 mm.

$$h_{min} = \max \left[\frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}; 90 \right]$$

$$h_{min} = \max \left[\frac{2700 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9 \left(\frac{2700}{2700} \right)}; 90 \right]$$

$$h_{min} = \max[66; 90]$$

$$h_{min} = 90 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh bahwa tebal minimum pelat adalah 90 mm. Karena dalam asumsi awal digunakan tebal pelat sebesar 140 mm, maka asumsi diawal dapat digunakan.

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut, tebal yang digunakan untuk pelat dua arah adalah 140 mm. Untuk ukuran pelat yang lain, hasil perhitungan ditabulasikan pada Tabel 2.4.4.

Tabel 2.4.4 Tebal Minimum Masing – Masing Ukuran Pelat 2 Arah pada Struktur yang Direncanakan

Ukuran ($L_x \times L_y$) (mm)	$\frac{L_y}{L_x}$	α_{fm}	h_{min} (mm)	h_{use} (mm)
3000 x 3000	1,00	6,42	90	140
2500 x 3000	1,20	9,83	90	140
1500 x 2000	1,33	14,14	90	140
2000 x 2500	1,25	10,88	90	140
1300 x 2500	1,92	13,03	90	140

Berdasarkan hasil *preliminary design*, maka ditetapkan tebal pelat yang digunakan adalah 140 mm untuk pelat satu arah dan pelat dua arah. Adapun setiap ukuran pelat pada masing – masing pelat satu arah dan pelat dua arah akan dibagi menjadi beberapa tipe pelat berdasarkan ukuran pelat dan fungsi ruang tersebut. Pembagian tipe

pelat satu arah dan pelat dua arah ditunjukkan pada Tabel 2.4.5 dan Tabel 2.4.6.

Tabel 2.4.5 Tipe Pelat 1 Arah pada Struktur yang Direncanakan

Tipe Pelat	Ukuran ($L_x \times L_y$) (m)	Luas (m^2)	Fungsi Pelat
A	1,5 x 6	9	Koridor
B	1,5 x 5	7,5	Koridor
C	2,2 x 5,5	12,1	Koridor
D1	1,05 x 3	3,15	Kamar
D2	1,05 x 3	3,15	Meeting Room
E	2 x 5,5	11	Meeting Room
F	1,5 x 5,5	8,25	Meeting Room
G	1,5 x 6	9	Meeting Room
H	1,05 x 6	6,3	Meeting Room
I	2,5 x 5,5	13,75	Koridor
J	1,5 x 5	7,5	Koridor
K1	1,5 x 6,5	9,75	Atap AHU
L1	1,5 x 5	7,5	Atap AHU
K2	1,5 x 6,5	9,75	Atap Toren
L2	1,5 x 5	7,5	Atap Toren

Tabel 2.4.6 Tipe Pelat 2 Arah pada Struktur yang Direncanakan

Tipe Pelat	Ukuran ($L_x \times L_y$) (m)	Luas (m^2)	Fungsi Pelat
A'	3 x 3	9	Kamar
B1'	1,5 x 2	3	Kamar Mandi
B2'	1,5 x 2	3	Kamar
C'	2,5 x 3	7,5	Kamar
D1'	2 x 2,5	5	Kamar Mandi
D2'	2 x 2,5	5	Kamar
E'	1,5 x 3	4,5	Koridor
F'	1,3 x 2,5	3,25	Koridor
G'	3 x 3	9	Meeting Room
H'	2,5 x 3	7,5	Kamar Mandi

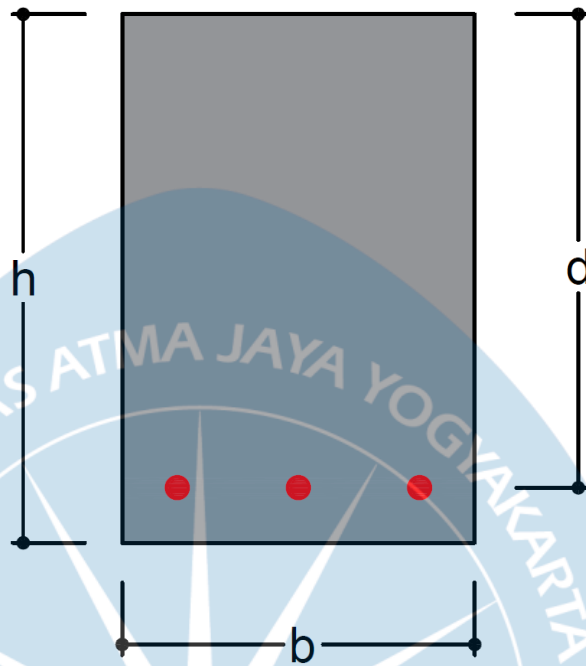
2.4.2 Preliminary Design Primary Beam

Balok merupakan elemen struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari pelat lantai ke kolom. *Preliminary design* dimensi balok induk didasarkan SNI 2847:2019 pasal 9. Namun karena sistem struktur ini merupakan SRPMK, maka dimensi balok yang direncanakan juga harus memenuhi batasan yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.6.

Penentuan tinggi minimum balok dapat dihitung berdasarkan Tabel 2.4.7, dengan l merupakan bentang balok as ke as. Pada pasal 18.6.2 mengatur batasan dimensi yang harus dipenuhi untuk balok SRPMK, yaitu bentang bersih balok tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektif (d) dan lebar penampang balok minimal adalah nilai terbesar dari 0,3 tinggi balok atau 250 mm. Tinggi efektif balok (d) diukur dari tepi atas balok hingga pusat tulangan tarik terluar (Lihat Gambar 2.4.6)

Tabel 2.4.7 Tinggi Minimum Balok (SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1)

Kondisi tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/16$
Satu ujung menerus	$\ell/18,5$
Kedua ujung menerus	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$



Gambar 2.4.6 Definisi Tinggi Efektif Balok

Penentuan dimensi balok pada struktur ini dibagi menjadi beberapa jenis. Pembagian ini dikelompokkan berdasarkan bentang balok tersebut. Hasil perhitungan *preliminary design* untuk masing – masing balok induk direkapitulasi pada Tabel 2.4.8. Detail perhitungan *preliminary design* balok induk dapat dilihat pada uraian berikut dengan bentang 6,5 m.

- Penentuan Tinggi Minimum

Diketahui balok yang akan direncanakan memiliki bentang 6,5 m dan balok tersebut menerus pada salah satu ujungnya, maka berdasarkan Tabel 2.4.7, tinggi minimum balok tersebut adalah

$$h_{min} = \frac{\ell}{18,5}$$

$$h_{min} = \frac{\ell}{18,5}$$

$$h_{min} = \frac{6500}{18,5}$$

$$h_{min} = 351,35 \text{ mm} \rightarrow \text{Digunakan tinggi (h) sebesar } \mathbf{600 \text{ mm}}$$

- Penentuan Lebar Balok

Lebar balok minimum yang dirancang sebagai elemen struktur SRPMK diambil sebesar $0,3h$ atau 250 mm .

$$b_{min} = \max(0,3h; 250)$$

$$b_{min} = \max(0,3(600); 250)$$

$$b_{min} = 250 \text{ mm} \rightarrow \text{Digunakan lebar balok (b) sebesar } \mathbf{400 \text{ mm}}.$$

- Cek Persyaratan $L_n \geq 4d$

Sebagai asumsi awal, balok akan direncanakan dengan tebal selimut beton (c_c) sebesar 40 mm , diameter tulangan longitudinal (d_b) = 25 mm , dan diameter tulangan sengkang (d_s) = 10 mm . Karena kolom belum direncanakan, maka sebagai asumsi awal kolom yang ditumpu balok memiliki ukuran ($c_1 \times c_2$) $500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$.

➤ Tinggi Efektif (d)

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2}$$

$$d = 537,5 \text{ mm}$$

➤ Bentang Bersih (L_n)

$$L_n = L - \frac{c_1}{2} - \frac{c_1}{2}$$

$$L_n = 6500 - \frac{500}{2} - \frac{500}{2}$$

$$L_n = 6500 \text{ mm}$$

➤ Cek $L_n \geq 4d$

$$L_n \geq 4d$$

$$6500 \geq 4(537,5)$$

$$6500 \geq 2150$$

Karena $L_n \geq 4d$, maka sudah memenuhi persyaratan sebagai balok SRPMK

Tabel 2.4.8 Hasil Perhitungan *Preliminary Design Primary Beam*

Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Bentang Balok (L) (mm)	Bentang Bersih (L_n) (mm)	Tinggi efektif (d) (mm)	$L_n \geq 4d$
B1	400 x 600	6500	6000	537,5	Ya
B1	400 x 600	6000	5500	537,5	Ya
B2	300 x 550	5500	5000	487,5	Ya
B2	300 x 550	5000	4500	487,5	Ya
B3	300 x 450	3000	2500	387,5	Ya
B3	300 x 450	2500	2000	387,5	Ya

2.4.3 *Preliminary Design Secondary Beam*

Pada prinsipnya, penentuan dimensi awal dari balok sekunder sama dengan balok induk. Namun karena balok sekunder tidak didesain sebagai balok SRPMK, maka batasan dimensi yang diatur pada pasal 18.6.2 tidak harus dipenuhi dan lebar balok diambil sebesar $\frac{1}{2}$ hingga $\frac{2}{3}$ dari tinggi balok (McCormac Jack C. & Brown Russell H., 2013). Perencanaan dimensi awal balok sekunder meliputi dari balok bordes, balok lift, balok lisplang, dan balok anak. Hasil perhitungan untuk masing – masing jenis balok direkapitulasi pada Tabel 2.4.9.

Tabel 2.4.9 Hasil Perhitungan *Preliminary Design Secondary Beam*

Jenis Balok	Kondisi Tumpuan	Dimensi (b x h) (mm)	Bentang Balok (L) (mm)
BA1	Tumpuan Sederhana	350 x 550	6000
BA1	Satu Ujung Menerus	350 x 550	6000
BA2	Satu Ujung Menerus	300 x 500	5500

BA2	Tumpuan Sederhana	300 x 500	5000
BA3	Tumpuan Sederhana	200 x 300	2000
Balok Lisplang (BLP)	Satu Ujung Menerus	250 x 400	6000
Balok Lift (BL)	Tumpuan Sederhana	250 x 350	3000
Balok Bordes (BB)	Tumpuan Sederhana	250 x 350	2500

2.4.4 Preliminary Design Kolom

Kolom merupakan elemen struktur utama yang berfungsi untuk meneruskan beban yang diterima dari balok ke fondasi. *Preliminary design* kolom didasarkan pada SNI 2847:2019 pasal 18.7.2. Pada pasal ini menjelaskan bahwa dimensi kolom yang didesain sebagai kolom SRPMK tidak boleh kurang dari 300 mm. Selain itu, rasio dimensi penampang terkecil kolom terhadap dimensi tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4. Sebagai rencana awal, dimensi kolom yang digunakan mengikuti dari gambar rencana arsitektural, yaitu dengan ukuran 500 mm x 500 mm.

- Cek Dimensi Kolom Minimum

Pasal 18.7.2 menjelaskan dimensi kolom minimum adalah 300 mm, sedangkan kolom yang direncanakan memiliki dimensi 500 mm x 500 mm, sehingga sudah memenuhi persyaratan yang ditentukan.

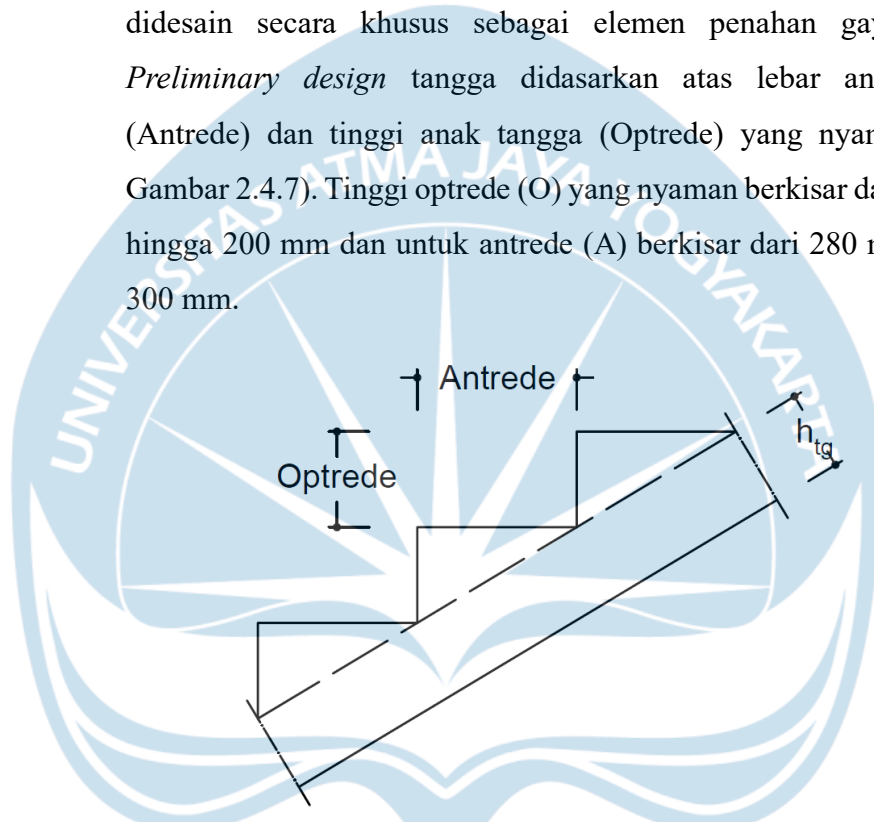
- Cek Rasio Dimensi Kolom

Kolom yang didesain sebagai SRPMK juga tidak boleh memiliki rasio dimensi terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya kurang dari 0,4. Karena kolom tersebut memiliki ukuran yang sama pada setiap sisinya, maka rasio dimensi kolom tersebut adalah 1,0

dan sudah melebihi dari 0,4, sehingga sudah memenuhi persyaratan yang ditentukan.

2.4.5 Preliminary Design Tangga dan Bordes

Tangga dan bordes merupakan struktur sekunder yang tidak didesain secara khusus sebagai elemen penahan gaya lateral. *Preliminary design* tangga didasarkan atas lebar anak tangga (Antrede) dan tinggi anak tangga (Optrede) yang nyaman (Lihat Gambar 2.4.7). Tinggi optrede (O) yang nyaman berkisar dari 150 mm hingga 200 mm dan untuk antrede (A) berkisar dari 280 mm hingga 300 mm.

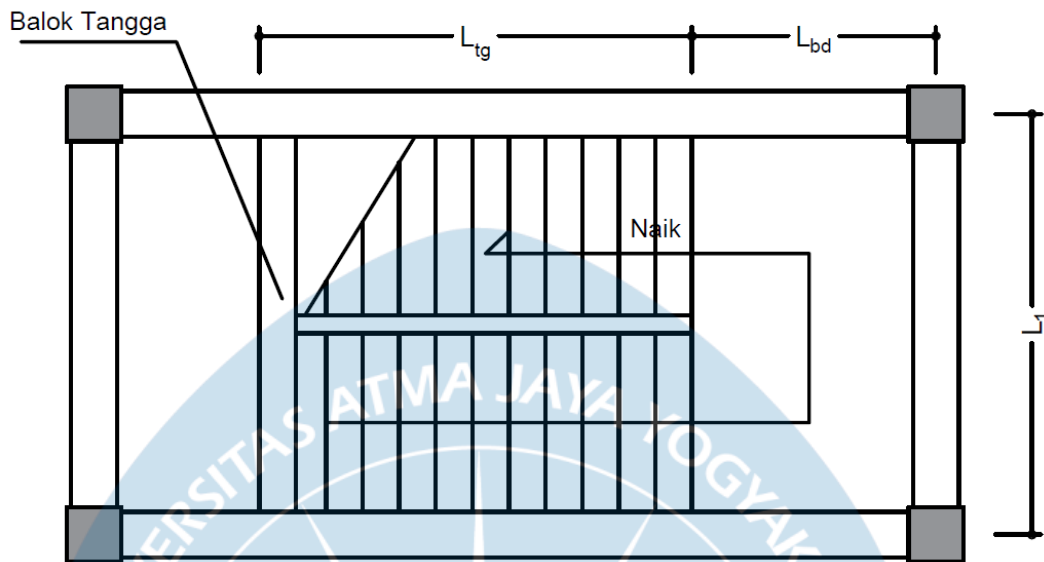


Gambar 2.4.7 Definisi Optrede dan Antrede pada Tangga

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 ($L_{bd} = \frac{1}{2} L_1$) (Lihat Gambar 2.4.8). Besarnya L_{tg} dapat ditentukan dari Persamaan (2.4.9) dengan h_{lt} merupakan tinggi antar lantai. Jumlah anak tangga ditentukan dari Persamaan (2.4.10).

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \frac{h_{lt}}{O} - 1 \right) A \quad (2.4.9)$$

$$n_{tg} = \frac{h_{lt}}{O} \quad (2.4.10)$$



Gambar 2.4.8 Denah Tangga dan Notasi

Tebal pelat tangga yang direncanakan (h_{tg}) ditentukan dari pendekatan tebal minimum pelat satu arah sesuai yang diatur dalam Tabel 2.4.1, 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_l) : 2500 mm
- Optrede : 170 mm
- Antrede : 280 mm
- Lebar Bordes (L_{bd}) : 1500 mm
- Tinggi Antar Lantai (h_{li}) : 3750 mm

Berdasarkan parameter yang telah ditetapkan, maka jumlah anak tangga dan juga besarnya L_{tg} dari hasil perhitungan melalui Persamaan (2.4.9) dan Persamaan (2.4.10) adalah sebagai berikut. Denah rencana tangga dapat dilihat pada Gambar 2.4.9.

- Jumlah Anak Tangga

$$n_{tg} = \frac{h_{lt}}{O}$$

$$n_{tg} = \frac{3750}{170}$$

$$n_{tg} = 22,06$$

$$n_{tg} \approx 22$$

- L_{tg}

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \frac{h_{lt}}{O} - 1 \right) A$$

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} (22) - 1 \right) (280)$$

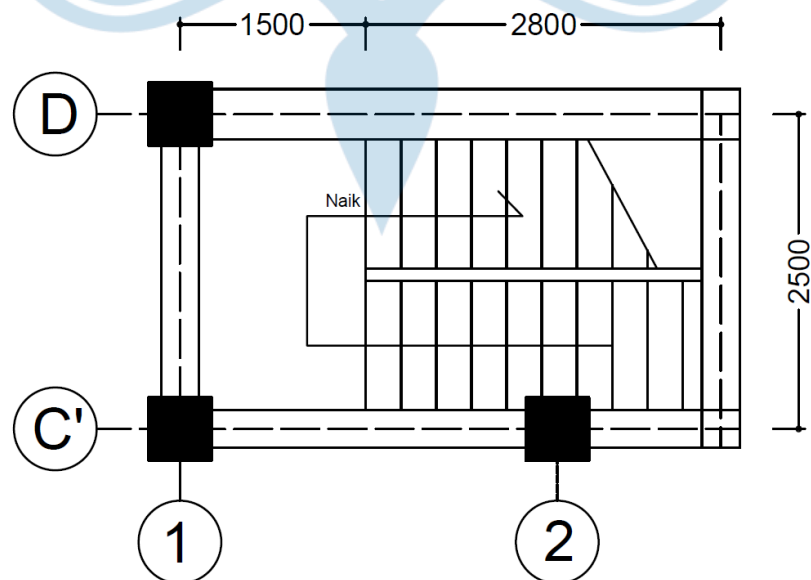
$$L_{tg} = 2800 \text{ mm}$$

- Sudut Kemiringan Tangga

$$\alpha = \arctan \left(\frac{O}{A} \right)$$

$$\alpha = \arctan \left(\frac{170}{280} \right)$$

$$\alpha = 31,26^\circ$$



Gambar 2.4.9 Denah Tangga pada Struktur yang Direncanakan

- Tebal Pelat Tangga dan Bordes

- Panjang Miring Tangga (L'_{tg})

$$L'_{tg} = \frac{L_{tg}}{\cos \alpha}$$

$$L'_{tg} = \frac{2800}{\cos 31,26}$$

$$L'_{tg} = 3275,54 \text{ mm}$$

- Tebal Pelat Tangga Minimum

Tumpuan dianggap satu ujung menerus karena pelat tangga akan menyatu secara monolit dengan bordes.

$$h_{tg} = \frac{L'_{tg}}{24}$$

$$h_{tg} = \frac{3275,54}{24}$$

$$h_{tg} = 136,48 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan yang telah diperoleh menyatakan tebal pelat tangga minimum adalah 136,46 mm, oleh karena itu digunakan tebal pelat tangga sebesar 150 mm.

- Tebal Pelat Bordes

Untuk tebal pelat bordes diambil sama dengan tebal pelat tangga yaitu sebesar 150 mm.

Denah penempatan balok dan kolom hasil *preliminary design* untuk masing – masing elemen struktur pada setiap lantai dan juga pembagian jenis pelat pada struktur yang direncanakan dapat dilihat pada Lampiran 95 hingga Lampiran 103.

2.5 Rencana Pembebanan Pelat Lantai dan Tangga

2.5.1 Rencana Pembebanan Pelat Lantai

Rencana pembebanan pelat lantai pada struktur gedung ini dibagi menjadi beberapa jenis sesuai dengan fungsi ruang.

Berdasarkan denah arsitektural terdapat 6 jenis fungsi pelat lantai, yaitu kamar tidur, kamar mandi, koridor, ruang pertemuan, ruang *air handling unit* (AHU), dan toren air. Beban yang direncanakan pada pelat meliputi berat sendiri pelat (DL), beban mati tambahan (SIDL), dan beban hidup (LL). Besarnya masing – masing beban didasarkan pada SNI 1727:2020 Pasal C3 dan Pasal 4.3 (Badan Standardisasi Nasional, 2020a). Rencana pembebanan pelat untuk masing – masing fungsi pelat dapat dilihat pada Tabel 2.5.1.

Tabel 2.5.1 Rencana Pembebanan Pelat Lantai Setiap Fungsi Pelat

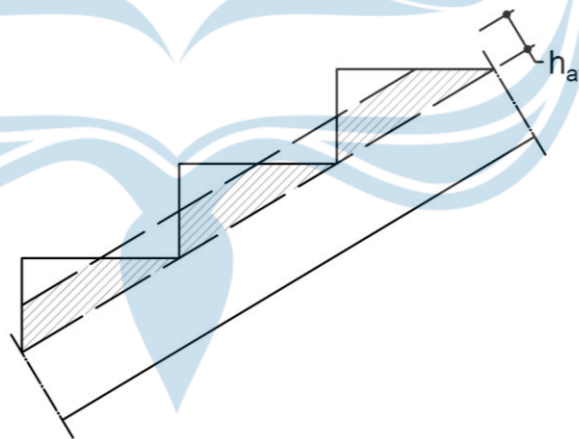
Fungsi Pelat	Jenis Beban	Tebal (mm) (1)	Berat Volume (kN/m ³) (2)	DL (kN/m ²) (3) = (1) x (2)	SIDL (kN/m ²) (3) = (1) x (2)	LL (kN/m ²)
Kamar Tidur	Berat Sendiri Pelat	140	24	3,36	-	1,92
	Pasir	50	18	-	0,90	
	Ubin + Spesi	50	21	-	1,05	
	Plafon	-	-	-	0,18	
	MEP	-	-	-	0,50	
	Total			3,36	2,63	1,92
Koridor	Berat Sendiri Pelat	140	24	3,36	-	4,79
	Pasir	50	18	-	0,90	
	Ubin + Spesi	50	21	-	1,05	
	Plafon	-	-	-	0,18	
	MEP	-	-	-	0,50	
	Total			3,36	2,63	4,79
Meeting Room	Berat Sendiri Pelat	140	24	3,36	-	4,79
	Pasir	50	18	-	0,90	

	Ubin + Spesi	50	21	-	1,05	
	Plafon	-	-	-	0,18	
	MEP	-	-	-	0,50	
	Total			3,36	2,63	4,79
Kamar Mandi	Berat Sendiri Pelat	140	24	3,36	-	
	Pasir	50	18	-	0,90	
	Ubin + Spesi	50	21	-	1,05	2,87
	Plafon	-	-	-	0,18	
	MEP	-	-	-	0,50	
	<i>Waterproofing</i>	-	-	-	0,26	
	Air	20	9,81	-	-	0,196
	Total			3,36	2,89	3,066
Atap AHU	Berat Sendiri Pelat	140	24	3,36	-	
	Pasir	50	18	-	0,90	
	Plafon	-	-	-	0,18	
	MEP	-	-	-	0,50	0,96
	<i>Floor Hardener</i>	3	22,5	-	0,0675	
	Mesin AHU	-	-	-	6	
	Total			3,36	7,648	0,96
Atap Toren	Berat Sendiri Pelat	140	24	3,36	-	
	Pasir	50	18	-	0,90	
	Plafon	-	-	-	0,18	7,41
	MEP	-	-	-	0,50	
	Toren	750	9,81	-	-	
	<i>Waterproofing</i>	-	-	-	0,26	
	Total			3,36	1,84	7,41

2.5.2 Rencana Pembebanan Tangga dan Bordes

Pembebanan yang bekerja pada tangga dan bordes meliputi beban mati dan beban hidup. Besarnya pembebanan yang bekerja pada struktur didasarkan pada SNI 1727:2020. Adapun beban mati yang bekerja pada tangga meliputi berat sendiri pelat tangga, berat anak tangga, berat ubin dan spesi, serta berat railing. Beban – beban yang bekerja pada bordes hampir sama dengan beban yang bekerja pada tangga, namun tidak terdapat beban anak tangga. Untuk menghitung berat anak tangga maka diperlukan menghitung tebal ekivalen anak tangga (h_{at}) (Lihat Gambar 2.5.1). Nilai h_{at} dapat dihitung melalui Persamaan (2.5.1). Berat sendiri tangga (w_{tg}) dan berat anak tangga (w_{at}) dapat dihitung melalui Persamaan (2.5.2) dan Persamaan (2.5.3). (2.4.8

$$h_{at} = \frac{1}{2} \frac{O \times A}{\sqrt{O^2 + A^2}} \quad (2.5.1)$$



Gambar 2.5.1 Tebal Ekivalen Anak Tangga

$$w_{tg} = \frac{\gamma_{beton} h_{tg}}{\cos \alpha} \quad (2.5.2)$$

$$w_{at} = \frac{\gamma_{beton} h_{at}}{\cos \alpha} \quad (2.5.3)$$

Besarnya beban mati pada struktur tangga yang direncanakan dapat dilihat pada uraian berikut, dimana beban yang bekerja meliputi

berat sendiri tangga, berat anak tangga, berat ubin dan spesi, serta berat railing. Untuk beban hidup pada tangga diambil sebesar 4,79 kN/m².

- Berat Sendiri Tangga

$$w_{tg} = \frac{\gamma_{beton} h_{tg}}{\cos \alpha}$$

$$w_{tg} = \frac{(24)(150)}{\cos 31,26}$$

$$w_{tg} = 4,212 \text{ kN/m}^2$$

- Berat Anak Tangga

- Tebal Ekuivalen Anak Tangga

$$h_{at} = \frac{1}{2} \frac{(O \times A)}{\sqrt{O^2 + A^2}}$$

$$h_{at} = \frac{1}{2} \frac{(170) \times (280)}{\sqrt{(170)^2 + (280)^2}}$$

$$h_{at} = 72,66 \text{ mm}$$

- Berat Anak Tangga

$$w_{at} = \frac{\gamma_{beton} h_{at}}{\cos \alpha}$$

$$w_{at} = \frac{(24)(72,66)}{\cos 31,26}$$

$$w_{at} = 2,04 \text{ kN/m}^2$$

- Berat Ubin dan Spesi (w_{us})

Tebal ubin dan spesi diambil sebesar 50 mm dengan berat volume sebesar 21 kN/m³. Berdasarkan hal tersebut, berat ubin dan spesi dari hasil perhitungan adalah w_{us} = 1,05 kN/m² yang diperoleh dari tebal ubin dikalikan dengan berat volumenya.

- Berat Railing (w_R)

Berat railing yang direncanakan pada tangga diambil sebesar $1,0 \text{ kN/m}^2$.

- Beban Mati Total (Q_{tg})

Beban mati total yang bekerja pada tangga adalah penjumlahan semua beban mati yang bekerja. Hasil perhitungan beban mati total yang bekerja pada tangga adalah $Q_{tg} = 8,302 \text{ kN/m}^2$.

Beban mati dan hidup yang bekerja pada bordes pada dasarnya adalah sama dengan tangga, namun tidak terdapat berat anak tangga, dan dalam menghitung berat sendiri bordes tidak perlu dibagi dengan $\cos \alpha$, karena pelat bordes dalam posisi horizontal.

- Berat Sendiri Bordes

$$w_{bd} = \gamma_{beton} h_{bd}$$

$$w_{tg} = 24(150)$$

$$w_{tg} = 3,600 \text{ kN/m}^2$$

- Berat Ubin dan Spesi (w_{us})

Tebal ubin dan spesi diambil sebesar 50 mm dengan berat volume sebesar 21 kN/m^3 . Berdasarkan hal tersebut, berat ubin dan spesi dari hasil perhitungan adalah $w_{us} = 1,05 \text{ kN/m}^2$ yang diperoleh dari tebal ubin dikalikan dengan berat volumenya.

- Berat Railing (w_R)

Berat railing yang direncanakan pada tangga diambil sebesar $1,0 \text{ kN/m}^2$.

- Beban Mati Total (Q_{bd})

Beban mati total yang bekerja pada tangga adalah penjumlahan semua beban mati yang bekerja. Hasil perhitungan beban mati total yang bekerja pada tangga adalah $Q_{tg} = 5,650 \text{ kN/m}^2$.

2.6 Rencana Beban Gempa Statik Ekuivalen

Rencana beban gempa statik ekuivalen didasarkan pada SNI 1726:2019 (Badan Standardisasi Nasional, 2019b). Terdapat beberapa tahapan yang harus dipenuhi dalam menghitung beban gempa statik ekuivalen rencana. SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1 menjelaskan bahwa gaya geser dasar akibat gempa dapat dihitung melalui Persamaan (2.6.1). Pada persamaan tersebut, C_s merupakan koefisien respon seismik yang ditentukan berdasarkan Pasal 7.8.1.1 dan W adalah berat seismik efektif 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 akibat beban gempa yang direncanakan tidak boleh melebihi batasan periode yang ditetapkan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2. Periode fundamental struktur merupakan waktu yang dibutuhkan oleh struktur untuk menyelesaikan satu siklus getaran ketika mengalami gangguan dari posisi keseimbangan statis ke posisi awal. Penentuan periode fundamental struktur perlu dilakukan karena akan berkaitan dengan koefisien respon seismik yang diperlukan untuk menghitung gaya geser dasar beda penurunan berlebih, maka dapat mengaki (Khan, 2013).

$$V = C_s W \quad (2.6.1)$$

2.6.1 Berat Seismik Efektif

Pasal 7.7.2 menjelaskan bahwa berat seismik efektif dari struktur harus dihitung berdasarkan beban mati, beban mati tambahan, dan beban lainnya. Adapun beban lainnya yang dimaksud pada pasal tersebut adalah sebagai berikut:

1. Pada daerah yang digunakan untuk penyimpanan harus menyertakan minimum 25% dari beban hidup. Terdapat dua pengecualian, apabila beban penyimpanan tidak melebihi dari 5% dari berat seismik efektif pada lantai tersebut, maka beban tidak perlu dimasukkan dalam berat seismik efektif dan beban hidup

lantai di tempat parkir umum serta struktur parkir terbuka tidak perlu dimasukkan.

2. Apabila persyaratan untuk partisi disyaratkan dalam SNI 1727 pasal 4.3.2, maka berat yang digunakan adalah berat yang terbesar antara berat partisi aktual atau berat 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.

Berdasarkan denah struktur, ruangan pada setiap lantai tidak ada yang difungsikan sebagai ruang penyimpanan, sehingga berat seismik efektif pada struktur ini dihitung berdasarkan beban mati dan beban mati tambahan yang bekerja pada struktur. Adapun berat masing – masing elemen struktur ditunjukkan pada Tabel 2.6.1. Selain itu, terdapat beban mati tambahan akibat adanya dinding yang menumpu pada balok, dimana besarnya beban dinding per satuan panjang bergantung dengan tinggi dinding (Lihat Tabel 2.6.2). Beban atap yang menumpu pada balok maupun kolom juga harus dihitung dalam berat seismik efektif struktur. Beban atap yang digunakan dalam perhitungan berat seismik efektif adalah hasil reaksi tumpuan dalam arah vertikal yang terbesar pada kedua sisi tumpuan akibat beban terfaktor (Lihat Tabel 2.6.3). Hasil perhitungan berat seismik efektif untuk masing – masing lantai ditunjukkan pada Tabel 2.6.4 hingga Tabel 2.6.9.

Tabel 2.6.1 Berat Setiap Elemen Struktur

Jenis Elemen Struktur	Berat Volume Beton (kN/m^3) (1)	Luas Penampang (m^2) (2)	Berat (kN/m) (3) = (1) x (2)
K1 500 x 500	24	0,25	6
B1 400 x 600		0,24	5,76
B2 300 x 550		0,165	3,96
B3 300 x 450		0,135	3,24

BA1 350 x 550		0,193	4,62
BA2 300 x 500		0,15	3,6
BA3 200 x 300		0,06	1,44
BLP 250 x 400		0,1	2,4
BL 250 x 350		0,088	2,1
BB 250 x 350		0,088	2,1

Tabel 2.6.2 Berat Dinding Per Satuan Panjang

Tipe Dinding	Beban (kN/m ²) (1)	Tinggi Dinding (m) (2)	Beban (kN/m) (3) = (1) x (2)
Dinding 3,75 m	1,5	3,75	5,625
Dinding 1,875 m		1,875	2,813
Dinding 3,0 m		3	4,5

Tabel 2.6.3 Berat Dinding Per Satuan Panjang

Lantai ke - i	Reaksi Tumpuan Kiri (kN)	Reaksi Tumpuan Kanan (kN)
4	26,78	28,53
5	23,49	18,72
6	9,63	9,28

Tabel 2.6.4 Berat Seismik Efektif Lantai 2

Jenis Beban	Luas atau Panjang (m ² atau m)	Berat Satuan (kN/m ² atau kN/m)	Jumlah	Berat (kN)
Pelat Tipe A	6,72 m ²	5,990	4	161,011
Pelat Tipe A'	6,75 m ²	5,990	16	646,920
Pelat Tipe B	5,64 m ²	5,990	1	33,784
Pelat Tipe B1'	2,13 m ²	6,250	16	213,000

Pelat Tipe B2'	2,13 m ²	5,990	16	204,139
Pelat Tipe C	8,84 m ²	5,990	1	52,952
Pelat Tipe C'	5,90 m ²	5,990	4	141,364
Pelat Tipe D1	2,12 m ²	5,990	5	63,494
Pelat Tipe D1'	3,73 m ²	6,250	2	46,625
Pelat Tipe D2'	3,73 m ²	5,990	2	44,685
Pelat Tipe E'	3,18 m ²	5,990	1	19,048
Pelat Tipe F'	2,20 m ²	5,990	1	13,178
Pelat Tangga	4,21 m ²	8,302	2	69,899
Pelat Bordes	3,75 m ²	5,650	1	21,188
B1 400 x 600	83 m	5,760	-	478,080
B2 300 x 550	57,5 m	3,960	-	227,700
B3 300 x 450	45,65 m	3,240	-	147,906
BA1 350 x 550	22 m	4,620	-	101,640
BA2 300 x 500	90 m	3,600	-	324,000
BA3 200 x 300	34 m	1,440	-	48,960
BLP 250 x 400	15 m	2,400	-	36,000
BL 250 x 350	9 m	2,100	-	18,900
BB 250 x 350	2 m	2,100	-	4,200
K1 500 x 500	109 m	6	-	654,000
Dinding 3,75 m	275 m	5,625	-	1546,875
Dinding 1,875 m	11,5 m	2,813	-	32,344
Railing	1,2 m	1	-	1,200
Total W ₂				5353,092

Tabel 2.6.5 Berat Seismik Efektif Lantai 3

Jenis Beban	Luas atau Panjang (m ² atau m)	Berat Satuan (kN/m ² atau kN/m)	Jumlah	Berat (kN)
Pelat Tipe A	6,72 m ²	5,990	4	161,011
Pelat Tipe A'	6,75 m ²	5,990	16	646,920
Pelat Tipe B	5,64 m ²	5,990	1	33,784
Pelat Tipe B1'	2,13 m ²	6,250	16	213,000
Pelat Tipe B2'	2,13 m ²	5,990	16	204,139
Pelat Tipe C	8,84 m ²	5,990	1	52,952
Pelat Tipe C'	5,90 m ²	5,990	4	141,364
Pelat Tipe D1	2,12 m ²	5,990	5	63,494
Pelat Tipe D1'	3,73 m ²	6,250	2	46,625

Pelat Tipe D2'	3,73 m ²	5,990	2	44,685
Pelat Tipe E'	3,18 m ²	5,990	1	19,048
Pelat Tipe F'	2,20 m ²	5,990	1	13,178
Pelat Tangga	4,21 m ²	8,302	2	69,899
Pelat Bordes	3,75 m ²	5,650	1	21,188
B1 400 x 600	83 m	5,760	-	478,080
B2 350 x 550	57,5 m	3,960	-	227,700
B3 300 x 450	45,65 m	3,240	-	147,906
BA1 350 x 550	22 m	4,620	-	101,640
BA2 300 x 500	90 m	3,600	-	324,000
BA3 200 x 300	34 m	1,440	-	48,960
BLP 250 x 400	15 m	2,400	-	36,000
BL 250 x 350	9 m	2,100	-	18,900
BB 250 x 350	2 m	2,100	-	4,200
K1 500 x 500	109 m	6	-	654,000
Dinding 3,75 m	275 m	5,625	-	1546,875
Dinding 1,875 m	11,5 m	2,813	-	32,344
Railing	1,2 m	1	-	1,200
Total W ₃				5353,092

Tabel 2.6.6 Berat Seismik Efektif Lantai 4

Jenis Beban	Luas atau Panjang (m ² atau m)	Berat Satuan (kN/m ² atau kN/m)	Jumlah	Berat (kN)
Pelat Tipe A	6,72 m ²	5,990	2	80,506
Pelat Tipe A'	6,75 m ²	5,990	6	242,595
Pelat Tipe B1'	2,13 m ²	6,250	6	79,875
Pelat Tipe B2'	2,13 m ²	5,990	6	76,552
Pelat Tipe C	8,84 m ²	5,990	1	52,952
Pelat Tipe D2	2,12 m ²	5,990	1	12,699
Pelat Tipe E	8,64 m ²	5,990	6	310,522
Pelat Tipe F	6,24 m ²	5,990	2	74,755
Pelat Tipe G	6,54 m ²	5,990	8	313,397
Pelat Tipe G'	6,75 m ²	5,990	2	80,865
Pelat Tipe H	4,56 m ²	5,990	2	54,629
Pelat Tipe H'	5,93 m ²	6,250	2	74,125
Pelat Tipe I	11,44 m ²	5,990	2	137,051
Pelat Tipe J	5,64 m ²	5,990	2	67,567

Pelat Tangga	4,21 m ²	8,302	2	69,899
Pelat Bordes	3,75 m ²	5,650	1	21,188
B1 400 x 600	70 m	5,760	-	403,200
B2 350 x 550	102 m	3,960	-	403,920
B3 300 x 450	15,35 m	3,240	-	49,734
BA1 350 x 550	22 m	4,620	-	101,640
BA2 300 x 500	75 m	3,600	-	270,000
BA3 200 x 300	12 m	1,440	-	17,280
BLP 250 x 400	15 m	2,400	-	36,000
BL 250 x 350	9 m	2,100	-	18,900
BB 250 x 350	2 m	2,100	-	4,200
K1 500 x 500	109 m	6	-	654,000
Dinding 3,75 m	165 m	5,625	-	928,125
Dinding 1,875 m	11,5 m	2,813	-	32,344
Railing	1,2 m	1	-	1,200
Total W ₄				4346,618

Tabel 2.6.7 Berat Seismik Efektif Lantai 5

Jenis Beban	Luas atau Panjang (m ² atau m)	Berat Satuan (kN/m ² atau kN/m)	Jumlah	Berat (kN)
Pelat Tipe A	6,72 m ²	5,990	2	80,506
Pelat Tipe A'	6,75 m ²	5,990	6	242,595
Pelat Tipe B	5,64 m ²	5,990	1	33,784
Pelat Tipe B1'	2,13 m ²	6,250	6	79,875
Pelat Tipe B2'	2,13 m ²	5,990	6	76,552
Pelat Tipe C	8,84 m ²	5,990	1	52,952
Pelat Tipe C'	5,90 m ²	5,990	4	141,364
Pelat Tipe D1'	3,73 m ²	6,250	2	46,625
Pelat Tipe D2'	3,73 m ²	5,990	2	44,685
Pelat Tipe F'	2,20 m ²	5,990	1	13,178
Pelat Tangga	4,21 m ²	8,302	2	69,899
Pelat Bordes	3,75 m ²	5,650	1	21,188
B1 400 x 600	75 m	5,760	-	432,000
B2 350 x 550	43 m	3,960	-	170,280
B3 300 x 450	19 m	3,240	-	61,56
BA1 350 x 550	22 m	4,620	-	101,640
BA2 300 x 500	40 m	3,600	-	144,000

BA3 200 x 300	12 m	1,440	-	17,280
BL 250 x 350	9 m	2,100	-	18,900
BB 250 x 350	2 m	2,100	-	4,200
K1 500 x 500	93,75 m	6	-	562,2
Dinding 3,75 m	122,5 m	5,625	-	689,063
Dinding 1,875 m	9 m	2,813	-	25,313
Beban Kuda-kuda	-	26,78	6	160,680
Railing	1,2	1	-	1,200
Total W_5				3290,617

Tabel 2.6.8 Berat Seismik Efektif Lantai 6

Jenis Beban	Luas atau Panjang (m^2 atau m)	Berat Satuan (kN/m^2 atau kN/m)	Jumlah	Berat (kN)
Pelat Tipe K1	7,02 m^2	11,008	2	154,545
Pelat Tipe K2	7,02 m^2	5,200	2	73,008
Pelat Tipe L1	5,41 m^2	11,008	2	119,101
Pelat Tipe L2	5,41 m^2	5,200	2	56,264
B1 400 x 600	28,5 m	5,760	-	164,160
B2 300 x 550	21 m	3,960	-	83,160
B3 300 x 450	13 m	3,240	-	42,12
BA1 350 x 550	18 m	4,620	-	83,160
BA2 300 x 500	15 m	3,600	-	54,000
K1 500 x 500	56,25 m	6,000	-	337,500
Dinding 3,75 m	29 m	4,500	-	130,500
Beban Lift	-	-	-	78
Beban Kuda-kuda	-	23,49	6	140,940
Total W_6				1516,46

Tabel 2.6.9 Berat Seismik Efektif Lantai Atap

Jenis Beban	Luas atau Panjang (m^2 atau m)	Berat Satuan (kN/m^2 atau kN/m)	Jumlah	Berat (kN)
B3 300 x 450	28,5 m	3,240	-	92,340
K1 500 x 500	6 m	6,000	-	36,000
Beban Kuda-kuda	-	10,2	6	61,2
Total W_{atap}				189,540

Tabel 2.6.10 Berat Seismik Efektif Masing – Masing Lantai

Lantai ke - i	Berat (kN)
2	5353,09
3	5353,09
4	4346,62
5	3290,62
6	1516,46
Atap	189,54
Total Berat (W)	20049,42

2.6.2 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur dapat diperoleh berdasarkan hasil pemodelan dan analisis struktur. Sebagai alternatif, diizinkan untuk menentukan Periode fundamental pendekatan (T_a) yang dihitung berdasarkan pasal 7.8.2.1 (Lihat Persamaan (2.6.2)), dengan C_t merupakan koefisien sistem struktur yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.6.11, h_n adalah ketinggian struktur dari dasar hingga tingkat tertinggi struktur, dan x ditentukan berdasarkan Tabel 2.6.11.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.6.2)$$

Periode fundamental struktur dari hasil analisis struktur tidak boleh melebihi batasan yang ditentukan berdasarkan Persamaan (2.6.3). Pada persamaan tersebut, C_u merupakan batasan atas pada periode yang dihitung dan ditentukan berdasarkan Tabel 2.6.12.

$$T_{maks} = C_u T_a \quad (2.6.3)$$

Tabel 2.6.11 Nilai Parameter C_t dan x (SNI 1726:2019 Tabel 18)

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 akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:	0,0724	0,8
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

Tabel 2.6.12 Nilai Parameter C_u Berdasarkan S_{D1} (SNI 1726:2019 Tabel 17)

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

- Periode Fundamental Pendekatan

Berdasarkan tipe struktur yang digunakan, yaitu struktur beton dengan pemikul momen khusus, maka nilai C_t dan x berdasarkan Tabel 2.6.11 berturut – turut adalah 0,0466 dan 0,9. Elevasi tertinggi pada struktur tersebut adalah 21,75 m, maka nilai T_a adalah sebagai berikut:

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$T_a = 0,0466 (21,75)^{0,9}$$

$$T_a = 0,745 \text{ detik}$$

- Batasan Periode Fundamental Struktur

Berdasarkan nilai S_{D1} yang telah dihitung dari perhitungan sebelumnya, yaitu $S_{D1} = 0,4979$ g maka nilai koefisien C_u berdasarkan Tabel 2.6.12 adalah 1,4.

$$T_{maks} = C_u T_a$$

$$T_{maks} = 1,4 (0,745)$$

$$T_{maks} = 1,043 \text{ detik}$$

2.6.3 Koefisien Respon Seismik

Penentuan koefisien respon seismik yang didasarkan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1 dapat dilihat pada Persamaan (2.6.4). Nilai C_s yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.6.4) tidak boleh melebihi dari batasan yang ditentukan dari Persamaan (2.6.5) apabila nilai $T \leq T_L$. Jika nilai $T > T_L$, maka nilai C_s tidak boleh melebihi batasan yang ditentukan berdasarkan Persamaan (2.6.6). T merupakan periode fundamental struktur dan T_L adalah periode panjang yang ditentukan berdasarkan lokasi struktur (Lihat Gambar 20 SNI 1726:2019 atau melalui website <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>). Nilai C_s juga tidak boleh kurang dari batasan yang ditentukan pada Persamaan (2.6.7). Apabila nilai S_1 yang telah dihitung melebihi dari 0,6 g, maka nilai C_s tidak boleh kurang dari batasan yang ditentukan pada Persamaan (2.6.8).

Pada Persamaan (2.6.4) hingga Persamaan (2.6.8) terdapat parameter I_e . I_e merupakan faktor keutamaan gempa yang berfungsi untuk memperhitungkan tingkat risiko terhadap kehidupan manusia, kesehatan, dan kesejahteraan yang terkait dengan kerusakan properti atau hilangnya fungsi bangunan (American Society of Civil

Engineers, 2016). Nilai I_e dapat ditentukan berdasarkan Tabel 4 SNI 1726:2019 (Lihat Tabel 2.6.13).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.6.4)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.6.5)$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.6.6)$$

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.6.7)$$

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.6.8)$$

Tabel 2.6.13 Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2019 Tabel 4)

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

- Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan Tabel 2.6.13 dan dengan kategori risiko II, diperoleh faktor keutamaan gempa untuk struktur ini adalah 1,0.

- Penentuan Koefisien Modifikasi Respon

➤ Nilai C_s

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{0,6337}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_s = 0,0792$$

➤ Batasan Maksimum C_s

Nilai T_L yang diperoleh dari website <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> adalah $T_L = 20$ detik. Karena nilai $T \leq T_L$ ($0,745 \leq 20$), maka batasan maksimum C_s ditentukan berdasarkan Persamaan (2.6.5).

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

$$C_s = \frac{0,4979}{0,745 \times \left(\frac{8}{1} \right)}$$

$$C_s = 0,0836$$

➤ Batasan Minimum C_s

Batasan minimum C_s ditentukan berdasarkan Persamaan (2.6.7) 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.

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa nilai C_s yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.6.4) tidak melebihi dari batasan atas yang ditentukan berdasarkan Persamaan (2.6.5) dan batasan bawah berdasarkan Persamaan (2.6.7), sehingga digunakan nilai $C_s = 0,0792$.

2.6.4 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan Persamaan (2.6.1) gaya geser dasar seismik pada struktur ini adalah sebagai berikut:

$$V = C_s W$$

$$V = 0,0792 \times 20049$$

$$V = 1588,2 \text{ kN}$$

2.6.5 Distribusi Vertikal dan Horizontal Gaya Seismik

Gaya gempa lateral yang didistribusikan pada masing – masing tingkat diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3 (Lihat Persamaan (2.6.9)). C_{vx} merupakan faktor distribusi vertikal yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.6.10). Pada Persamaan (2.6.10) w_i merupakan berat seismik efektif pada tingkat ke – i , h_i adalah ketinggian tingkat ke – i dari dasar, dan k merupakan eksponen yang terkait dengan periode struktur. k bernilai 1 apabila $T \leq 0,5$ detik dan bernilai 2 apabila $T \geq 2,5$ detik. Jika $0,5 < T < 2,5$ detik, maka nilai k ditentukan berdasarkan interpolasi linier antara 1 dan 2.

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.6.9)$$

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.6.10)$$

Gaya geser desain pada masing – masing tingkat (V_x) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal penahan gaya seismik pada tingkat yang ditinjau berdasarkan kekakuan lateral. Distribusi horizontal gaya seismik diatur dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.4 (Lihat Persamaan (2.6.11)), dimana F_i merupakan gaya seismik lateral pada tingkat ke – i .

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.6.11)$$

Berdasarkan periode fundamental pendekatan yang telah dihitung ($T = 0,745$ detik), maka nilai k ditentukan berdasarkan interpolasi.

$$\frac{2 - k}{k - 1} = \frac{2,5 - 0,745}{0,745 - 0,5}$$

$$\frac{2 - k}{k - 1} = \frac{1,755}{0,245}$$

$$k = 1,122$$

Hasil perhitungan distribusi vertikal dan horizontal pada masing – masing tingkat dapat dilihat pada Tabel 2.6.14.

Tabel 2.6.14 Distribusi Gaya Lateral Pada Masing – Masing Lantai

Lantai ke – i	w_i (kN)	h_i (m)	$w_i h_i^k$	C_{vi}	F_i (kN)	V_i (kN)
Atap	189,54	21,75	6010,8	0,02	37,26	37,26
6	1516,458	18,75	40711,0	0,16	252,34	289,59
5	3290,617	15	68767,3	0,27	426,24	715,83
4	4346,618	11,25	65768,6	0,26	407,65	1123,48
3	5353,092	7,5	51382,8	0,20	318,48	1441,96
2	5353,092	3,75	23600,8	0,09	146,28	1588,25
$\sum w_i =$	20049,42	$\sum w_i h_i^k =$	256241,5		1588,25	

2.7 Pemodelan Struktur dan Kontrol Ketidakberaturan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan untuk melakukan analisis struktur bangunan tahan gempa dan untuk mendapatkan gaya dalam (Gaya aksial, gaya geser, dan momen lentur). Struktur akan dimodelkan secara 3D dengan menggunakan bantuan *software* analisis struktur yaitu ETABS. Kriteria pemodelan masing – masing elemen struktur mengikuti standar yang diatur dalam SNI 1726:2019 maupun SNI 2847:2019.

2.7.1 Pemodelan Elemen Struktur

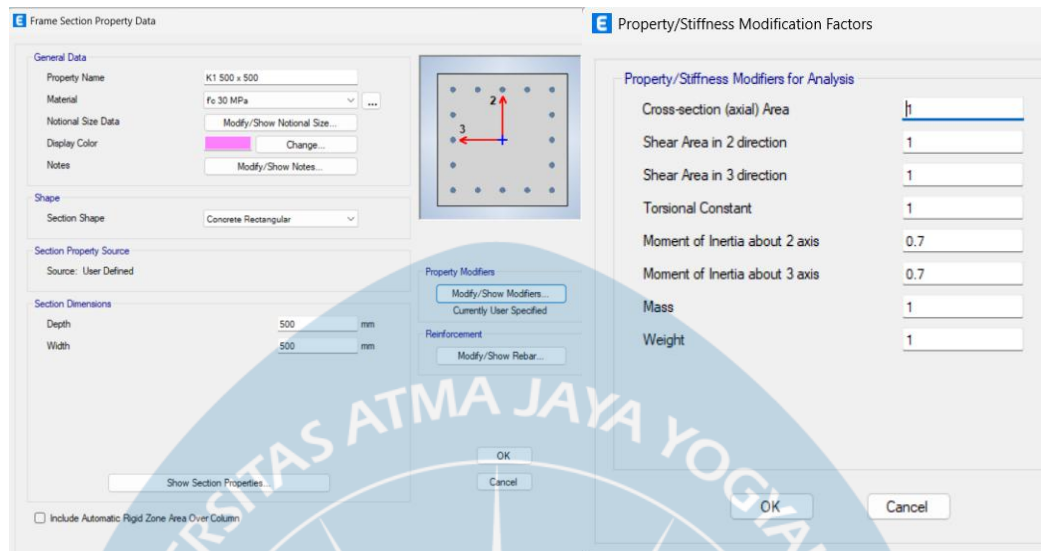
Pemodelan elemen struktur didasarkan dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.7.3. Pada pasal ini menjelaskan bahwa dalam pemodelan masing – masing elemen struktur harus memperhitungkan pengaruh penampang retak. Material beton bertulang memiliki permasalahan yang kompleks mengenai pengaruh retak pada beton akibat rendahnya kekuatan tarik pada beton. Adanya pengaruh retak pada beton bertulang akan menimbulkan diskontinuitas regangan pada beton dan menurunkan kekakuan elemen struktur (Nuroji et al., 2010), sehingga

dalam pemodelan perlu melakukan modifikasi kekakuan setiap elemen struktur.

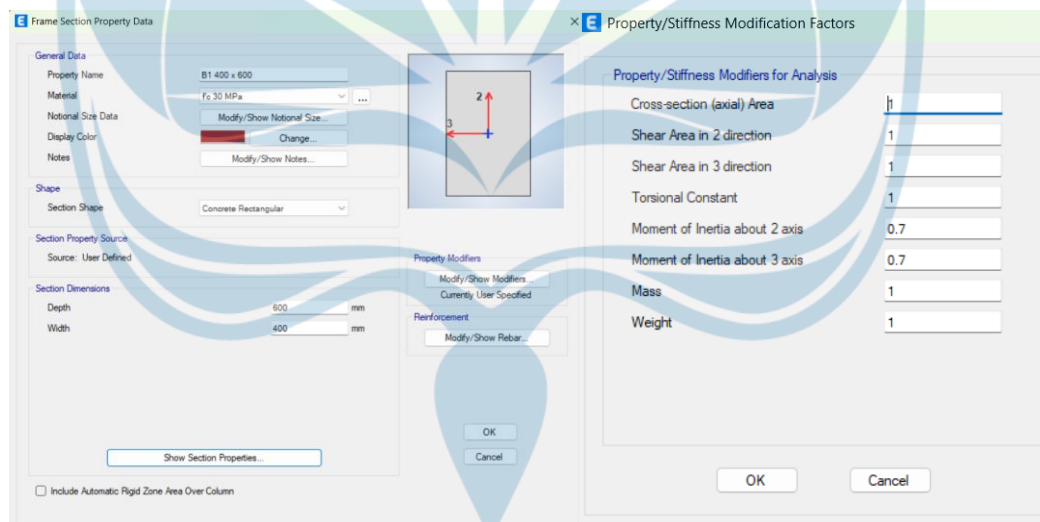
SNI 2847:2019 Pasal 6.6.3.1.1 memberikan modifikasi momen inersia untuk masing – masing elemen struktur (Lihat Tabel 2.7.1). Apabila dalam pemodelan elemen balok dimodelkan sebagai balok empat persegi panjang, maka untuk memperhitungkan pengaruh sayap (sebagai balok T), momen inersia balok yang tertera pada tTabel 2.7.1 perlu dikalikan dua, sehingga menjadi $0,7 I_g$. Pemodelan masing – masing elemen struktur dapat dilihat pada Gambar 2.7.1 hingga Gambar 2.7.3. Pemodelan pelat lantai dimodelkan sebagai *membrane* sehingga pelat tidak memiliki kekakuan bidang dan distribusi beban yang dihitung oleh ETABS berdasarkan *tributary area* sehingga beban yang ditahan oleh pelat langsung disalurkan pada balok. Pemodelan diafragma pada struktur ini dimodelkan sebagai *rigid diaphragm* mengikuti yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.3.1.2 (Lihat Gambar 2.7.4)

Tabel 2.7.1 Modifikasi Momen Inersia Penampang Retak
(SNI 2847:2019 Tabel 6.6.3.1.1(a))

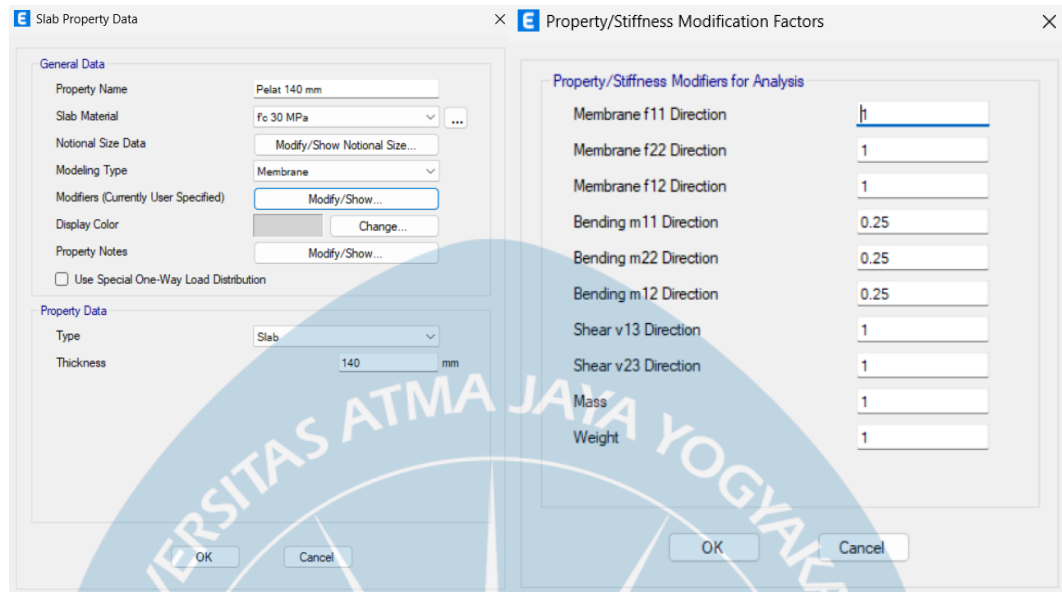
Bagian dan Kondisi		Momen Inersia	Luas Penampang
Kolom		$0,70 I_g$	$1,0 A_g$
Dinding	Tidak Retak	$0,70 I_g$	
	Retak	$0,35 I_g$	
Balok		$0,35 I_g$	
Pelat datar dan <i>slab</i> datar		$0,25 I_g$	



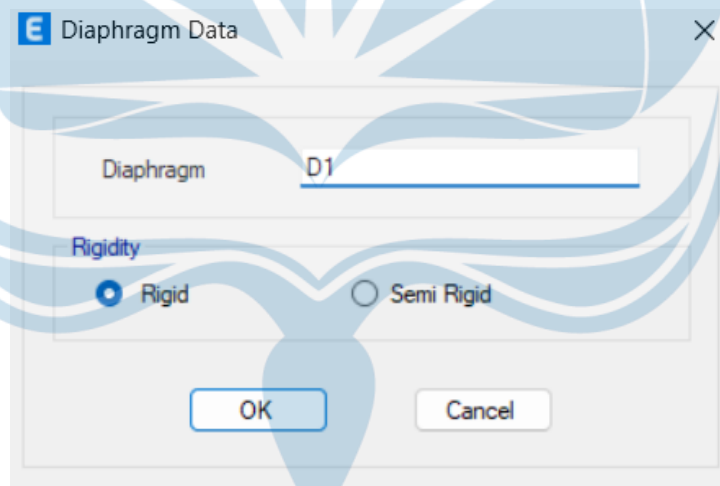
Gambar 2.7.1 Pemodelan Elemen Struktur (Kolom)



Gambar 2.7.2 Pemodelan Elemen Struktur (Balok)

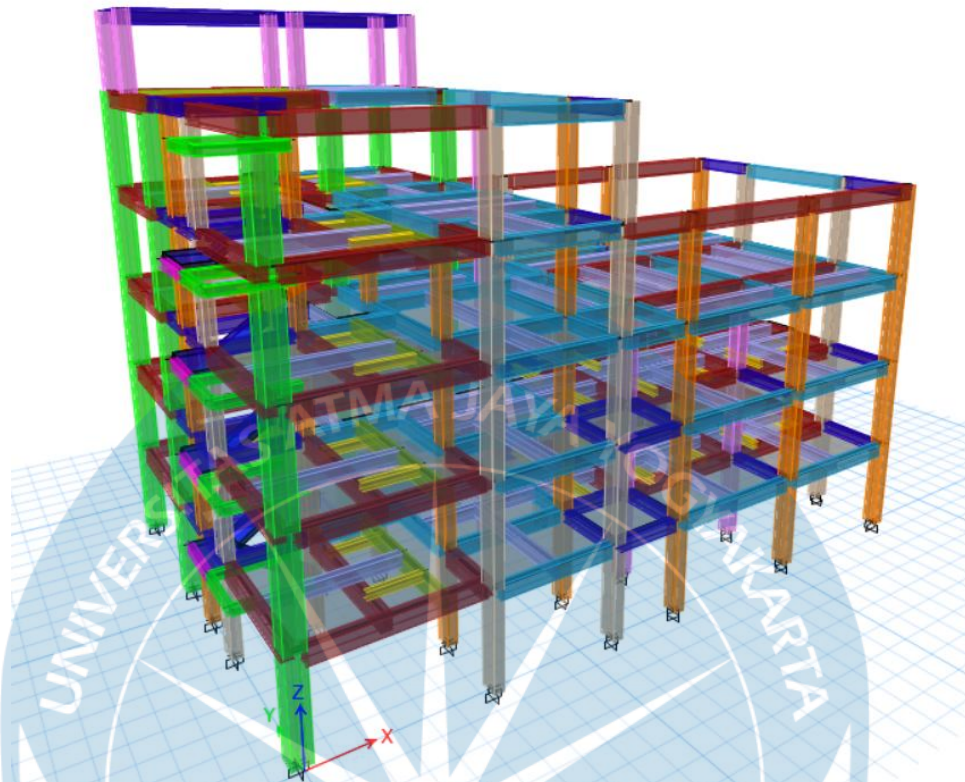


Gambar 2.7.3 Pemodelan Elemen Struktur (Pelat)



Gambar 2.7.4 Pemodelan Diafragma

Dalam melakukan pemodelan, struktur tangga juga dimodelkan dalam satu kesatuan struktur supaya pemodelan yang dilakukan sesuai dengan kondisi aktual di lapangan dan adanya model tangga pada struktur akan mempengaruhi kekakuan struktur. Tumpuan pada setiap kolom dimodelkan sebagai tumpuan jepit, karena pada struktur ini tidak terdapat *tie beam* atau *sloof*. Hasil pemodelan yang telah dilakukan dapat dilihat pada Gambar 2.7.5.



Gambar 2.7.5 Pemodelan Akhir Struktur

2.7.2 Kombinasi Pembebanan

- Kombinasi Dasar Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam pemodelan struktur ini didasarkan pada SNI 1727:2020. Berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 2.3.1 dan Pasal 2.3.6, terdapat lima kombinasi dasar pembebanan, yaitu sebagai berikut:

- 1) **1,4 D**
- 2) **1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r atau R)**
- 3) **1,2 D + 1,6 (L_r atau S atau R) + (L atau 0,5 W)**
- 4) **1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r atau S atau R)**
- 5) **1,2 D + 1,0 L + 1,0 E**
- 6) **0,9 D + 1,0 W**
- 7) **0,9 D + 1,0 E**

Berdasarkan tujuh kombinasi dasar tersebut, hanya kombinasi akibat beban gravitasi dan kombinasi gempa (kombinasi 1, 2, 5, dan 7) yang akan digunakan, karena pada kombinasi lainnya mengakomodasi beban angin maupun beban salju dimana mayoritas iklim di Indonesia adalah iklim tropis.

- Pengaruh Gempa Vertikal dan Gempa Horizontal

Pada kombinasi gempa (E) (kombinasi 5 dan 7) harus memperhitungkan pengaruh gempa horizontal (E_h) dan gempa vertikal (E_v) sesuai yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2. Pengaruh E_h dan E_v pada kombinasi gempa dapat dilihat pada Persamaan (2.7.1) dan Persamaan (2.7.2). Kombinasi gempa pada Persamaan (2.7.1) akan menambah pengaruh desak, sedangkan pada Persamaan (2.7.2) akan menambah pengaruh tarik.

$$E = E_h + E_v \quad (2.7.1)$$

$$E = E_h - E_v \quad (2.7.2)$$

Pengaruh beban gempa horizontal (E_h) dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.7.3), dengan ρ adalah faktor redundansi yang nilainya didasarkan pada SNI 1726:2019 pasal 7.3.4, dan Q_E adalah pengaruh gaya gempa horizontal dari V . Adapun pengaruh beban gempa vertikal (E_v) dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.7.4), dengan S_{DS} merupakan percepatan respons spektral desain dan D adalah pengaruh beban mati. Nilai faktor redundansi (ρ) ditentukan berdasarkan KDS dari struktur yang ditinjau. Berdasarkan pasal 7.3.4.1, nilai $\rho = 1,0$ apabila struktur tergolong dalam KDS B atau C, namun apabila struktur tergolong dalam KDS D hingga F, maka berdasarkan pasal 7.3.4.2, nilai ρ diambil sebesar 1,3. Dengan memperhitungkan pengaruh gempa vertikal dan gempa horizontal, maka kombinasi 5 dan 7 menjadi seperti Persamaan (2.7.5) dan Persamaan (2.7.6).

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.7.3)$$

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad (2.7.4)$$

$$1,2D + 1,0L + 1,0E \rightarrow (1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + L \quad (2.7.5)$$

$$0,9D + 1,0E \rightarrow (0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho Q_E \quad (2.7.6)$$

- Arah Pembebanan Gempa

Gaya gempa akan disalurkan pada struktur melalui percepatan tanah yang datangnya dari segala arah relatif terhadap arah ortogonal struktur. Oleh sebab itu, efek dari gempa akan terjadi pada kedua arah secara bersamaan (American Society of Civil Engineers, 2016). Sesuai dengan yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.5, arah penerapan beban gempa yang digunakan dalam desain merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Pada pasal ini membagi kriteria arah pembebanan untuk masing – masing KDS. Untuk struktur yang tergolong dalam KDS D hingga F, terdapat dua prosedur yang dapat digunakan, yaitu prosedur kombinasi ortogonal dan penerapan serentak gerak tanah ortogonal. Prosedur kombinasi ortogonal dipilih karena prosedur ini berlaku untuk analisis gempa statik ekuivalen.

Prosedur kombinasi ortogonal atau yang dikenal sebagai “30% rule” menerapkan 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus nya. Prosedur ini dikenalkan oleh Rosenblueth & Contreras (1977) dan dapat diterapkan untuk setiap struktur yang elastis. Dengan mengombinasikan beban gempa pada setiap arah dan torsi tak terduga sesuai yang diatur dalam Pasal 7.8.4.2, akan dihasilkan 16 kombinasi yaitu sebagai berikut:

$$\triangleright Q_E = \pm Q_{E_X+AT} \pm 0,3Q_{E_Y}$$

$$\triangleright Q_E = \pm Q_{E_X-AT} \pm 0,3Q_{E_Y}$$

$$\triangleright Q_E = \pm Q_{E_Y+AT} \pm 0,3Q_{E_X}$$

$$\triangleright Q_E = \pm Q_{E_Y-AT} \pm 0,3Q_{E_X}$$

Dimana Q_{E_X} dan Q_{E_Y} merupakan pengaruh gempa pada arah X dan Y yang bekerja pada pusat massa struktur dan AT (*Accidental Torsion*) merupakan pengaruh torsi tak terduga sesuai dengan yang diatur dalam Pasal 7.8.4.2.

- Kombinasi Pembebanan Pengaruh Gravitasi dan Gempa

Berdasarkan kombinasi pembebanan pengaruh gravitasi dan pengaruh gempa, maka diperoleh kombinasi beban yang digunakan direkapitulasi pada Tabel 2.7.2. Dengan memperhatikan pengaruh torsi tak terduga, maka total kombinasi menjadi $2+16+16 = 34$ kombinasi beban.

Tabel 2.7.2 Kombinasi Beban Pengaruh Beban Gravitasi dan Gempa

No	Kombinasi
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6 L
3	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
4	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
5	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
6	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
7	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
8	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,3 \rho E_x - \rho E_y$
9	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
10	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,3 \rho E_x - \rho E_y$
11	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
12	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
13	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
14	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
15	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
16	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y$
17	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
18	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y$

Struktur ini tergolong dalam KDS D, sehingga nilai $\rho = 1,3$.

Dengan nilai $S_{DS} = 0,6337$ g dan $\rho = 1,3$, maka kombinasi

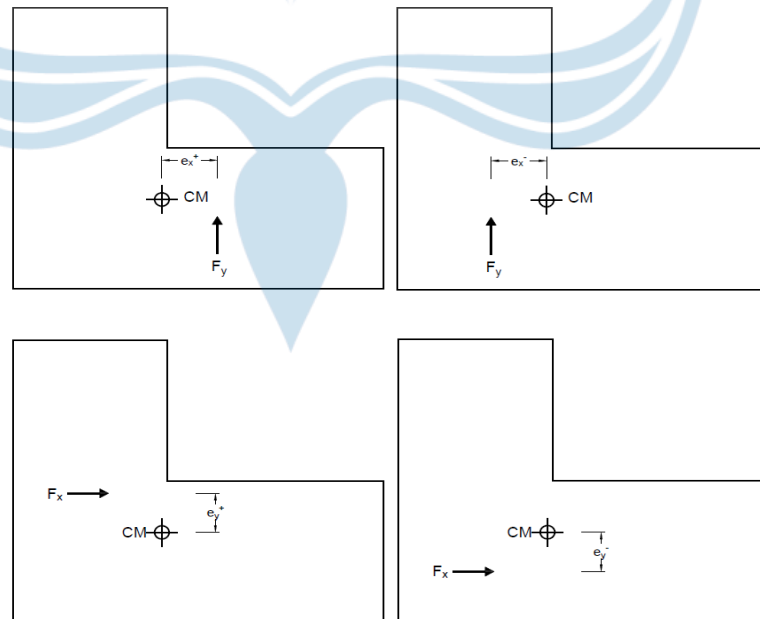
pembebanan yang digunakan dalam pemodelan struktur ini ditunjukkan pada Tabel 2.7.3.

Tabel 2.7.3 Kombinasi Beban pada Struktur yang Direncanakan

No	Kombinasi
1	1,4 (D+SIDL)
2	1,2 (D+SIDL) + 1,6 L
3	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 1,3 E_{x1} + 0,39 E_{y1}
4	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 1,3 E_{x1} - 0,39 E_{y1}
5	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 1,3 E_{x1} + 0,39 E_{y1}
6	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 1,3 E_{x1} - 0,39 E_{y1}
7	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 0,39 E_{x1} + 1,3 E_{y1}
8	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 0,39 E_{x1} - 1,3 E_{y1}
9	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 0,39 E_{x1} + 1,3 E_{y1}
10	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 0,39 E_{x1} - 1,3 E_{y1}
11	0,773 (D+SIDL) + 1,3 E_{x1} + 0,39 E_{y1}
12	0,773 (D+SIDL) + 1,3 E_{x1} - 0,39 E_{y1}
13	0,773 (D+SIDL) - 1,3 E_{x1} + 0,39 E_{y1}
14	0,773 (D+SIDL) - 1,3 E_{x1} - 0,39 E_{y1}
15	0,773 (D+SIDL) + 0,39 E_{x1} + 1,3 E_{y1}
16	0,773 (D+SIDL) + 0,39 E_{x1} - 1,3 E_{y1}
17	0,773 (D+SIDL) - 0,39 E_{x1} + 1,3 E_{y1}
18	0,773 (D+SIDL) - 0,39 E_{x1} - 1,3 E_{y1}
19	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 1,3 E_{x2} + 0,39 E_{y2}
20	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 1,3 E_{x2} - 0,39 E_{y2}
21	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 1,3 E_{x2} + 0,39 E_{y2}
22	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 1,3 E_{x2} - 0,39 E_{y2}
23	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 0,39 E_{x2} + 1,3 E_{y2}
24	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L + 0,39 E_{x2} - 1,3 E_{y2}
25	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 0,39 E_{x2} + 1,3 E_{y2}
26	1,327 (D+SIDL) + 1,0 L - 0,39 E_{x2} - 1,3 E_{y2}
27	0,773 (D+SIDL) + 1,3 E_{x2} + 0,39 E_{y2}
28	0,773 (D+SIDL) + 1,3 E_{x2} - 0,39 E_{y2}
29	0,773 (D+SIDL) - 1,3 E_{x2} + 0,39 E_{y2}
30	0,773 (D+SIDL) - 1,3 E_{x2} - 0,39 E_{y2}
31	0,773 (D+SIDL) + 0,39 E_{x2} + 1,3 E_{y2}
32	0,773 (D+SIDL) + 0,39 E_{x2} - 1,3 E_{y2}
33	0,773 (D+SIDL) - 0,39 E_{x2} + 1,3 E_{y2}
34	0,773 (D+SIDL) - 0,39 E_{x2} - 1,3 E_{y2}

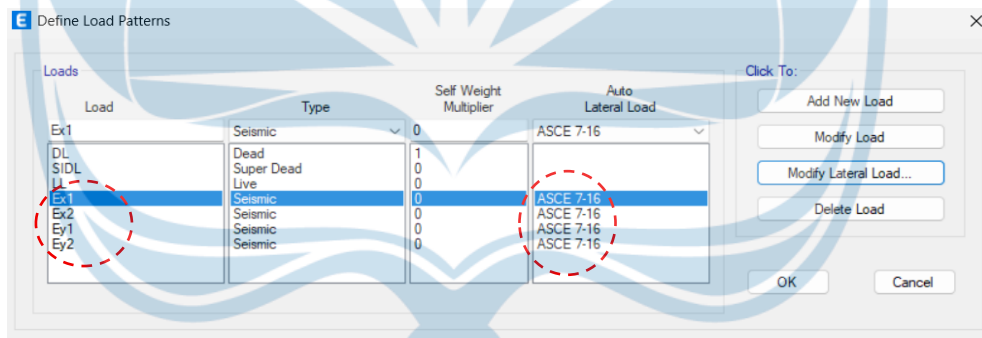
2.7.3 Pemodelan Beban Gempa

Pemodelan beban gempa didasarkan sesuai yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4.1 dan Pasal 7.8.4.2. Pada kedua pasal tersebut menjelaskan bahwa distribusi gaya lateral pada setiap lantai harus memperhitungkan adanya pengaruh momen torsi bawaan karena eksentrisitas pusat massa dan pusat kekakuan struktur (M_t). Selain itu, dalam pemodelan juga harus menyertakan momen torsi tak terduga (M_{ta}) akibat terjadinya perpindahan pusat massa dari lokasi aktual struktur, dengan asumsi jarak sebesar 5% dari dimensi struktur tegak lurus terhadap gaya yang diterapkan pada masing – masing arah. Tujuan pengaplikasian momen torsi tak terduga pada pemodelan struktur adalah untuk menentukan keberadaan ketidakberaturan horizontal pada struktur yang didesain. Perhitungan momen torsi tak terduga akan dihitung pada dua kondisi untuk masing – masing arah. Kondisi yang pertama adalah saat eksentrisitas positif dan kondisi kedua saat eksentrisitas negatif (Lihat Gambar 2.7.6).

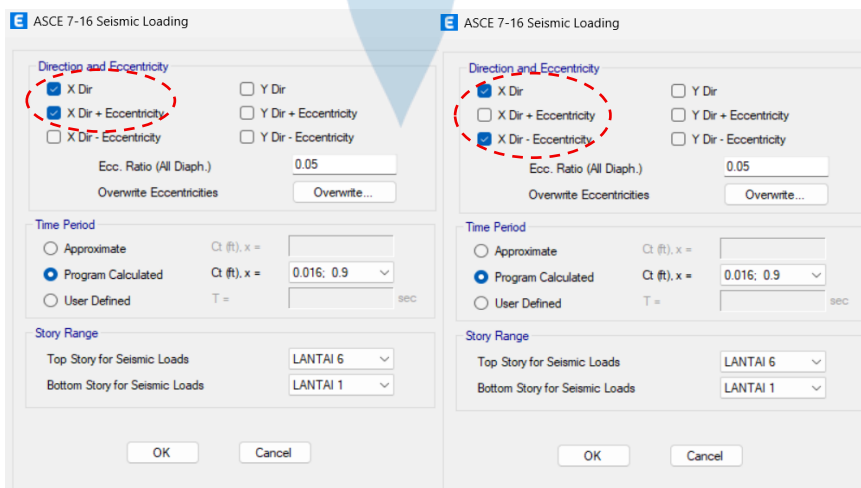


Gambar 2.7.6 Eksentrisitas Gaya Lateral Pada Struktur

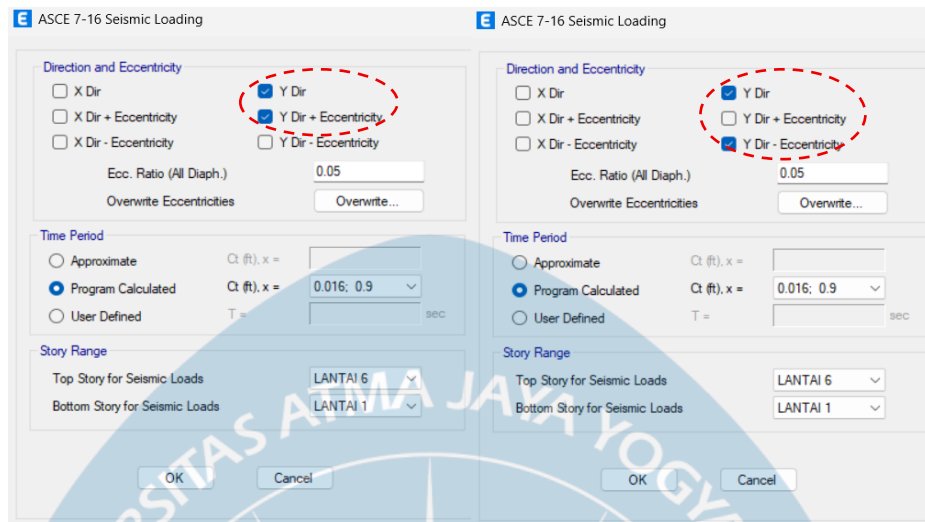
Momen torsi tak terduga akan dihitung secara otomatis menggunakan ETABS. Adapun terdapat beberapa hal yang harus diperhatikan dalam memodelkan beban gempa statik pada ETABS. Pemodelan beban gempa mengacu pada SNI 1726:2019, maka pada ETABS pengaturan beban gempa diatur sesuai dengan ASCE 7-16 (Standar acuan dari SNI 1726:2019) (Lihat Gambar 2.7.7). Selanjutnya, supaya ETABS dapat menghitung momen torsi tak terduga secara otomatis, pada pengaturan beban gempa, ceklist eksentrisitas pada masing – masing arah harus dipastikan sudah terisi (Lihat Gambar 2.7.8 hingga Gambar 2.7.9) dan nilai *eccentricity ratio* diisi sebesar 0,05. Indeks 1 dan 2 pada masing – masing arah beban gempa menunjukkan kondisi eksentrisitas (Lihat Gambar 2.7.6). Indeks 1 menunjukkan eksentrisitas positif dan indeks 2 menunjukkan eksentrisitas negatif.



Gambar 2.7.7 Pengaturan Beban Gempa pada *Software* ETABS



Gambar 2.7.8 Pengaturan Momen Torsi Tak Terduga pada Gempa Arah X



Gambar 2.7.9 Pengaturan Momen Torsi Tak Terduga pada Gempa Arah Y

2.7.4 Ketidakberaturan Struktur

Setiap struktur dapat diklasifikasikan sebagai struktur yang beraturan dan struktur yang tidak beraturan. Klasifikasi ketidakberaturan struktur bergantung pada konfigurasi yang terdapat pada struktur tersebut. Konfigurasi dari setiap struktur secara signifikan berpengaruh pada performanya ketika terjadi gempa kuat. Struktur dapat diklasifikasikan dalam dua konfigurasi, yaitu vertikal dan horizontal. Pada struktur yang tidak beraturan perilaku inelastik struktur hanya terkonsentrasi oleh ketidakberaturan dan dapat mengakibatkan kegagalan yang begitu cepat pada elemen struktur bahkan terjadinya kemiringan (American Society of Civil Engineers, 2016).

Klasifikasi ketidakberaturan horizontal dan vertikal diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2. Struktur dapat diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan horizontal apabila memenuhi dari tabel 13 SNI 1726:2019 dan dapat diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan vertikal apabila memenuhi dari tabel 14 SNI 1726:2019. Ketidakberaturan horizontal terbagi menjadi lima tipe, yaitu

ketidakberaturan torsi, sudut dalam, diskontinuitas diafragma, pergeseran tegak lurus bidang, dan sistem non paralel. Ketidakberaturan vertikal juga terbagi menjadi lima jenis, yaitu ketidakberaturan tingkat lunak (*soft story*), massa, geometri vertikal, diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral dan tingkat lemah akibat diskontinuitas kekuatan lateral.

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a (Torsi)

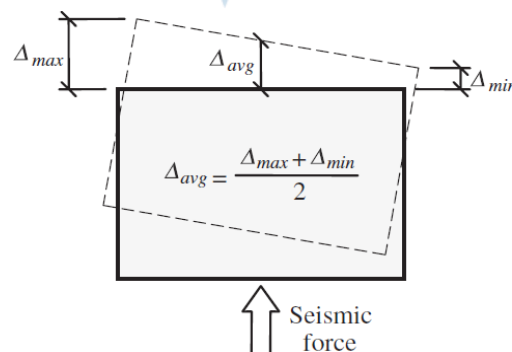
Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila simpang antar lantai terbesar (Δ_{max}) yang dihitung termasuk torsi tak terduga pada salah satu ujung struktur yang melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 simpangan antar lantai rerata (Δ_{avg}) di kedua ujung struktur (Lihat Gambar 2.7.10). Secara matematis, ketidakberaturan horizontal tipe 1a didefinisikan ada, sesuai dengan Persamaan (2.7.7)

$$\frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} > 1,2 \quad (2.7.7)$$

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1b (Torsi Berlebih)

Pada prinsipnya ketidakberaturan ini sama dengan tipe 1a, namun rasio Δ_{max} terhadap Δ_{avg} melebihi 1,4 (Lihat Persamaan (2.7.8)).

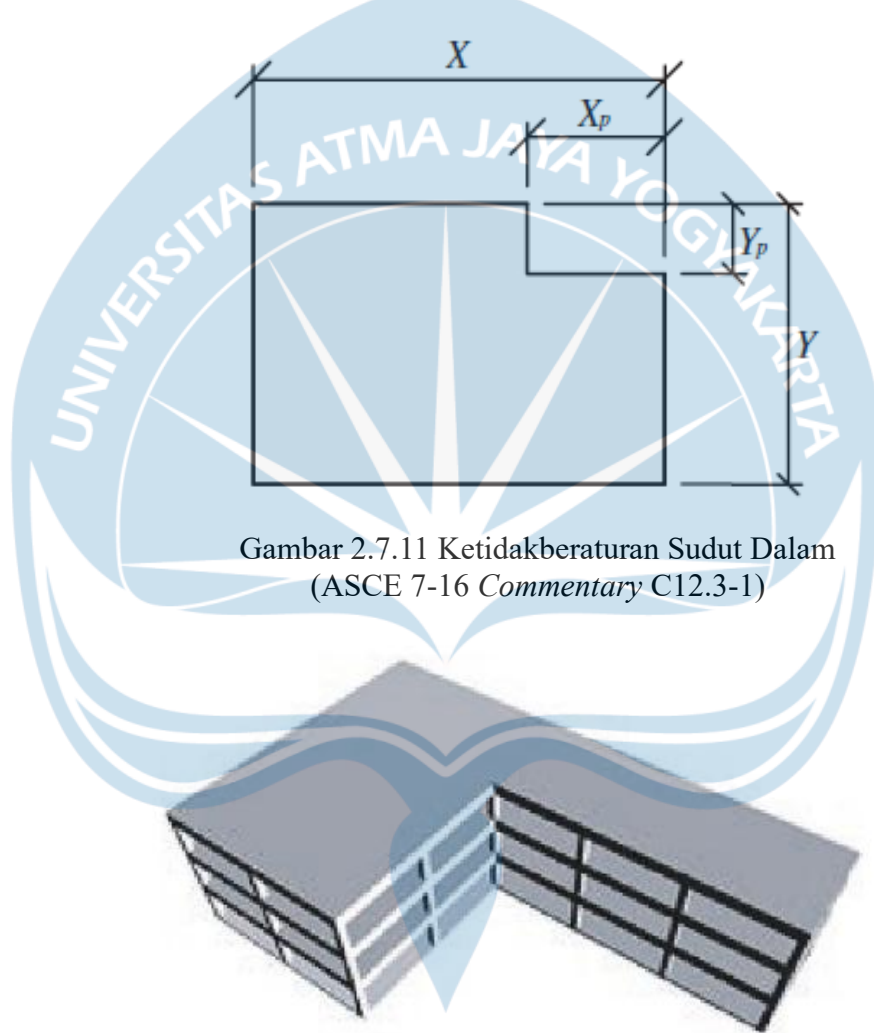
$$\frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} > 1,4 \quad (2.7.8)$$



Gambar 2.7.10 Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a dan 1b (ASCE 7-16 Commentary C12.3-1)

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2 (Sudut Dalam)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau (Lihat Gambar 2.7.11 dan Gambar 2.7.12).



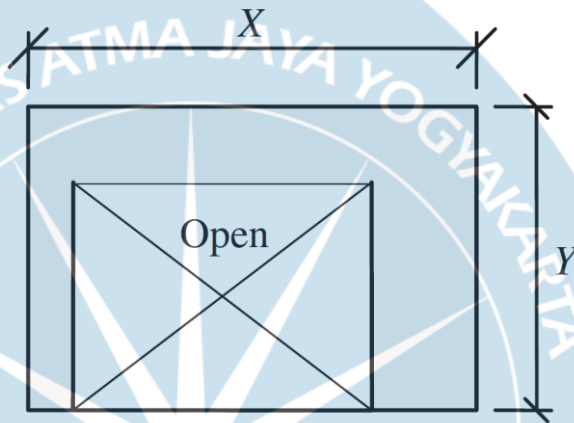
Gambar 2.7.11 Ketidakberaturan Sudut Dalam
(ASCE 7-16 Commentary C12.3-1)

Gambar 2.7.12 Ketidakberaturan Sudut Dalam
(FEMA 454 Figure 5-5)

$$\frac{X_p}{X} > 0,15 \text{ atau } \frac{Y_p}{Y} > 0,15 \quad (2.7.9)$$

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 (Diskontinuitas Diafragma)

Ketidakteraturan ini didefinisikan ada apabila terdapat sebuah diafragma yang memiliki diskontinuitas atau terdapat variasi kekakuan yang secara tiba – tiba, termasuk pada daerah bukaan yang lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup (Lihat Gambar 2.7.13 dan Persamaan (2.7.10))

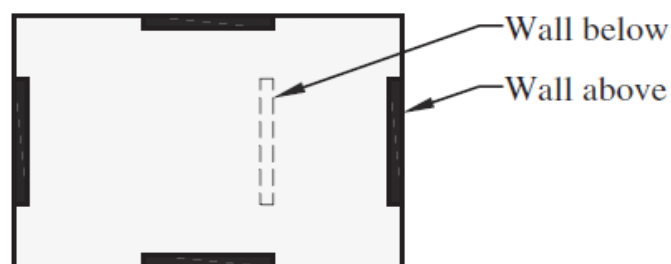


Gambar 2.7.13 Ketidakteraturan Diskontinuitas Diafragma (ASCE 7-16 Commentary C12.3-1)

$$A_{open} > \frac{1}{2}XY \quad (2.7.10)$$

- Ketidakteraturan Horizontal Tipe 4 (Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang)

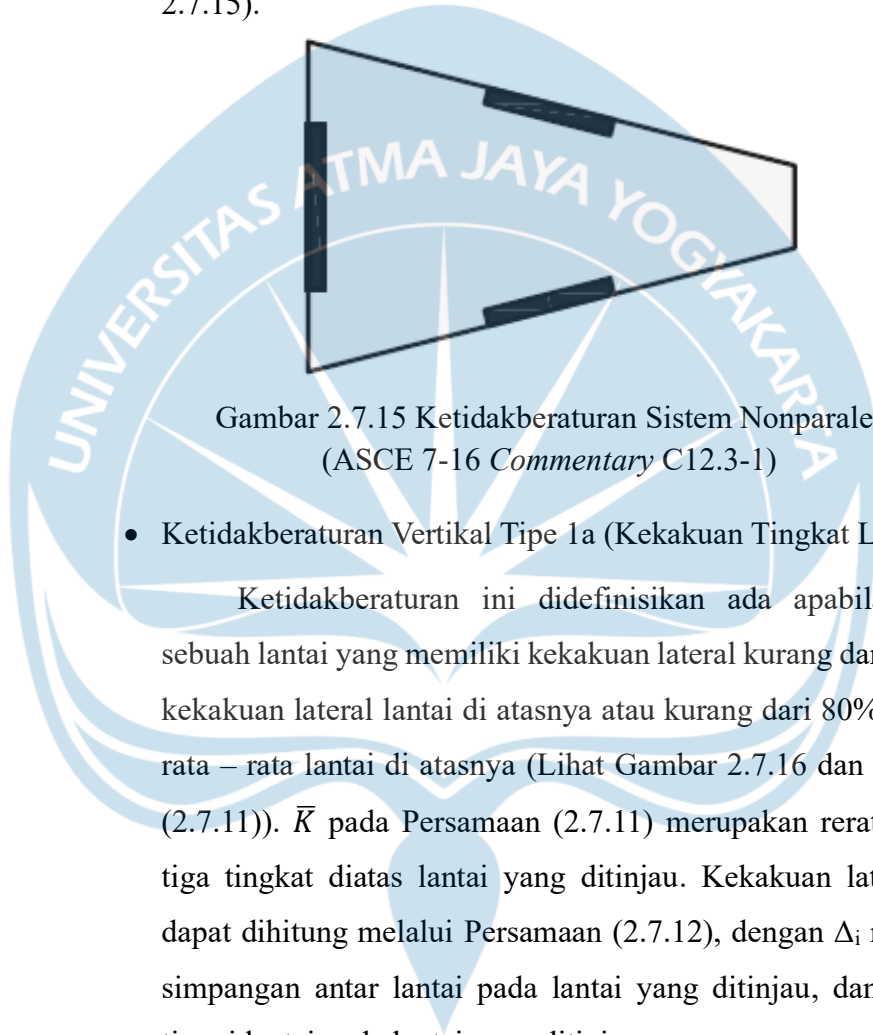
Ketidakteraturan ini didefinisikan ada ketika terdapat pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral (Lihat Gambar 2.7.14).



Gambar 2.7.14 Ketidakteraturan Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang (ASCE 7-16 Commentary C12.3-1)

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5 (Sistem Nonparalel)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada ketika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu – sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik (Lihat Gambar 2.7.15).



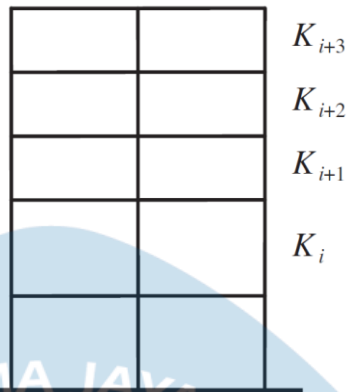
Gambar 2.7.15 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel
(ASCE 7-16 *Commentary* C12.3-1)

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a (Kekakuan Tingkat Lunak)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila terdapat sebuah lantai yang memiliki kekakuan lateral kurang dari 70% dari kekakuan lateral lantai di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata – rata lantai di atasnya (Lihat Gambar 2.7.16 dan Persamaan (2.7.11)). $\bar{K}$ pada Persamaan (2.7.11) merupakan rerata kekakuan tiga tingkat diatas lantai yang ditinjau. Kekakuan lateral lantai dapat dihitung melalui Persamaan (2.7.12), dengan Δ_i merupakan simpangan antar lantai pada lantai yang ditinjau, dan h_i adalah tinggi lantai pada lantai yang ditinjau.

$$K_i < 0,7K_{i+1} \text{ atau } K_i < 0,8 \bar{K} \quad (2.7.11)$$

$$K_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (2.7.12)$$

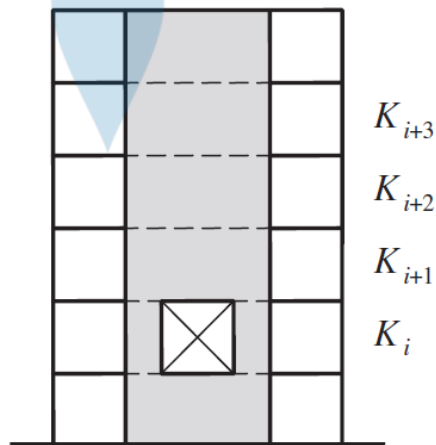


Gambar 2.7.16 Ketidakberaturan Tingkat Lunak (ASCE 7-16 Commentary C12.3-2)

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b (Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila terdapat sebuah lantai yang memiliki kekakuan lateral kurang dari 60% dari kekakuan lateral lantai di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata – rata lantai di atasnya (Lihat Gambar 2.7.17 dan Persamaan (2.7.13)). $\bar{K}$ pada Persamaan (2.7.13) merupakan rerata kekakuan tiga tingkat diatas lantai yang ditinjau.

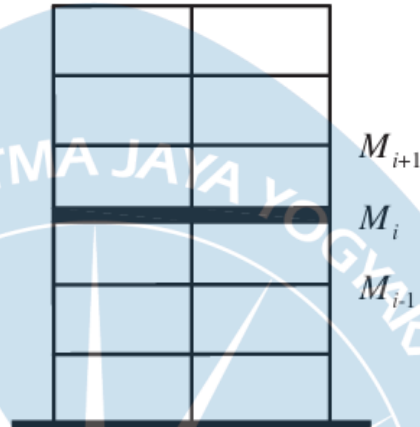
$$K_i < 0,6K_{i+1} \text{ atau } K_i < 0,7 \bar{K} \quad (2.7.13)$$



Gambar 2.7.17 Ketidakberaturan Tingkat Lunak Berlebih (ASCE 7-16 Commentary C12.3-2)

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 (Massa)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila massa efektif di suatu tingkat melebihi 1,5 kali massa efektif tingkat di atasnya atau di bawahnya (Lihat Gambar 2.7.18 dan Persamaan (2.7.14)).

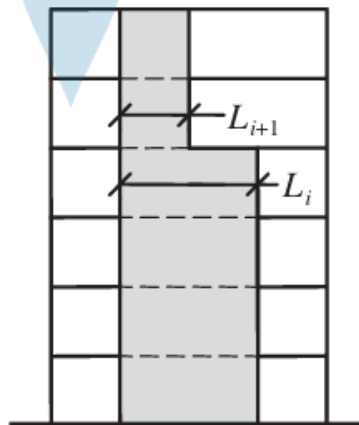


Gambar 2.7.18 Ketidakberaturan Massa (ASCE 7-16 Commentary C12.3-2)

$$M_i > 1,5M_{i+1} \text{ atau } M_i > 1,5M_{i-1} \quad (2.7.14)$$

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 (Geometri Vertikal)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 1,3 kali dimensi horizontal sistem pemikul gaya sesmik tingkat didekatnya (Lihat Gambar 2.7.19 dan Persamaan (2.7.15)).

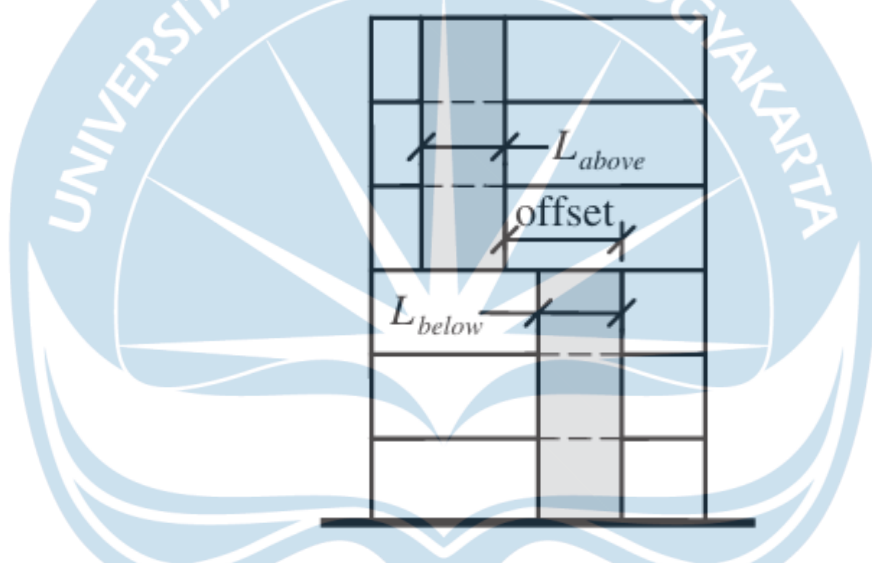


Gambar 2.7.19 Ketidakberaturan Geometri Vertikal (ASCE 7-16 Commentary C12.3-2)

$$L_i > 1,3L_{i+1} \quad (2.7.15)$$

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4 (Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila terdapat pergeseran elemen struktur pemikul gaya lateral yang lebih besar daripada panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya (lihat Gambar 2.7.20 dan Persamaan (2.7.16)).

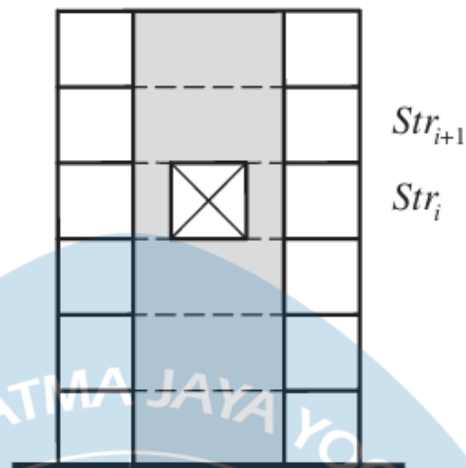


Gambar 2.7.20 Ketidakberaturan Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (ASCE 7-16 Commentary C12.3-2)

$$\text{offset} > L_{\text{below}} \text{ atau } \text{offset} > L_{\text{above}} \quad (2.7.16)$$

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a (Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat)

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila kekuatan lateral (S_{tr}) suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya (Lihat Gambar 2.7.21 dan Persamaan (2.7.17)).



Gambar 2.7.21 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (ASCE 7-16 Commentary C12.3-2)

$$S_{tr_i} < 0,8 S_{tr_{i+1}} \quad (2.7.17)$$

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5b (Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat)

Pada prinsipnya ketidakberaturan ini sama dengan tipe 5a, namun terdapat perbedaan dalam persyaratannya. Untuk tipe 5b didefinisikan ada apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya (Lihat Persamaan (2.7.18)).

$$S_{tr_i} < 0,65 S_{tr_{i+1}} \quad (2.7.18)$$

2.7.5 Konsekuensi Struktur Tidak Beraturan

Setiap struktur yang tergolong dalam struktur tidak beraturan harus memenuhi konsekuensi – konsekuensi yang diatur untuk masing – masing jenis ketidakberaturan. Adapun konsekuensi dari masing – masing ketidakberaturan dapat dilihat pada Tabel 2.7.4.

Tabel 2.7.4 Pasal Konsekuensi Struktur Tidak Beraturan Berdasarkan SNI 1726:2019

Tipe Ketidakberaturan Horizontal	Pasal Konsekuensi	Tipe Ketidakberaturan Vertikal	Pasal Konsekuensi
1a	7.3.3.4. 7.7.3. 7.8.4.3. 7.12.1. Tabel 16 11.3.4.	1a	Tabel 16
1b	7.3.3.1. 7.3.3.4. 7.3.4.2. 7.7.3. 7.8.4.3. 7.12.1. Tabel 16 11.3.4.	1b	7.3.3.1. Tabel 16
2	7.3.3.4. Tabel 16	2	Tabel 16
3	7.3.3.4. Tabel 16	3	Tabel 16
4	7.3.3.3. 7.3.3.4. 7.7.3. Tabel 16 11.3.4.	4	7.3.3.3. 7.3.3.4. Tabel 16
5	7.5.3. 7.7.3. Tabel 16 11.3.4.	5a	7.3.3.1. Tabel 16
		5b	7.3.3.1. 7.3.3.2. Tabel 16

- Pasal 7.3.3.1

Pasal ini menjelaskan untuk struktur yang memiliki kategori desain seismik E atau F dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1b atau ketidakberaturan vertikal tipe 1b, 5a, atau 5b tidak

diizinkan untuk memiliki ketidakberaturan tersebut. Selain itu, apabila struktur tergolong dalam KDS D, tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 5b.

- Pasal 7.3.3.2

Pasal ini memberi batasan untuk struktur yang memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 5b tidak boleh melebihi dua lantai atau ketinggian struktur sebesar 9 m.

- Pasal 7.3.3.3

Elemen struktur pada struktur yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 4 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4 harus didesain untuk memikul gaya seismik termasuk faktor kuat lebih serta sambungan pada elemen struktur yang mendukung harus cukup untuk menyalurkan gaya desain dari elemen yang tak menerus.

- Pasal 7.3.3.4

Struktur yang tergolong dalam KDS D, E, dan F dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, 1b, 2, 3, 4, atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, maka gaya desain harus ditingkatkan sebesar 25% untuk sambungan antara diafragma dengan elemen vertikal dan elemen kolektor. Gaya desain pada elemen kolektor dan sambungannya terhadap elemen vertikal juga perlu ditingkatkan sebesar 25%.

- Pasal 7.3.4.2

Pada pasal ini membahas mengenai penggunaan faktor redundansi. Bagi struktur yang tergolong dalam KDS D dan memiliki ketidakberaturan torsi berlebih tipe 1b, nilai ρ harus diambil sebesar 1,3. Apabila struktur tergolong dalam KDS D, E, atau F namun tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebih, maka nilai ρ harus diambil sebesar 1,3.

- Pasal 7.8.4.3

Pasal ini menjelaskan apabila struktur tergolong dalam KDS C, D, E, dan F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b, harus mengalikan M_{ta} dengan faktor pembesaran torsi (A_x) pada masing – masing tingkat. Faktor pembesaran torsi dapat dihitung melalui Persamaan (2.7.19). Faktor pembesaran torsi yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.7.19) tidak boleh kurang dari 1,0 dan tidak perlu melebihi dari 3,0.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (2.7.19)$$

- Pasal 7.5.3

Pasal ini menjelaskan mengenai arah pembebanan gempa yang telah dibahas sebelumnya pada sub-bab 2.7.3.

- Pasal 7.7.3

Pasal ini menjelaskan mengenai pemodelan elemen struktur yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.7.1 dengan tambahan yaitu untuk struktur yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, 1b, 4, atau 5 diwajibkan untuk dianalisis menggunakan penggambaran 3 dimensi. Apabila model 3D digunakan, minimum harus terdapat tiga derajat kebebasan dinamik yang terdiri atas translasi dalam dua arah denah ortogonal dan rotasi torsi terhadap sumbu vertikal.

- Pasal 7.12.1.

Pasal ini menjelaskan mengenai batasan simpangan antar lantai yang diizinkan untuk masing – masing jenis struktur dan kategori risiko (Lihat Tabel 2.7.5). Untuk sistem rangka yang terdiri dari rangka momen dan tergolong dalam KDS D, E, atau F, simpangan antar tingkat yang diizinkan (Δ_a) tidak boleh melebihi

dari Persamaan (2.7.20). Pada Tabel 2.7.5, h_{sx} merupakan tinggi tingkat di bawah tingkat ke - x.

$$\Delta_{maks} = \frac{\Delta_a}{\rho} \quad (2.7.20)$$

Tabel 2.7.5 Simpangan Antar Lantai Izin (SNI 1726:2019 Tabel 20)

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.	$0,025 h_{sx}$	$0,02 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

- Pasal 11.3.4

Pasal ini menjelaskan untuk struktur yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b, eksentrisitas tak terduga yang terdiri dari perpindahan yang diasumsikan dari pusat massa masing – masing dari lokasi aktual dengan jarak sebesar 5% dari dimensi diafragma struktur yang sejajar dengan arah pergeseran massa harus dipertimbangkan. Perpindahan wajib 5% dari pusat massa struktur tidak perlu dilakukan pada kedua arah ortogonal secara bersamaan.

- Tabel 16 (Prosedur Analisis)

Tabel ini mengatur prosedur analisis yang diizinkan untuk masing – masing karakteristik struktur dan KDS (Lihat Tabel 2.7.6).

Tabel 2.7.6 Prosedur Analisis yang Diizinkan (SNI 1726:2019 Tabel 16)

KDS	Karakteristik Struktur	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	Analisis Respon Spektrum Respons Ragam	Prosedur Respons Riwayat Waktu Seismik
B, C	Semua Struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat di atas 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, a, atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a, atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan : I : Diizinkan, TI : Tidak Diizinkan

2.7.6 Analisis Ketidakberaturan Pada Struktur Yang Direncanakan

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1

Hasil analisis ketidakberaturan torsi pada struktur ini dapat dilihat pada Tabel 2.7.7 hingga Tabel 2.7.10. Indeks 1 menunjukkan pengaruh torsi tak terduga dengan eksentrisitas positif dan indeks 2 menunjukkan pengaruh torsi tak terduga dengan eksentrisitas negatif. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur ini memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a pada masing – masing arah ortogonal struktur.

Tabel 2.7.7 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakteraturan
Atap	E _{x1}	0,969	0,968	1,001	-
Lantai 6	E _{x1}	4,382	3,344	1,310	Horizontal 1a
Lantai 5	E _{x1}	5,492	4,729	1,161	-
Lantai 4	E _{x1}	7,135	6,312	1,130	-
Lantai 3	E _{x1}	8,479	7,635	1,111	-
Lantai 2	E _{x1}	6,000	5,422	1,107	-

Tabel 2.7.8 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakteraturan
Atap	E _{x2}	0,878	0,874	1,005	-
Lantai 6	E _{x2}	3,88	3,376	1,149	-
Lantai 5	E _{x2}	4,989	4,706	1,06	-
Lantai 4	E _{x2}	6,447	6,258	1,03	-
Lantai 3	E _{x2}	7,664	7,567	1,013	-
Lantai 2	E _{x2}	5,409	5,365	1,008	-

Tabel 2.7.9 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakteraturan
Atap	E _{y1}	0,15	0,111	1,358	Horizontal 1a
Lantai 6	E _{y1}	2,871	2,588	1,109	-
Lantai 5	E _{y1}	4,563	4,011	1,138	-
Lantai 4	E _{y1}	5,895	5,281	1,116	-
Lantai 3	E _{y1}	6,695	6,56	1,021	-
Lantai 2	E _{y1}	4,867	4,823	1,009	-

Tabel 2.7.10 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakberaturan
Atap	E _{y2}	0,13	0,102	1,279	Horizontal 1a
Lantai 6	E _{y2}	3,139	2,792	1,124	-
Lantai 5	E _{y2}	5,141	3,761	1,367	Horizontal 1a
Lantai 4	E _{y2}	6,852	5,02	1,365	Horizontal 1a
Lantai 3	E _{y2}	7,856	6,234	1,26	Horizontal 1a
Lantai 2	E _{y2}	5,721	4,6	1,244	Horizontal 1a

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

Berdasarkan denah struktur yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.22, maka dapat disimpulkan struktur ini memiliki sudut dalam yaitu pada bagian yang ditandai warna merah. Panjang sudut dalam arah sumbu X (X_p) adalah 15 m, sedangkan panjang sudut dalam arah sumbu Y (Y_p) adalah 5 m. Panjang struktur dalam arah sumbu x (X) adalah 26,5 m dan panjang struktur dalam arah sumbu y (Y) adalah 17,5 m. Hasil analisis menunjukkan bahwa kedua arah sudut dalam melebihi 15% dari dimensi struktur, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur ini memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2.

➤ Arah X

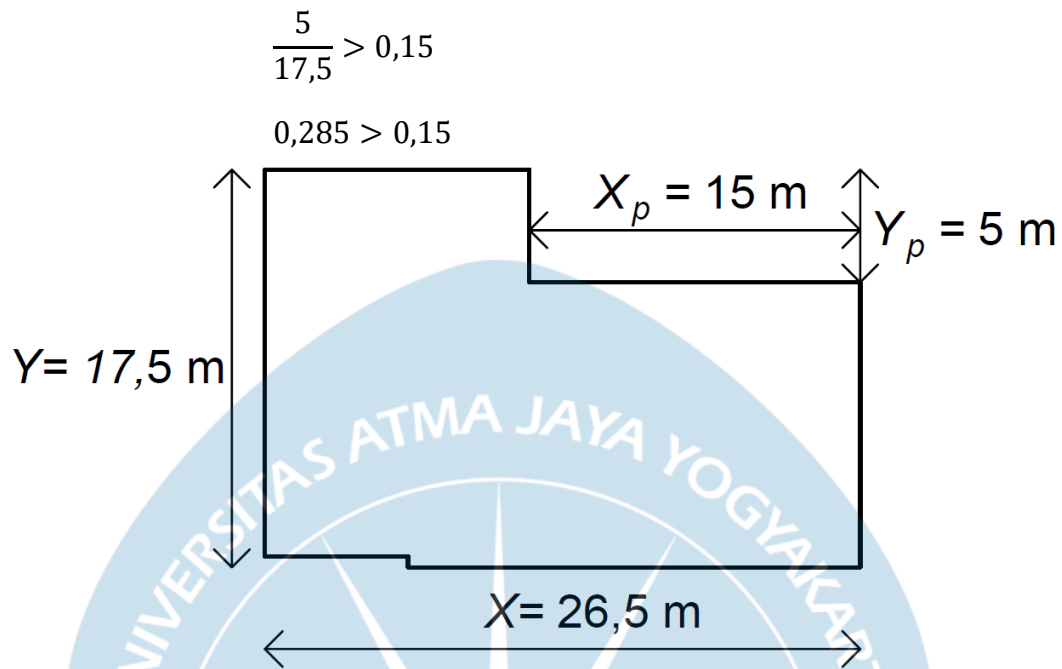
$$\frac{X_p}{X} > 0,15$$

$$\frac{15}{26,5} > 0,15$$

$$0,567 > 0,15$$

➤ Arah Y

$$\frac{Y_p}{Y} > 0,15$$



Gambar 2.7.22 Dimensi Sudut Dalam pada Struktur yang Direncanakan

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

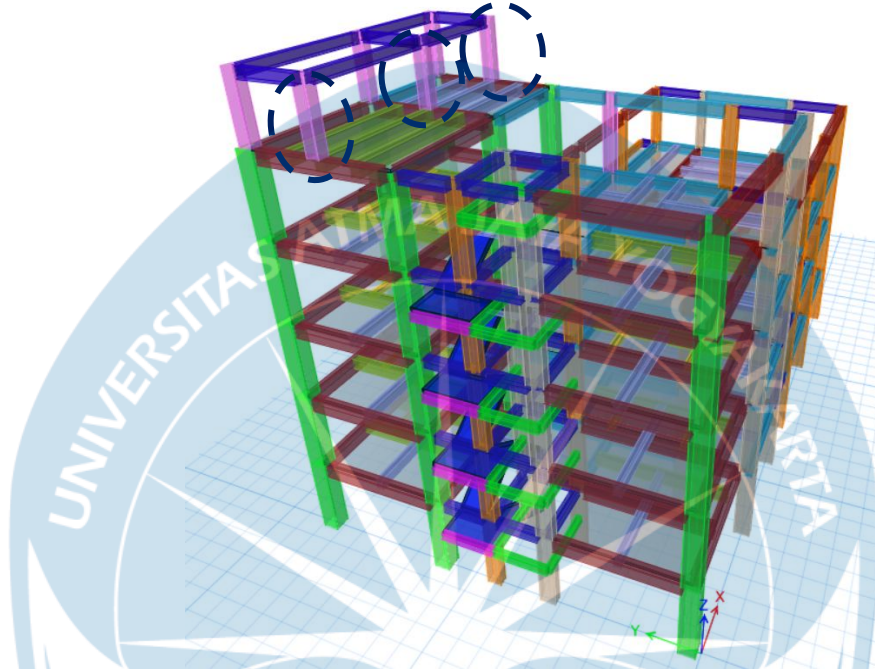
Ketidakberaturan horizontal tipe 3 akan dihitung pada masing – masing lantai. Luas masing – masing lantai dan luas *void* pada masing – masing lantai ditunjukkan pada Tabel 2.7.11. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luas *void* pada lantai 5 dan 6 melebihi 50% luas lantai, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur ini memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 3.

Tabel 2.7.11 Luas Bukaan dan Luas Lantai pada Tiap Tingkat

Lantai	A_{void} (m ²)	A_{floor} (m ²)	$\frac{1}{2} A_{floor}$ (m ²)	Ketidakberaturan
6	130,6	69	34,5	Horizontal 3
5	187,8	198	99	Horizontal 3
4	14,61	348	174	-
3	14,61	348	174	-
2	14,61	348	174	-

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

Struktur ini memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 4 karena terdapat pergeseran elemen vertikal yaitu kolom pada atap (Lihat Gambar 2.7.23).



Gambar 2.7.23 Pergeseran Elemen Vertikal pada Struktur yang Direncanakan

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

Pada struktur ini semua elemen struktur vertikal pemikul gaya seismik terletak secara paralel terhadap sumbu – sumbu ortogonal pemikul gaya seismik, sehingga tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 5.

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a

Hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 1a pada struktur ini dapat dilihat pada Tabel 2.7.12 hingga Tabel 2.7.15. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 1a pada masing – masing arah ortogonal struktur.

Tabel 2.7.12 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakteraturan
Atap	E_{x1}	0,968	3000	0,00032	0,00023		-
6	E_{x1}	3,344	3750	0,00089	0,00062		-
5	E_{x1}	4,897	3750	0,00131	0,00091		-
4	E_{x1}	6,412	3750	0,00171	0,00120	0,00067	-
3	E_{x1}	7,635	3750	0,00204	0,00143	0,00104	-
2	E_{x1}	5,422	3750	0,00145	0,00101	0,00135	-

Tabel 2.7.13 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakteraturan
Atap	E_{x2}	0,874	3000	0,00029	0,00020		-
6	E_{x2}	3,376	3750	0,00090	0,00063		-
5	E_{x2}	5,02	3750	0,00134	0,00094		-
4	E_{x2}	6,562	3750	0,00175	0,00122	0,00067	-
3	E_{x2}	7,404	3750	0,00197	0,00138	0,00106	-
2	E_{x2}	5,365	3750	0,00143	0,00100	0,00135	-

Tabel 2.7.14 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakteraturan
Atap	E_{y1}	0,111	3000	0,00004	0,00003		-
6	E_{y1}	2,588	3750	0,00069	0,00048		-
5	E_{y1}	4,354	3750	0,00116	0,00081		-
4	E_{y1}	5,524	3750	0,00147	0,00103	0,00050	-
3	E_{y1}	6,472	3750	0,00173	0,00121	0,00089	-
2	E_{y1}	4,823	3750	0,00129	0,00090	0,00116	-

Tabel 2.7.15 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{y2}	0,102	3000	0,00003	0,00002		-
6	E_{y2}	2,792	3750	0,00074	0,00052		-
5	E_{y2}	4,2	3750	0,00112	0,00078		-
4	E_{y2}	5,325	3750	0,00142	0,00099	0,00051	-
3	E_{y2}	6,234	3750	0,00166	0,00116	0,00088	-
2	E_{y2}	4,6	3750	0,00123	0,00086	0,00112	-

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b

Hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 1b pada struktur ini dapat dilihat pada Tabel 2.7.16 hingga Tabel 2.7.19. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 1b pada masing – masing arah ortogonal struktur.

Tabel 2.7.16 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{x1}	0,968	3000	0,00032	0,00019		-
6	E_{x1}	3,344	3750	0,00089	0,00054		-
5	E_{x1}	4,897	3750	0,00131	0,00078		-
4	E_{x1}	6,412	3750	0,00171	0,00103	0,00059	-
3	E_{x1}	7,635	3750	0,00204	0,00122	0,00091	-
2	E_{x1}	5,422	3750	0,00145	0,00087	0,00118	-

Tabel 2.7.17 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{x2}	0,874	3000	0,00029	0,00017		-
6	E_{x2}	3,376	3750	0,00090	0,00054		-
5	E_{x2}	5,02	3750	0,00134	0,00080		-
4	E_{x2}	6,562	3750	0,00175	0,00105	0,00059	-
3	E_{x2}	7,404	3750	0,00197	0,00118	0,00093	-
2	E_{x2}	5,365	3750	0,00143	0,00086	0,00118	-

Tabel 2.7.18 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{y1}	0,111	3000	0,00004	0,00002		-
6	E_{y1}	2,588	3750	0,00069	0,00041		-
5	E_{y1}	4,354	3750	0,00116	0,00070		-
4	E_{y1}	5,524	3750	0,00147	0,00088	0,00044	-
3	E_{y1}	6,472	3750	0,00173	0,00104	0,00078	-
2	E_{y1}	4,823	3750	0,00129	0,00077	0,00102	-

Tabel 2.7.19 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{y2}	0,102	3000	0,00003	0,00002		-
6	E_{y2}	2,792	3750	0,00074	0,00045		-
5	E_{y2}	4,2	3750	0,00112	0,00067		-
4	E_{y2}	5,325	3750	0,00142	0,00085	0,00044	-
3	E_{y2}	6,234	3750	0,00166	0,00100	0,00077	-
2	E_{y2}	4,6	3750	0,00123	0,00074	0,00098	-

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 2 dapat dilihat pada Tabel 2.7.20. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa massa pada lantai 5 dan 6 melebihi 150% massa lantai di atasnya, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 2.

Tabel 2.7.20 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Lantai	M_i (kN)	$1,5 M_{i+1}$ (kN)	$1,5 M_{i-1}$ (kN)	Ketidakberaturan
Atap	189,54	-	2274,69	-
6	1516,46	284,31	4935,93	-
5	3290,62	2274,69	6519,93	Vertikal 2
4	4346,62	4935,93	8029,64	-
3	5353,09	6519,93	8029,64	-
2	5353,09	8029,64	-	-

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

Pada struktur ini tidak terdapat dimensi horizontal elemen pemikul gaya seismik yang melebihi 130% dimensi horizontal elemen pemikul gaya seismik lantai di atasnya, sehingga tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 3.

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

Pada struktur ini terdapat pergeseran kolom seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.23, dimana jarak pergeseran kolom dari titik awal telah melebihi dimensi kolom tersebut ($\text{offset} > L_{\text{below}}$), sehingga struktur ini memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 4

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5

Kekuatan lateral pada masing – masing tingkat dapat dilihat pada Tabel 2.7.21. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa kekakuan lateral pada masing – masing tingkat tidak ada yang kurang dari 80% maupun 65% kekakuan lateral tingkat di atasnya, sehingga struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 5a maupun 5b.

Tabel 2.7.21 Kekuatan Lateral Masing – Masing Tingkat

Lantai	S_{tr-i} (kN)	$0,8 S_{tr-i+1}$ (kN)	$0,65 S_{tr-i+1}$ (kN)	Ketidakteraturan
Atap	0	-	-	-
6	291,868	0	0	-
5	785,650	233,495	189,714	-
4	1284,821	628,520	510,672	-
3	1641,966	1027,856	835,133	-
2	1798,041	1313,573	1067,278	-

- Rekapitulasi Ketidakberaturan yang Dimiliki Struktur

Rekapitulasi ketidakberaturan pada struktur ini dapat dilihat pada Tabel 2.7.22.

Tabel 2.7.22 Rekapitulasi Ketidakberaturan yang Dimiliki Struktur

Jenis Ketidakberaturan			
Horizontal 1a	√	Vertikal 1a	-
Horizontal 1b	-	Vertikal 1b	-
Horizontal 2	√	Vertikal 2	√
Horizontal 3	√	Vertikal 3	-
Horizontal 4	√	Vertikal 4	√
Horizontal 5	-	Vertikal 5a	-
		Vertikal 5b	-

2.8 Analisis Struktur Tahan Gempa

2.8.1 Prosedur Analisis

Prosedur analisis yang diizinkan diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.6 . Pasal ini menyampaikan pemilihan prosedur analisis didasarkan pada KDS struktur, sistem struktur, properti dinamik, dan ketidakberaturan yang diatur dalam SNI 1726:2019 Tabel 16 (Lihat Tabel 2.7.6). Berdasarkan Tabel 2.7.6, struktur ini tergolong dalam karakteristik semua struktur lainnya, sehingga tidak diizinkan untuk melakukan analisis dengan prosedur gaya lateral ekuivalen. Oleh karena itu, prosedur analisis yang akan dilakukan pada struktur ini menggunakan analisis linier dinamik dengan spektrum respons ragam.

2.8.2 Analisis Linier Dinamik Respons Spektrum

- Spektrum Respons Desain

Penentuan spektrum respons desain (S_a) didasarkan pada SNI 1726:2019 Pasal 6.4. Terdapat beberapa ketentuan yang diatur dalam pasal ini, untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , nilai S_a ditentukan berdasarkan Persamaan (2.8.1). Untuk periode yang lebih besar dari T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , nilai S_a

sama dengan S_{DS} . Untuk periode yang lebih besar dari T_s , namun lebih kecil dari T_L , nilai S_a ditentukan dari Persamaan (2.8.2) dan untuk periode yang lebih besar dari T_L , nilai S_a ditentukan berdasarkan Persamaan (2.8.2). Nilai T_0 dan T_s dapat dihitung melalui Persamaan (2.8.4) dan Persamaan (2.8.5). Kurva respons spektrum desain dapat dilihat pada Gambar 2.8.1. Berdasarkan parameter S_{DS} dan S_{D1} yang telah dihitung, maka kurva spektrum respons desain pada struktur ini dapat dilihat pada Gambar 2.8.2.

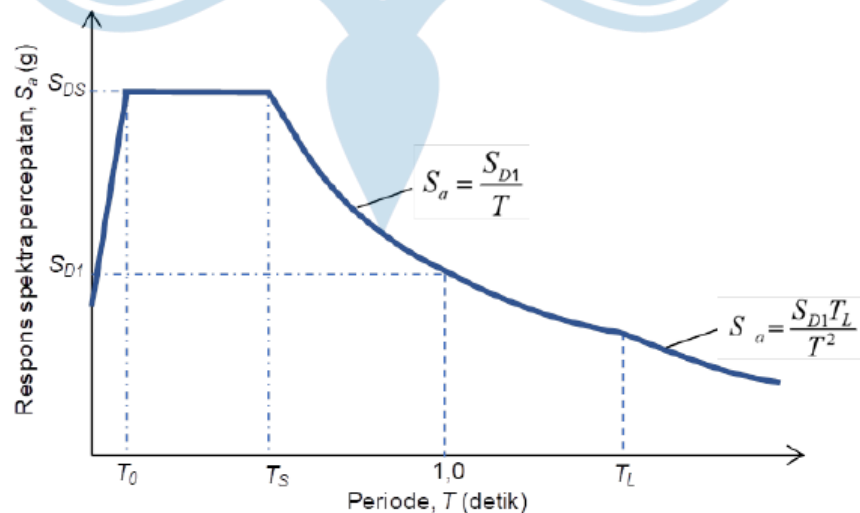
$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.8.1)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.8.2)$$

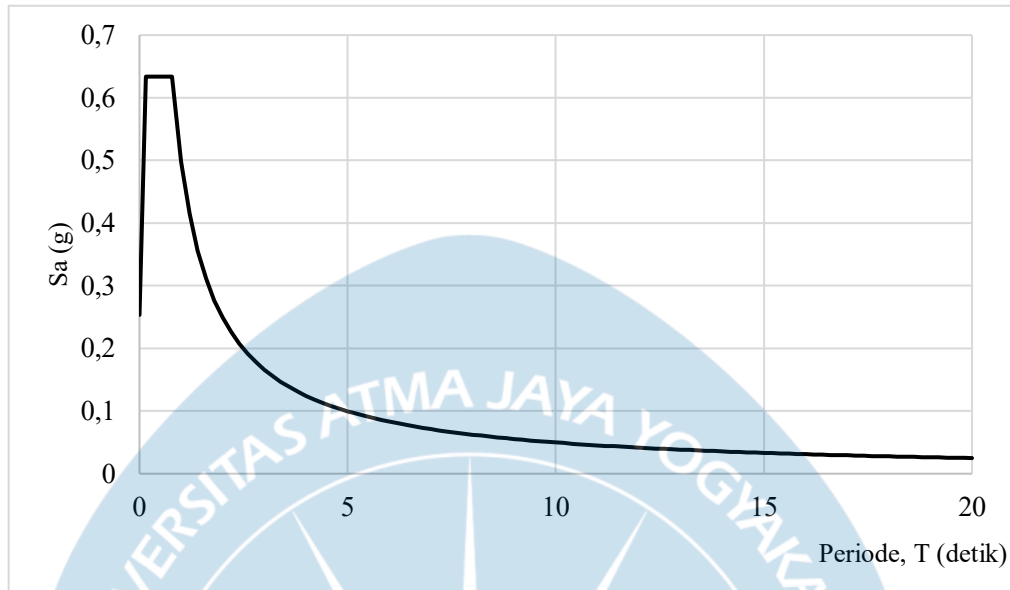
$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (2.8.3)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.8.4)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.8.5)$$



Gambar 2.8.1 Kurva Respon Spektrum Desain (SNI 1726:2019 Gambar 3)

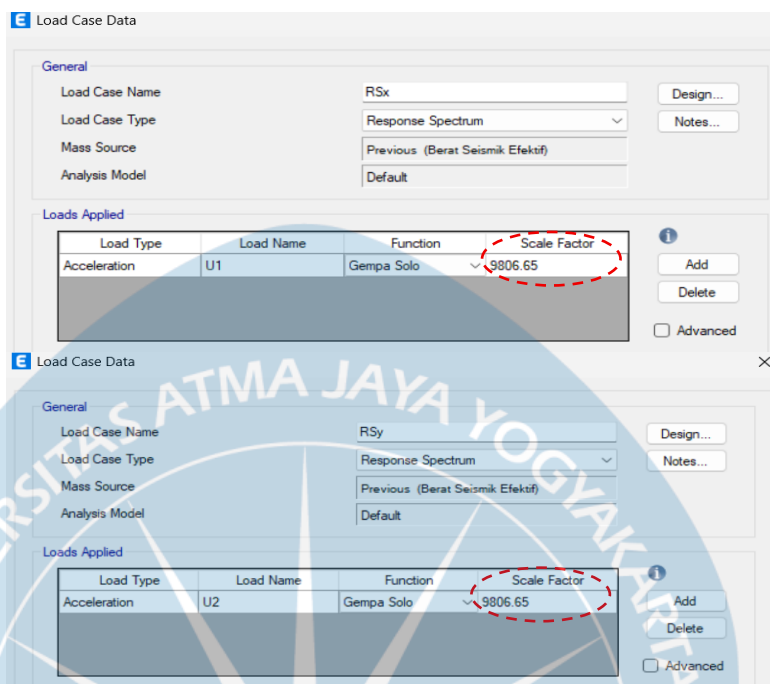


Gambar 2.8.2 Kurva Respon Spektrum Desain di Kota Surakarta dengan Kelas Situs SD

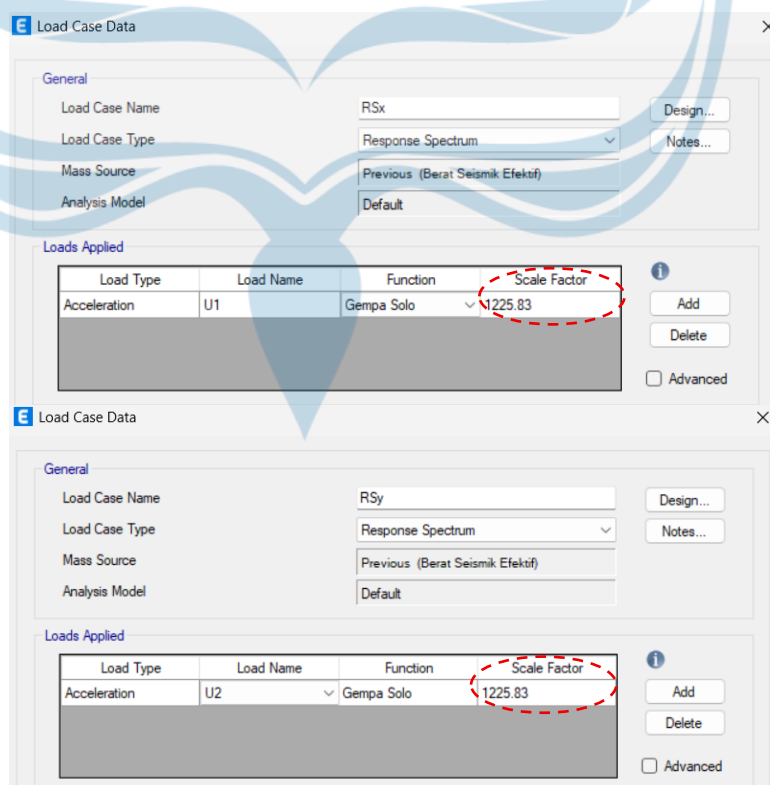
- Parameter Respons Ragam

SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.2 mengatur bahwa parameter spektrum respons desain yang telah dihitung sebelumnya perlu dibagi dengan faktor (R/I_e) , dimana R merupakan koefisien modifikasi respon dan I_e merupakan faktor keutamaan gempa. Spektrum respons desain yang telah dihitung sesuai dengan Pasal 6.4 merupakan representasi dari struktur yang elastik linier. Pembagian dengan R berfungsi untuk memperhitungkan perilaku inelastik struktur dan faktor kali I_e berfungsi dalam menyediakan kekuatan tambahan yang diperlukan untuk meningkatkan kinerja struktur.

Pada saat memasukkan parameter spektrum respons desain di *software*, perlu dikalikan dengan percepatan gravitasi karena satuan spektrum percepatan dalam percepatan gravitasi (Lihat Gambar 2.8.3). Selain itu, faktor (R/I_e) juga perlu dimasukkan dalam *software*, sehingga nilai *scale factor* pada Gambar 2.8.3 perlu dibagi dengan $R/I_e = 8/1,0$ (Lihat Gambar 2.8.4).



Gambar 2.8.3 Input Penskalaan Gravitasi pada Software ETABS



Gambar 2.8.4 Input Penskalaan R/I_e pada Software ETABS

- Parameter Respons Terkombinasi

Sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.3, nilai untuk yang dihitung untuk berbagai ragam harus dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC). Metode CQC harus digunakan untuk masing – masing nilai ragam dimana ragam yang berdekatan mempunyai korelasi silang yang signifikan di antara respons translasi dan torsi. Redaman pada setiap ragam untuk metode CQC harus sama dengan tingkat redaman yang digunakan dalam spektrum respon desain, yaitu dengan rasio redaman sebesar 0,05. (American Society of Civil Engineers, 2016). Parameter respons terkombinasi yang dimasukkan dalam *software* pada pemodelan respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 2.8.5 dan Gambar 2.8.6.

E Load Case Data

General

Load Case Name: RSx [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (Berat Seismik Efektif)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Gempa Solo	1225.83

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
☐ Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

Gambar 2.8.5 Parameter Respons Terkombinasi untuk Arah X

Load Case Data

General

Load Case Name: RSy

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (Berat Seismik Efektif)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Gempa Solo	1225.83

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid, Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Gambar 2.8.6 Parameter Respons Terkombinasi untuk Arah Y

- Jumlah Ragam Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, dalam analisis harus menyertakan ragam getar alami dan dalam jumlah yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Sebagai alternatif, pasal ini memberikan pengecualian yaitu dalam analisis diizinkan memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling tidak adalah 90% dari massa aktual dalam setiap arah ortogonal. Jumlah ragam struktur dapat dihitung dengan mengalikan jumlah lantai dengan DOF lantai.

- Analisis Ragam Struktur

Dalam analisis ragam struktur, ragam pertama dan ragam kedua dari struktur harus mengalami translasi dan pada ragam ketiga harus mengalami rotasi. Pada ragam 1 dan 2, perilaku struktur didominasi oleh lentur, sehingga hal ini akan

menghasilkan mekanisme plastifikasi pada setiap elemen pemikul gaya lateral secara optimal (Botis & Cerbu, 2020).

Pada struktur ini terdapat enam lantai, sehingga jumlah ragam yang digunakan adalah $6 \times 3 = 18$ ragam. Hasil analisis jumlah ragam struktur dapat dilihat pada Tabel 2.8.1. Hasil analisis menunjukkan bahwa partisipasi massa sudah melebihi 90%, namun apabila diperhatikan pada *mode* 1 dan *mode* 2 terdapat $\pm 4\%$ dan $\pm 19\%$ massa struktur yang mengalami rotasi terhadap sumbu vertikal atau sumbu Z. Hal ini mengakibatkan terjadinya torsi berlebih pada struktur sehingga pada saat dilakukan pengecekan ketidakberaturan horizontal torsi, struktur ini memiliki ketidakberaturan torsi 1a.

Tabel 2.8.1 Hasil Analisis Ragam Struktur dengan Dimensi *Preliminary Design*

Mode	T (detik)	U _x	U _y	U _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ U _z	R _x	R _y	R _z	Σ R _x	Σ R _y	Σ R _z
1	0.8890	0.7469	0.0238	0.0000	0.7469	0.0238	0.0000	0.0009	0.2129	0.0443	0.0009	0.2129	0.0443
2	0.8420	0.0012	0.6290	0.0000	0.7481	0.6527	0.0000	0.2355	0.0050	0.1978	0.2364	0.2179	0.2421
3	0.7240	0.0703	0.1770	0.0000	0.8185	0.8298	0.0000	0.0001	0.0001	0.5910	0.2364	0.2179	0.8331
4	0.3410	0.0781	0.0102	0.0000	0.8965	0.8399	0.0000	0.0592	0.4448	0.0118	0.2956	0.6628	0.8449
5	0.2920	0.0036	0.0819	0.0000	0.9001	0.9219	0.0000	0.4884	0.0211	0.0159	0.7840	0.6839	0.8608
6	0.2620	0.0273	0.0041	0.0000	0.9274	0.9260	0.0000	0.0258	0.1354	0.0598	0.8098	0.8193	0.9206
7	0.2040	0.0228	0.0141	0.0000	0.9503	0.9401	0.0000	0.0403	0.0510	0.0195	0.8501	0.8703	0.9402
8	0.1800	0.0092	0.0291	0.0000	0.9594	0.9692	0.0000	0.0577	0.0186	0.0017	0.9077	0.8889	0.9419
9	0.1670	0.0128	0.0004	0.0000	0.9722	0.9697	0.0000	0.0002	0.0261	0.0272	0.9079	0.9150	0.9690
10	0.1400	0.0100	0.0100	0.0000	0.9822	0.9797	0.0000	0.0297	0.0326	0.0054	0.9376	0.9476	0.9744
11	0.1310	0.0099	0.0109	0.0000	0.9920	0.9906	0.0000	0.0328	0.0311	0.0000	0.9704	0.9787	0.9745
12	0.1200	0.0010	0.0015	0.0000	0.9930	0.9921	0.0000	0.0070	0.0030	0.0188	0.9774	0.9817	0.9932
13	0.1100	0.0038	0.0031	0.0000	0.9969	0.9952	0.0000	0.0079	0.0089	0.0009	0.9853	0.9906	0.9941
14	0.1060	0.0029	0.0033	0.0000	0.9998	0.9985	0.0000	0.0095	0.0073	0.0001	0.9948	0.9979	0.9943
15	0.0980	0.0002	0.0001	0.0000	1.0000	0.9986	0.0000	0.0005	0.0019	0.0002	0.9953	0.9998	0.9945
16	0.0960	0.0000	0.0010	0.0000	1.0000	0.9997	0.0000	0.0018	0.0000	0.0046	0.9971	0.9998	0.9991
17	0.0900	0.0000	0.0002	0.0000	1.0000	0.9999	0.0000	0.0027	0.0001	0.0005	0.9998	0.9999	0.9996
18	0.0890	0.0000	0.0001	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.9999	0.9999	1.0000

Penyebab terjadinya torsi berlebih pada ragam 1 dan ragam 2 adalah karena struktur ini yang memiliki bentuk tidak beraturan yaitu terdapat sudut dalam dan juga karena distribusi massa dan kekakuan struktur pada masing – masing lantai yang berbeda. Untuk mengatasi hal tersebut perlu dilakukan reduksi torsi, supaya pada ragam 1 dan ragam 2, struktur dapat mengalami translasi pada sumbu x dan sumbu y. Penelitian oleh Botis & Cerbu (2020)

memberikan metode untuk mengurangi adanya torsi berlebih pada struktur. Metode yang dilakukan pada penelitian tersebut adalah merubah sudut orientasi kolom yang diturunkan dari persamaan matematis. Secara konservatif, metode lain yang digunakan adalah dengan cara *trial and error* melakukan perubahan dimensi elemen struktur dan mengubah sudut orientasi kolom.

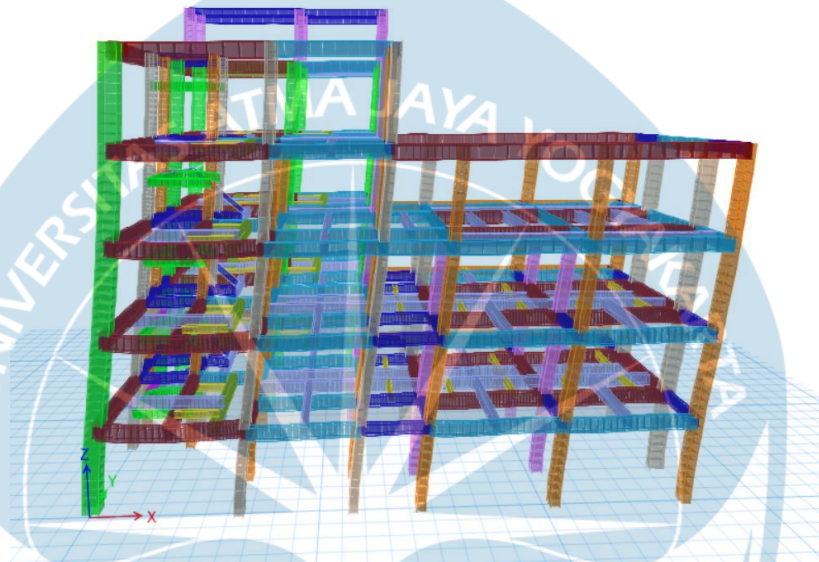
Pada awal tahap *preliminary design*, ukuran kolom yang digunakan pada struktur ini adalah 500 x 500. Karena terdapat torsi berlebih pada struktur, maka dilakukan penambahan 3 ukuran kolom yang berbeda, yaitu K1 700 x 700, K2 400 x 700, K3 500 x 500, dan K4 400 x 600. Adapun perubahan orientasi dan jenis kolom pada masing – masing lantai dapat dilihat pada Lampiran 26 hingga Lampiran 29. Setelah dilakukan analisis ulang ragam struktur, diperoleh hasil yang ditunjukkan pada Tabel 2.8.2.

Tabel 2.8.2 Hasil Analisis Ragam Struktur dengan Penambahan Jenis Kolom

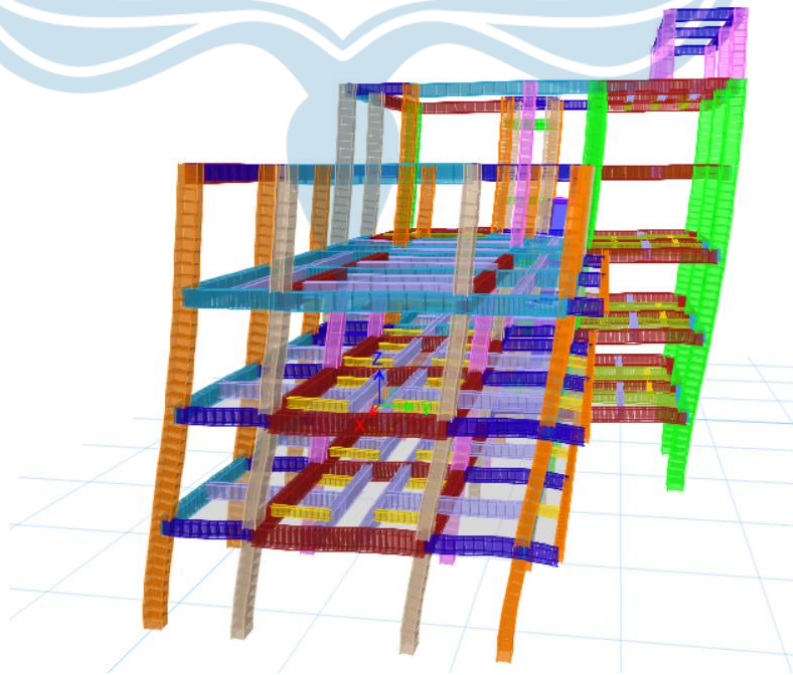
Mode	T (detik)	U _x	U _y	U _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ U _z	R _x	R _y	R _z	Σ R _x	Σ R _y	Σ R _z
1	0.8260	0.7428	0.0527	0.0000	0.7428	0.0527	0.0000	0.0147	0.2174	0.0006	0.0147	0.2174	0.0006
2	0.7470	0.0552	0.7595	0.0000	0.7980	0.8122	0.0000	0.1897	0.0119	0.00005	0.2044	0.2293	0.0007
3	0.7200	0.0016	0.0001	0.0000	0.7996	0.8123	0.0000	0.0557	0.0150	0.8190	0.2601	0.2443	0.8196
4	0.3000	0.0905	0.0149	0.0000	0.8901	0.8272	0.0000	0.0767	0.4370	0.0071	0.3367	0.6813	0.8267
5	0.2650	0.0232	0.0500	0.0000	0.9132	0.8772	0.0000	0.2737	0.1118	0.0249	0.6104	0.7931	0.8516
6	0.2410	0.0000	0.0417	0.0000	0.9133	0.9189	0.0000	0.1989	0.0000	0.0668	0.8093	0.7931	0.9184
7	0.1710	0.0118	0.0227	0.0000	0.9251	0.9417	0.0000	0.0491	0.0251	0.0219	0.8585	0.8182	0.9403
8	0.1630	0.0395	0.0035	0.0000	0.9645	0.9452	0.0000	0.0083	0.0813	0.0039	0.8668	0.8995	0.9442
9	0.1370	0.0001	0.0218	0.0000	0.9646	0.9670	0.0000	0.0364	0.0000	0.0241	0.9031	0.8995	0.9684
10	0.1190	0.0020	0.0110	0.0000	0.9666	0.9781	0.0000	0.0313	0.0063	0.0090	0.9344	0.9058	0.9774
11	0.1130	0.0216	0.0022	0.0000	0.9882	0.9802	0.0000	0.0080	0.0642	0.0013	0.9424	0.9700	0.9787
12	0.0980	0.0004	0.0005	0.0000	0.9885	0.9808	0.0000	0.0009	0.0009	0.0038	0.9433	0.9709	0.9824
13	0.0950	0.0001	0.0105	0.0000	0.9886	0.9912	0.0000	0.0331	0.0001	0.0060	0.9764	0.9710	0.9884
14	0.0910	0.0073	0.0000	0.0000	0.9959	0.9912	0.0000	0.0001	0.0181	0.0019	0.9765	0.9891	0.9903
15	0.0820	0.0015	0.0009	0.0000	0.9974	0.9921	0.0000	0.0036	0.0037	0.0000	0.9801	0.9928	0.9903
16	0.0810	0.0009	0.0003	0.0000	0.9983	0.9924	0.0000	0.0001	0.0026	0.0000	0.9802	0.9954	0.9903
17	0.0790	0.0012	0.0043	0.0000	0.9995	0.9967	0.0000	0.0103	0.0029	0.0061	0.9905	0.9984	0.9964
18	0.0730	0.0000	0.0008	0.0000	0.9995	0.9975	0.0000	0.0029	0.0001	0.0004	0.9934	0.9984	0.9968

Hasil analisis menunjukkan bahwa dengan dilakukan perubahan dimensi kolom dan orientasinya, partisipasi massa struktur yang mengalami rotasi pada ragam 1 dan ragam 2 telah mengalami penurunan menjadi 0,06% dan 0,005%. Hal ini menunjukkan bahwa pada ragam 1 dan ragam 2 struktur telah

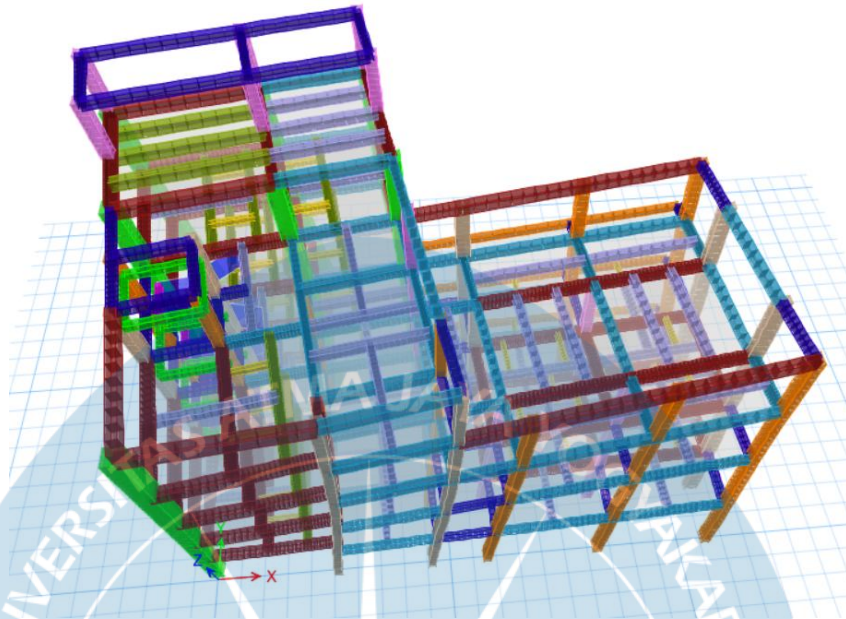
sepenuhnya mengalami translasi dan pada ragam 3 struktur mengalami rotasi (Lihat Gambar 2.8.7 hingga Gambar 2.8.9). Selain itu, jumlah ragam struktur juga telah melebihi 90% sehingga sudah sesuai dengan yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1.



Gambar 2.8.7 Translasi pada *Mode Shape* 1



Gambar 2.8.8 Translasi pada *Mode Shape* 2



Gambar 2.8.9 Rotasi pada *Mode Shape* 3

- Penskalaan Gaya

Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1, apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser yang dihitung dari metode statik ekuivalen (V), maka gaya tersebut perlu dikalikan dengan V/V_t (faktor penskalaan gaya).

Gaya geser dasar yang diperoleh dari metode statik ekuivalen dan respon spektrum melalui perhitungan *software* ditunjukkan pada Tabel 2.8.3. Hasil menunjukkan bahwa gaya geser dasar dari metode statik ekuivalen lebih besar dari respon spektrum, sehingga perlu dilakukan penskalaan gaya pada respon spektrum. Penskalaan gaya yang dimasukkan pada *software* dapat dilihat pada Gambar 2.8.10.

Tabel 2.8.3 Penskalaan Gaya Geser Dasar

Arah Gempa	V (kN)	V _t (kN)	Faktor skala (V/V _t)
X	1850,115	1403,838	1,3178
Y	1850,115	1479,643	1,2503

The screenshot displays the 'Load Case Data' window for two seismic load cases, RSx and RSy. Each case is configured with 'Response Spectrum' as the Load Case Type and 'Previous (Berat Seismik Efektif)' as the Mass Source. The 'Loads Applied' table for each case shows a single entry: Acceleration (Load Type), U1 (Load Name), Gempa Solo (Function), and a Scale Factor. The Scale Factor for RSx is 1615.52, and for RSy, it is 1532.75. These values are highlighted with red dashed boxes in the original image.

Load Case	Load Case Name	Load Case Type	Mass Source	Analysis Model	Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
RSx	RSx	Response Spectrum	Previous (Berat Seismik Efektif)	Default	Acceleration	U1	Gempa Solo	1615.52
RSy	RSy	Response Spectrum	Previous (Berat Seismik Efektif)	Default	Acceleration	U2	Gempa Solo	1532.75

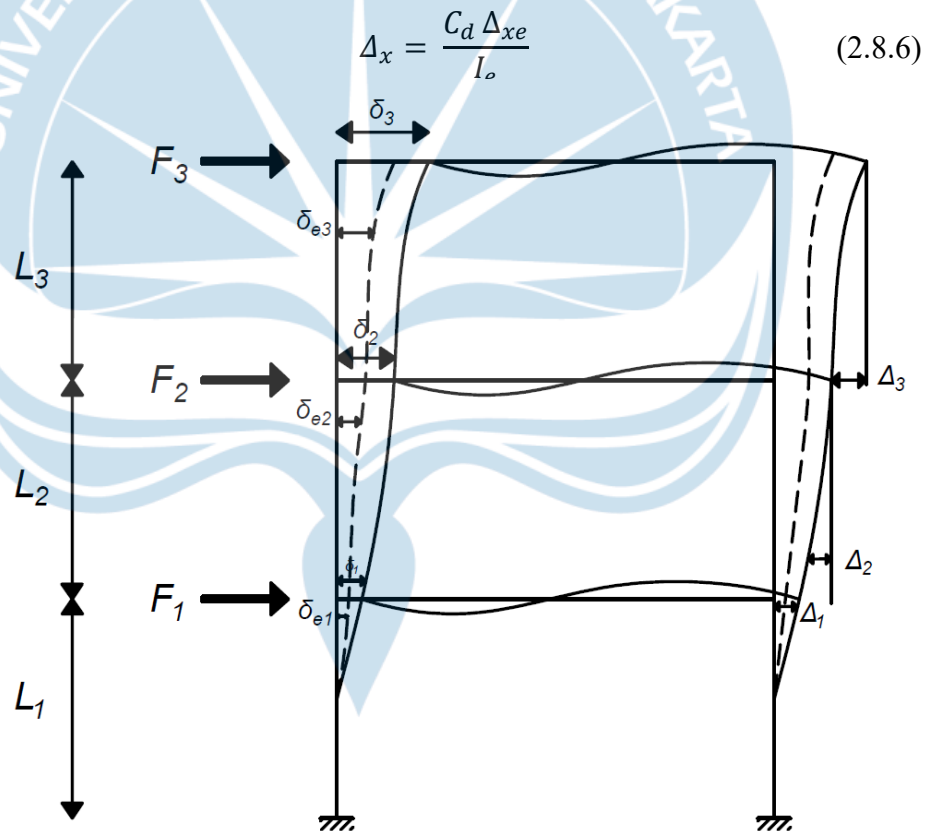
Gambar 2.8.10 Penskalaan Gaya Geser Dasar Akibat Respon Spectrum

2.8.3 Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai didasarkan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6. Simpangan antar lantai dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Simpangan pusat massa dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.8.6), dimana Δ_x adalah simpangan antar tingkat desain dan Δ_{xe} adalah simpangan pada tingkat – x yang di analisis dengan analisis elastik. Faktor pengali C_d pada Persamaan (2.8.6) bertujuan

untuk memperbesar defleksi yang diperoleh dari analisis elastik yang dilakukan dengan menggunakan gaya geser dasar tereduksi untuk memperkirakan defleksi inelastik aktual pada struktur. Sedangkan, faktor pembagi I_e bertujuan untuk memberikan tambahan kekuatan yang diperlukan untuk meningkatkan kinerja struktur.

Simpangan antar lantai elastik (Δ_{xe}) diperoleh dari selisih antara perpindahan (δ_x) pada tingkat yang ditinjau dengan perpindahan pada tingkat di bawahnya (Lihat Gambar 2.8.11). Simpangan antar tingkat desain yang diperoleh dari Persamaan (2.8.6) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin yang telah diatur pada Tabel 2.7.5.



Gambar 2.8.11 Penentuan Simpangan Antar Tingkat (SNI 1726:2019 Gambar 10)

Struktur ini tergolong dalam kategori risiko II dan termasuk dalam struktur lainnya dengan KDS D, sehingga batasan simpangan yang diizinkan adalah sesuai dengan Persamaan (2.8.7). Perpindahan

elastik dan simpangan elastik yang diperoleh dari analisis respon spektrum pada masing – masing arah dapat dilihat pada Tabel 2.8.4.

$$\Delta_a = \frac{0,02h_{sx}}{\rho} \quad (2.8.7)$$

Tabel 2.8.4 Perpindahan Elastik dan Simpangan Elastik pada Masing – Masing Arah Ortogonal

Lantai ke-i	δ_{xi} (mm)	δ_{yi} (mm)	Δ_{xei} (mm)	Δ_{yei} (mm)
Atap	25,478	19,127	1,791	0,543
6	23,687	18,584	3,088	1,806
5	20,599	16,778	4,106	2,686
4	16,493	14,092	5,596	4,747
3	10,897	9,345	6,607	5,566
2	4,290	3,779	4,290	3,779

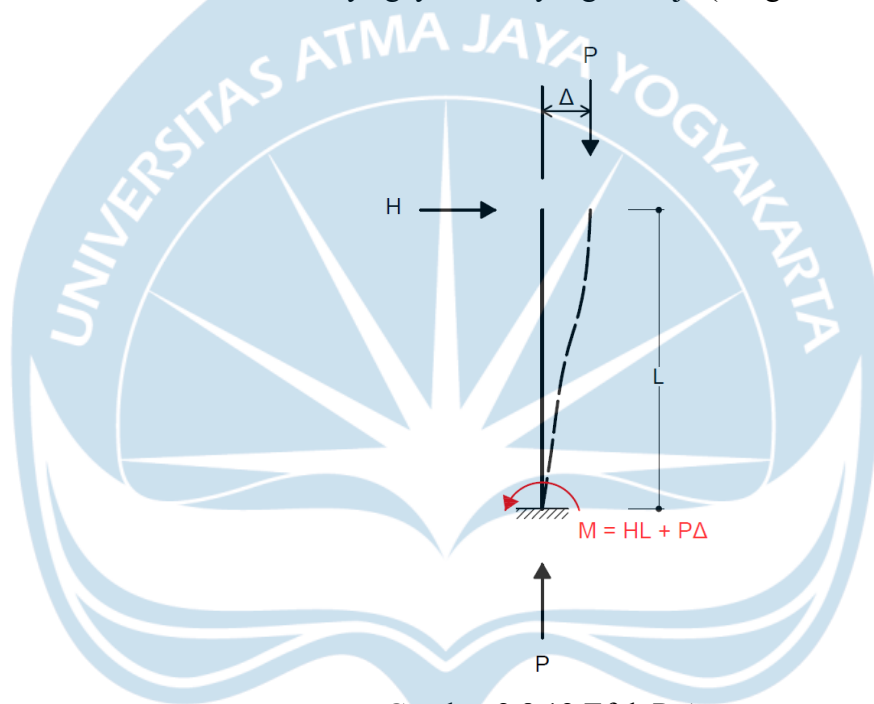
Hasil perhitungan simpangan antar lantai desain dan batasan simpangan untuk masing – masing lantai dapat dilihat pada Tabel 2.8.5. Simpangan antar tingkat desain yang telah dihitung pada masing – masing lantai dan arah tidak melebihi dari batasan simpangan antar lantai yang diizinkan untuk masing – masing lantai, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur aman terhadap simpangan antar lantai.

Tabel 2.8.5 Simpangan Antar Lantai Desain Pada Struktur yang Direncanakan

Lantai ke-i	Δ_{xei} (mm)	Δ_{yei} (mm)	h_{si} (mm)	Δ_{xi} (mm)	Δ_{yi} (mm)	Δ_a (mm)
ATAP	1,791	0,543	3000	9,851	2,987	46,154
6	3,088	1,806	3750	16,984	9,933	57,692
5	4,106	2,686	3750	22,583	14,773	57,692
4	5,596	4,747	3750	30,778	26,109	57,692
3	6,607	5,566	3750	36,339	30,613	57,692
2	4,290	3,779	3750	23,595	20,785	57,692

2.8.4 Analisis Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta merupakan fenomena nonlinier (orde kedua) yang dihasilkan dari adanya gaya aksial yang bekerja pada struktur yang mengalami deformasi (Lihat Gambar 2.8.12). Pengaruh ini sangat signifikan pada elemen langsing yang dapat mengalami perpindahan transversal besar, sehingga momen lentur akan semakin besar akibat adanya gaya aksial yang bekerja (Burgos & Silva, 2023).



Gambar 2.8.12 Efek P- Δ

Prosedur analisis yang dilakukan pada struktur ini adalah analisis elastik linier, sehingga tidak mempertimbangkan adanya pengaruh P-Delta. SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7 mengatur bahwa pengaruh P-Delta dapat tidak diperhitungkan apabila koefisien stabilitas (θ) yang ditentukan berdasarkan Persamaan (2.8.8) tidak melebihi dari 0,10. Pada Persamaan (2.8.8), P_x merupakan beban desain vertikal pada dan diatas lantai ke- x yang dihitung tanpa faktor beban, Δ merupakan simpangan antar tingkat desain yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.8.6), V_x merupakan gaya geser seismik

yang bekerja diantara tingkat x dan x-1, dan h_{sx} merupakan tinggi tingkat dibawah tingkat x.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.8.8)$$

Koefisien stabilitas yang dihitung melalui Persamaan (2.8.8) tidak boleh melebihi batasan yang ditentukan dalam Persamaan (2.8.9), dengan β merupakan rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Secara konservatif, rasio ini diizinkan untuk diambil sebesar 1,0. Apabila θ melebihi dari 0,10 namun kurang dari atau sama dengan θ_{max} , maka faktor peningkatan mengenai pengaruh P- Δ pada perpindahan dan gaya elemen struktur harus ditentukan dari analisis rasional. Sebagai alternatif, perpindahan dan gaya pada elemen struktur dapat dikalikan dengan $\frac{1,0}{1-\theta}$. Jika θ lebih besar dari θ_{max} , maka struktur berpotensi tidak stabil dan harus di desain ulang.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.8.9)$$

Hasil analisis koefisien stabilitas pada struktur ini dapat dilihat pada Tabel 2.8.6. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa koefisien stabilitas pada masing – masing lantai dan pada masing – masing arah tidak melebihi dari batasan P-Delta dan θ_{max} , sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur stabil dan pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

Tabel 2.8.6 Koefisien Stabilitas pada Setiap Tingkat

Lantai ke-i	Δ_{xi} (mm)	Δ_{yi} (mm)	P_{xi} (kN)	V_{xi} (kN)	V_{yi} (kN)	h_{si} (mm)	θ_{xi}	θ_{yi}	Batas P- Δ	θ_{max}
ATAP	9,851	2,987	257,9	40,3	33,0	3000	0,004	0,001	0.1	0,091
6	16,984	9,933	2515,0	308,9	279,5	3750	0,007	0,004	0.1	0,091
5	22,583	14,773	7017,1	766,2	729,5	3750	0,010	0,007	0.1	0,091
4	30,778	26,109	13995	1272,7	1249,3	3750	0,016	0,014	0.1	0,091
3	36,339	30,613	21228	1673,1	1667,3	3750	0,022	0,019	0.1	0,091
2	23,595	20,785	28462	1850,1	1850,1	3750	0,018	0,016	0.1	0,091

2.8.5 Pengecekan Ulang Ketidakberaturan

Pengecekan ulang ketidakberaturan struktur perlu dilakukan karena terdapat perubahan dimensi kolom. Pengecekan ini dilakukan pada ketidakberaturan horizontal tipe 1, ketidakberaturan vertikal tipe 1, dan tipe 5. Pengecekan hanya dilakukan pada ketidakberaturan tipe tersebut karena ketidakberaturan tersebut yang memerlukan data hasil analisis melalui *software*.

- Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1

Hasil analisis ketidakberaturan horizontal tipe 1 dapat dilihat pada Tabel 2.8.7 hingga Tabel 2.8.10. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur tetap memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a, namun hanya pada lantai 4 dan 5 akibat gempa arah y dengan eksentrisitas negatif. Oleh karena itu, konsekuensi faktor pembesaran torsi perlu dihitung pada lantai tersebut.

Tabel 2.8.7 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakberaturan
Atap	E _{x1}	1,240	1,227	1,011	-
Lantai 6	E _{x1}	3,591	3,034	1,183	-
Lantai 5	E _{x1}	4,842	4,386	1,104	-
Lantai 4	E _{x1}	6,226	5,774	1,078	-
Lantai 3	E _{x1}	6,991	6,675	1,047	-
Lantai 2	E _{x1}	4,331	4,266	1,015	-

Tabel 2.8.8 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakberaturan
Atap	E _{x2}	1,125	1,121	1,003	-
Lantai 6	E _{x2}	3,229	3,108	1,039	-

Lantai 5	E _{x2}	4,431	4,41	1,005	-
Lantai 4	E _{x2}	5,924	5,78	1,025	-
Lantai 3	E _{x2}	7,057	6,688	1,055	-
Lantai 2	E _{x2}	4,693	4,292	1,093	-

Tabel 2.8.9 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakberaturan
Atap	E _{y1}	0,268	0,246	1,087	-
Lantai 6	E _{y1}	2,444	2,261	1,081	-
Lantai 5	E _{y1}	3,684	3,562	1,034	-
Lantai 4	E _{y1}	4,822	4,772	1,011	-
Lantai 3	E _{y1}	6,494	5,780	1,123	-
Lantai 2	E _{y1}	4,671	3,896	1,199	-

Tabel 2.8.10 Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_{max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	Ketidakberaturan
Atap	E _{y2}	0,251	0,246	1,02	-
Lantai 6	E _{y2}	2,671	2,447	1,092	-
Lantai 5	E _{y2}	4,197	3,272	1,282	Horizontal 1a
Lantai 4	E _{y2}	5,516	4,433	1,244	Horizontal 1a
Lantai 3	E _{y2}	6,002	5,364	1,119	-
Lantai 2	E _{y2}	3,735	3,598	1,038	-

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a

Hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 1a dapat dilihat pada Tabel 2.8.11 hingga Tabel 2.8.14. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 1a.

Tabel 2.8.11 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{x1}	1,227	3000	0,00041	0,00029		-
6	E_{x1}	3,034	3750	0,00081	0,00057		-
5	E_{x1}	4,605	3750	0,00123	0,00086		-
4	E_{x1}	5,905	3750	0,00157	0,00110	0,00065	-
3	E_{x1}	6,445	3750	0,00172	0,00120	0,00096	-
2	E_{x1}	4,266	3750	0,00114	0,00080	0,00121	Vertikal 1a

Tabel 2.8.12 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{x2}	1,121	3000	0,00037	0,00026		-
6	E_{x2}	3,108	3750	0,00083	0,00058		-
5	E_{x2}	4,769	3750	0,00127	0,00089		-
4	E_{x2}	6,033	3750	0,00161	0,00113	0,00066	-
3	E_{x2}	6,513	3750	0,00174	0,00122	0,00099	-
2	E_{x2}	4,292	3750	0,00114	0,00080	0,00123	Vertikal 1a

Tabel 2.8.13 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{y1}	0,246	3000	0,00008	0,00006		-
6	E_{y1}	2,261	3750	0,00060	0,00042		-
5	E_{y1}	3,841	3750	0,00102	0,00072		-
4	E_{y1}	4,922	3750	0,00131	0,00092	0,00046	-
3	E_{y1}	5,503	3750	0,00147	0,00103	0,00078	-
2	E_{y1}	3,896	3750	0,00104	0,00073	0,00101	-

Tabel 2.8.14 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,7 K_{i+1}$	$0,8 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{y2}	0,246	3000	0,00008	0,00006		-
6	E_{y2}	2,447	3750	0,00065	0,00046		-

5	E_{y2}	3,617	3750	0,00096	0,00068		-
4	E_{y2}	4,627	3750	0,00123	0,00086	0,00045	-
3	E_{y2}	5,364	3750	0,00143	0,00100	0,00076	-
2	E_{y2}	3,598	3750	0,00096	0,00067	0,00097	Vertikal 1a

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b

Hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 1b dapat dilihat pada Tabel 2.8.15 hingga Tabel 2.8.18. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 1b.

Tabel 2.8.15 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakteraturan
Atap	E_{x1}	1,227	3000	0,00041	0,00025		-
6	E_{x1}	3,034	3750	0,00081	0,00049		-
5	E_{x1}	4,605	3750	0,00123	0,00074		-
4	E_{x1}	5,905	3750	0,00157	0,00094	0,00057	-
3	E_{x1}	6,445	3750	0,00172	0,00103	0,00084	-
2	E_{x1}	4,266	3750	0,00114	0,00068	0,00105	-

Tabel 2.8.16 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah X dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakteraturan
Atap	E_{x2}	1,121	3000	0,00037	0,00022		-
6	E_{x2}	3,108	3750	0,00083	0,00050		-
5	E_{x2}	4,769	3750	0,00127	0,00076		-
4	E_{x2}	6,033	3750	0,00161	0,00097	0,00058	-
3	E_{x2}	6,513	3750	0,00174	0,00104	0,00087	-
2	E_{x2}	4,292	3750	0,00114	0,00069	0,00108	-

Tabel 2.8.17 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Positif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakteraturan
Atap	E_{y1}	0,246	3000	0,00008	0,00005		-
6	E_{y1}	2,261	3750	0,00060	0,00036		-
5	E_{y1}	3,841	3750	0,00102	0,00061		-
4	E_{y1}	4,922	3750	0,00131	0,00079	0,00040	-

3	E_{y1}	5,503	3750	0,00147	0,00088	0,00069	-
2	E_{y1}	3,896	3750	0,00104	0,00062	0,00089	-

Tabel 2.8.18 Hasil Analisis Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Akibat Gempa Arah Y dengan Eksentrisitas Negatif

Lantai	Arah Gempa	Δ_i (mm)	h_i (mm)	K_i	$0,6 K_{i+1}$	$0,7 \bar{K}$	Ketidakberaturan
Atap	E_{y2}	0,246	3000	0,00008	0,00005		-
6	E_{y2}	2,447	3750	0,00065	0,00039		-
5	E_{y2}	3,617	3750	0,00096	0,00058		-
4	E_{y2}	4,627	3750	0,00123	0,00074	0,00040	-
3	E_{y2}	5,364	3750	0,00143	0,00086	0,00067	-
2	E_{y2}	3,598	3750	0,00096	0,00058	0,00085	-

- Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5

Hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 5 dapat dilihat pada Tabel 2.8.19. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa Kekuatan lateral pada masing – masing tingkat tidak ada yang kurang dari 80% maupun 65% kekakuan lateral tingkat di atasnya, sehingga struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 5a maupun 5b.

Tabel 2.8.19 Kekuatan Lateral Masing – Masing Tingkat

Lantai	S_{tr-i} (kN)	$0,8 S_{tr-i+1}$ (kN)	$0,65 S_{tr-i+1}$ (kN)	Ketidakberaturan
Atap	0	-	-	-
6	291,868	0	0	-
5	785,650	233,495	189,714	-
4	1284,821	628,520	510,672	-
3	1641,966	1027,856	835,133	-
2	1798,041	1313,573	1067,278	-

- Rekapitulasi Ketidakberaturan Struktur

Rekapitulasi ketidakberaturan pada struktur ini dapat dilihat pada Tabel 2.8.20.

Tabel 2.8.20 Rekapitulasi Ketidakberaturan yang Dimiliki Struktur

Jenis Ketidakberaturan			
Horizontal 1a	√	Vertikal 1a	√
Horizontal 1b	-	Vertikal 1b	-
Horizontal 2	√	Vertikal 2	√
Horizontal 3	√	Vertikal 3	-
Horizontal 4	√	Vertikal 4	√
Horizontal 5	-	Vertikal 5a	-
		Vertikal 5b	-

2.8.6 Penerapan Konsekuensi Ketidakberaturan

Konsekuensi dari setiap ketidakberaturan harus diterapkan pada struktur ini. Konsekuensi dari beberapa jenis ketidakberaturan yang dimiliki struktur ini dapat dilihat pada Tabel 2.8.21. Beberapa pasal konsekuensi sudah diterapkan pada struktur ini, yaitu pasal 7.7.3 (pemodelan struktur), pasal 7.12.1 (batasan simpangan antar lantai). Pasal 11.3.4 (eksentrisitas tak terduga), dan tabel 16 (prosedur analisis). Konsekuensi pasal 7.3.3.4 tidak diterapkan karena difragma tidak didesain dalam struktur ini. Konsekuensi pasal 7.3.3.3 juga tidak diterapkan karena elemen vertikal (kolom) yang menumpu pada balok hanya mendukung beban atap saja. Konsekuensi pasal 7.8.4.3 mengenai pembesaran torsi akan dihitung pada lantai yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a.

Tabel 2.8.21 Konsekuensi Ketidakberaturan yang Diterapkan pada Struktur

Tipe Ketidakberaturan	Pasal Konsekuensi
Horizontal Tipe 1a	7.3.3.4.
	7.7.3.
	7.8.4.3.
	7.12.1.
	Tabel 16

	11.3.4.
Horizontal Tipe 2	7.3.3.4. Tabel 16
Horizontal Tipe 3	7.3.3.4. Tabel 16
Horizontal Tipe 4	7.3.3.3. 7.3.3.4. 7.7.3. Tabel 16 11.3.4.
Vertikal Tipe 1a	Tabel 16
Vertikal Tipe 2	Tabel 16
Vertikal Tipe 4	7.3.3.3. 7.3.3.4. Tabel 16

Pembesaran torsi akan dihitung akan dihitung pada lantai 4 dan lantai 5 akibat beban gempa arah y dengan eksentrisitas negatif. Adapun hasil perhitungan pembesaran torsi berdasarkan Persamaan (2.7.19) dapat dilihat pada Tabel 2.8.22. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa pada lantai tersebut tidak perlu dilakukan pembesaran torsi karena nilai faktor pembesaran yang dihitung melalui Persamaan (2.7.19) kurang dari 1,0.

Tabel 2.8.22 Pembesaran Torsi pada Tingkat yang Memiliki Ketidakberaturan Torsi 1a

Lantai	Arah Gempa	$\delta_{\max}$ (mm)	δ_{avg} (mm)	A_x	A_{x_use}
Lantai 5	E_{y2}	19,424	16,659	0,944	1,000
Lantai 4	E_{y2}	15,242	13,393	0,899	1,000

2.9 Desain Penulangan Pelat Lantai

Desain penulangan pelat satu arah dan pelat dua arah didasarkan pada SNI 8900:2020 (Badan Standardisasi Nasional, 2020b) dan SNI 2847:2019. Pengambilan gaya dalam untuk desain penulangan pelat lantai tidak diambil dari hasil analisis melalui ETABS karena pelat dimodelkan sebagai

membrane, namun akan diambil melalui metode pendekatan yang diatur dalam SNI. Pendetailan tulangan pelat lantai hanya didesain terhadap beban gravitasi, sehingga kombinasi beban yang digunakan meliputi beban mati, beban mati tambahan, dan beban hidup ($1,4 D$ dan $1,2 D + 1,6L$)

2.9.1 Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor pada Pelat Satu Arah

Gaya dalam pada pelat satu arah diambil berdasarkan metode pendekatan yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 6.5. Pada Pasal 6.5.1 menjelaskan beberapa persyaratan yang harus dipenuhi apabila digunakan metode tersebut (lihat ketentuan a hingga e). Gaya geser ultimit (V_u) dan momen ultimit (M_u) akibat kombinasi beban terfaktor dapat dihitung melalui persamaan yang tertera pada Tabel 2.9.1 dan Tabel 2.9.2. Penggunaan masing – masing persamaan untuk menentukan gaya geser dan momen lentur yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 2.9.1.

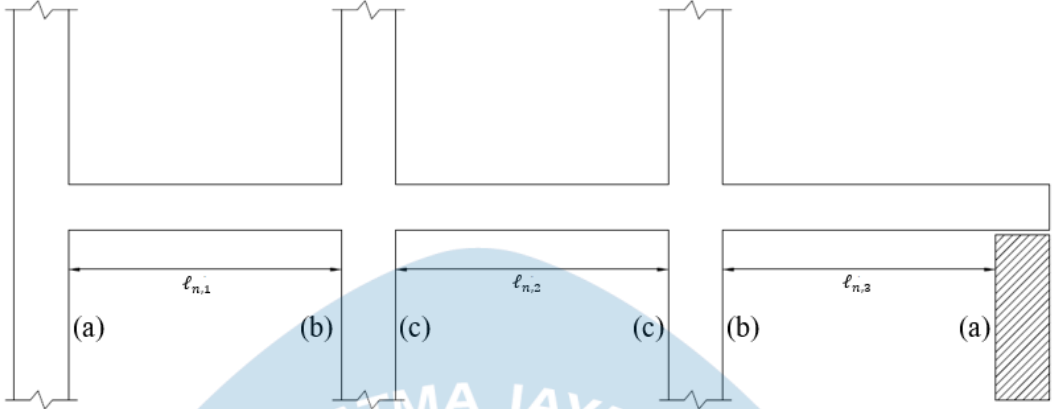
- Komponen struktur adalah prismatis
- Beban terdistribusi merata
- Beban hidup terfaktor tidak melebihi tiga kali beban mati tak terfaktor ($L \leq 3D$)
- Terdapat dua bentang atau lebih
- Panjang bentang terbesar terhadap panjang bentang terpendek dari dua bentang yang bersebelahan tidak lebih 20%

Tabel 2.9.1 Gaya Geser Ultimit pada Pelat Satu Arah
(SNI 2847:2019 Tabel 6.5.4)

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 2.9.2 Momen Ultimit pada Pelat Satu Arah (SNI 2847:2019 Tabel 6.5.2)

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	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{12}$



	$\frac{w_u \cdot l_{n,1}^2}{14}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,2}^2}{16}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,3}^2}{11}$	Momen Positif
Balok Spandrel	$\frac{w_u \cdot l_{n,1}^2}{24}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,1}^2}{10}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,2}^2}{11}$	0
Kolom	$\frac{w_u \cdot l_{n,1}^2}{16}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,2}^2}{11}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,2}^2}{11}$	Momen Negatif
Kondisi (a) dan (b)	$\frac{w_u \cdot l_{n,1}^2}{12}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,1}^2}{12}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,2}^2}{12}$	0
	$\frac{w_u \cdot l_{n,1}}{2}$	$\frac{1,15 w_u \cdot l_{n,1}}{2}$	$\frac{w_u \cdot l_{n,2}}{2}$	Gaya Geser
			$\frac{1,15 w_u \cdot l_{n,3}}{2}$	

Gambar 2.9.1 Momen Ultimit dan Gaya Geser Ultimit pada Pelat Satu Arah

Catatan :

[#] : Untuk kondisi dua bentang, momen negative pada muka interior

pertama adalah $\frac{w_u l_n^2}{9}$

(a) : Muka interior dari pendukung eksterior

(b) : Muka eksterior dari pendukung interior pertama

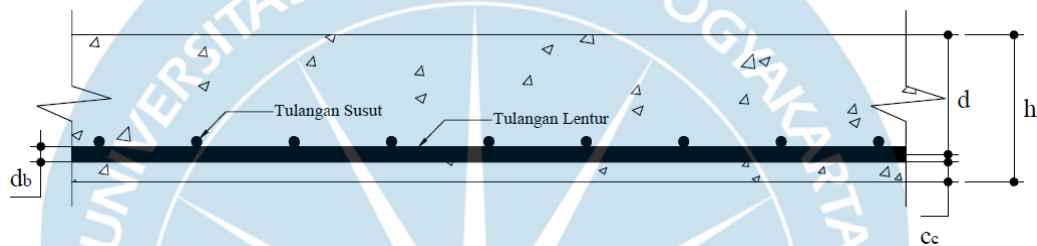
(c) : Muka dari pendukung lainnya

Gaya geser ultimit yang dihitung berdasarkan Tabel 2.9.1 tidak boleh melebihi kapasitas geser beton dari penampang pelat. Kuat geser beton dapat dihitung melalui Persamaan (2.9.1) yang didasarkan pada SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1. Apabila gaya geser ultimit yang bekerja melebihi dari kapasitas geser beton, maka tebal pelat harus diperbesar. Pada Persamaan (2.9.1), 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 (Lihat Gambar 2.9.2) yang

dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.2), dan ϕ merupakan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,75. c_c pada Persamaan (2.9.2) merupakan selimut beton yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 20.6.1.3 (Lihat Tabel 2.9.3) dan d_b merupakan diameter tulangan lentur.

$$\phi V_c = \phi 0,17\lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.9.1)$$

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2} \quad (2.9.2)$$



Gambar 2.9.2 Penampang Pelat Satu Arah

Tabel 2.9.3 Ketebalan Selimut Beton pada Komponen Struktur Beton (SNI 2847:2019 Tabel 20.6.1.3.1)

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

2.9.2 Kebutuhan Tulangan Pelat Satu 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 luas tulangan lentur dapat dihitung melalui Persamaan (2.9.3), dengan ρ merupakan rasio tulangan yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.4). Nilai k pada Persamaan (2.9.4) merupakan koefisien tahanan lentur yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.5).

$$A_{sreq} = \rho_{req} b d \quad (2.9.3)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right) \quad (2.9.4)$$

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (2.9.5)$$

Luas tulangan yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.3), tidak boleh kurang dari luas minimum tulangan pada pelat satu arah. SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 mengatur luasan minimum tulangan untuk pelat satu arah (Lihat Tabel 2.9.4). Apabila luas tulangan yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.3) kurang dari luas minimum tulangan yang dihitung berdasarkan Tabel 2.9.4, maka luasan tulangan yang digunakan adalah luas minimum. A_g pada Tabel 2.9.4 merupakan luas penampang pelat.

Tabel 2.9.4 Luas Tulangan Lentur dan Susut Minimum Pelat Satu Arah (SNI 2847:2019 Tabel 7.6.1.1)

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	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
		$0,0014 A_g$

Dalam melakukan desain tulangan lentur pada pelat satu arah, asumsi yang digunakan merupakan penampang pelat dalam kondisi terkontrol tarik, oleh karena itu rasio tulangan yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.4) tidak boleh melebihi rasio tulangan maksimum yang ditentukan berdasarkan Persamaan (2.9.6), dengan β_1 ditentukan melalui Tabel 2.9.5.

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y} \quad (2.9.6)$$

Tabel 2.9.5 Nilai β_1 untuk Setiap Mutu Beton (SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3)

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

Luas tulangan susut minimum yang diperlukan pada pelat satu arah ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.2. Pada pasal ini menjelaskan luas tulangan susut minimum tidak boleh kurang dari batasan yang diatur dalam Tabel 2.9.4.

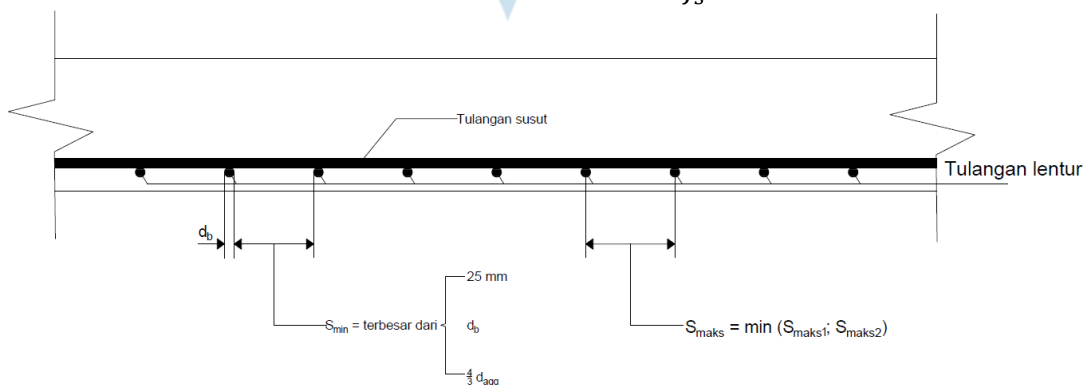
2.9.3 Detail Penulangan Pelat Satu Arah

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 menjelaskan bahwa spasi maksimum untuk tulangan ulir harus diambil terkecil dari Persamaan (2.9.7) dan Persamaan (2.9.8). Pada kedua persamaan tersebut, f_s merupakan tegangan pada tulangan tarik dan diizinkan untuk mengambil nilai f_s sebesar $2/3$ dari f_y . Spasi maksimum yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.7) dan Persamaan (2.9.8) diukur dari pusat tulangan ke pusat tulangan (Lihat Gambar 2.9.3). Untuk spasi maksimum tulangan susut diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.4, dimana tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $5h$ dan 450 mm.

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad (2.9.7)$$

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (2.9.8)$$



Gambar 2.9.3 Detail Penulangan Lentur Pelat Satu Arah

2.9.4 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 (lihat ketentuan a hingga f).

- 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 bukaan 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.

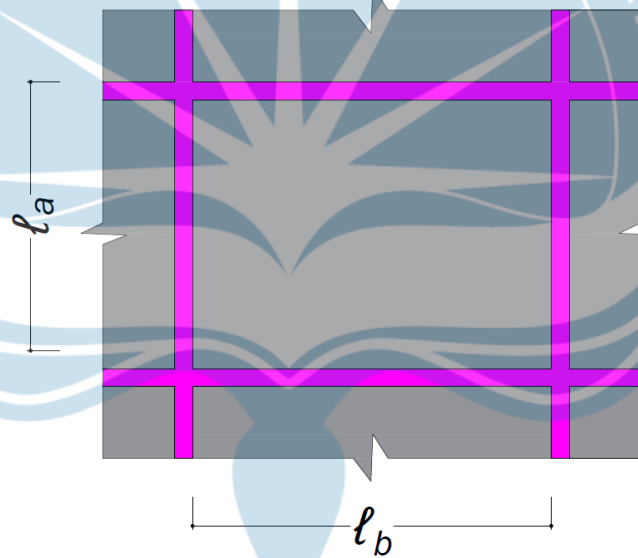
Pada pasal ini memberikan beberapa klasifikasi untuk menghitung momen ultimit akibat kombinasi beban terfaktor. Terdapat empat klasifikasi yang diberikan berdasarkan letak panel pelat lantai, yaitu panel interior (Lihat Gambar 2.9.4), panel ujung dengan l_a (l_{nx}) sejajar tepi (Lihat Gambar 2.9.5), panel ujung dengan l_b (l_{ny}) sejajar tepi (Lihat Gambar 2.9.6), dan panel sudut (Lihat Gambar 2.9.7). Momen lentur pada masing – masing klasifikasi panel dapat dihitung sesuai dengan persamaan pada Tabel 2.9.6 hingga Tabel 2.9.9.

Pasal 7.9.4 memberikan penjelasan dan metode untuk menghitung gaya geser ultimit akibat kombinasi beban terfaktor pada masing – masing arah. Gaya geser ultimit pada arah bentang pendek (V_{ux}) dapat dihitung melalui Persamaan (2.9.8) dan pada arah bentang panjang (V_{uy}) dapat dihitung melalui Persamaan (2.9.9). Gaya geser

ultimit yang dihitung berdasarkan kedua persamaan tersebut tidak boleh melebihi kapasitas geser beton yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.1). 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.

$$V_{ux} = \frac{\alpha_y w_u l_{ny}}{2} \geq \frac{w_u l_{nx}}{4} \quad (2.9.9)$$

$$V_{uy} = \frac{\alpha_x w_u l_{nx}}{2} \geq w_u \left(\frac{l_{nx}}{2} - \frac{l_{nx}^2}{4l_{ny}} \right) \quad (2.9.10)$$



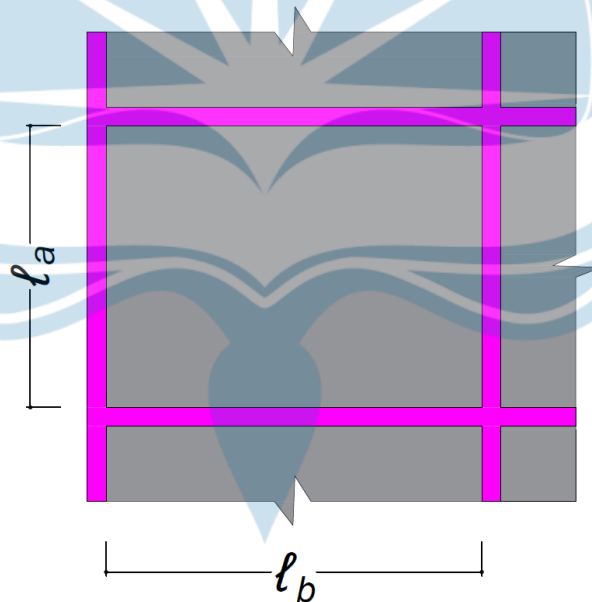
Gambar 2.9.4 Panel Interior Pelat Dua Arah (SNI 8900:2020 Gambar 7.9.2d)

Tabel 2.9.6 Momen Lentur Pelat Dua Arah pada Panel Interior (SNI 8900:2020

Tabel 7.9.2a)

$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	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	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{22}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{42}$	$\alpha_x = 0,50$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{22}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{42}$	$\alpha_y = 0,50$

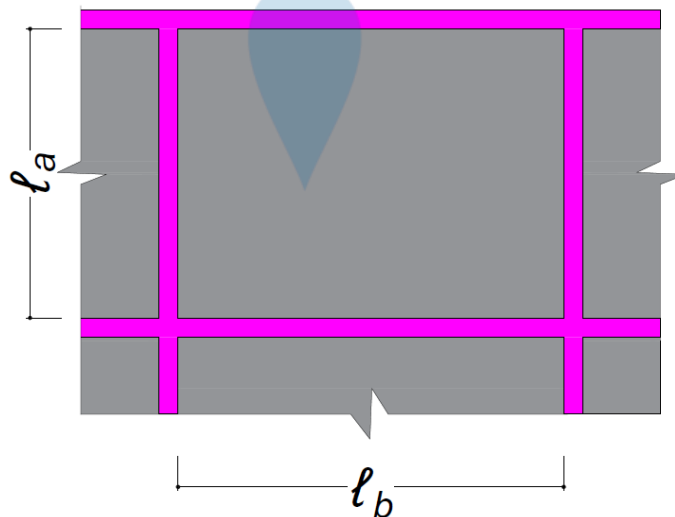
1,1	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{18}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{35}$	$\alpha_x = 0,60$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{25}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{50}$	$\alpha_y = 0,40$
1,2	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{30}$	$\alpha_x = 0,67$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{35}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{60}$	$\alpha_y = 0,33$
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		$\alpha_y = 0,00$



Gambar 2.9.5 Panel Ujung dengan l_a Sejajar Tepi pada Pelat Dua Arah (SNI 8900:2020 Gambar 7.9.2e)

Tabel 2.9.7 Momen Lentur Pelat Dua Arah pada Panel Ujung dengan l_a Sejajar Tepi (SNI 8900:2020 Tabel 7.9.2b)

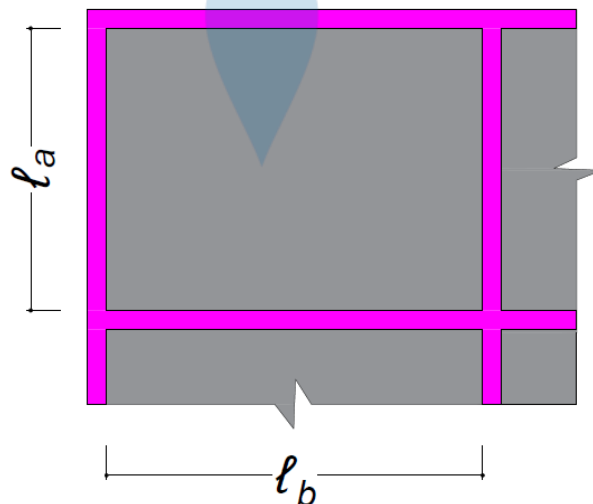
$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	Arah pendek (ℓ_{nx})			Arah panjang (ℓ_{ny})		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_x^- = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{16}$	$M_x^+ = \frac{w_u \ell_{nx}^2}{35}$	$\alpha_x = 0,67$	$M_y^- = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{33}$	$M_y^+ = \frac{w_u \ell_{ny}^2}{40}$	$\alpha_y = 0,33$
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		$\alpha_y = 0,00$



Gambar 2.9.6 Panel Ujung dengan l_b Sejajar Tepi pada Pelat Dua Arah (SNI 8900:2020 Gambar 7.9.2f)

Tabel 2.9.8 Momen Lentur Pelat Dua Arah pada Panel Ujung dengan l_b Sejajar Tepi (SNI 8900:2020 Tabel 7.9.2c)

$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	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		$\alpha_y = 0,00$



Gambar 2.9.7 Panel Sudut pada Pelat Dua Arah (SNI 8900:2020 Gambar 7.9.2g)

Tabel 2.9.9 Momen Lentur Pelat Dua Arah pada Panel Sudut (SNI 8900:2020

Tabel 7.9.2d)

$\beta = \ell_{ny} / \ell_{nx}$	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		$\alpha_y = 0,00$

2.9.5 Kebutuhan Tulangan Pelat Dua Arah

Pada prinsipnya, untuk menghitung luas tulangan lentur pada pelat dua arah sama dengan pelat satu arah, namun perhitungan pada pelat dua arah dilakukan sebanyak dua kali karena kebutuhan tulangan lentur terbagi dalam arah pendek (x) dan arah panjang (y). Untuk luas minimum tulangan susut pada dua arah juga ditentukan berdasarkan Tabel 2.9.4.

2.9.6 Detail Penulangan Pelat Dua 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.

2.9.7 Desain Penulangan Pelat Satu Arah

Perhitungan desain penulangan pelat satu arah yang akan diuraikan adalah pelat tipe E, untuk hasil perhitungan tipe pelat yang lain akan direkapitulasi dalam bentuk tabel. Denah pelat tipe E dapat dilihat pada Gambar 2.9.8. Adapun spesifikasi material yang digunakan untuk semua tipe pelat satu arah pada struktur ini adalah sebagai berikut:

- $f'_c = 30$ 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 E difungsikan sebagai pelat untuk mendukung ruang meeting room. Adapun beban mati dan beban hidup yang didukung pelat adalah $Q_{DL} = 3,36$ kN/m², $Q_{SIDL} = 2,63$ kN/m², $Q_{LL} = 4,79$ kN/m².

- Kombinasi 1,4 D

$$w_{u1} = 1,4 (Q_{DL} + Q_{SIDL})$$

$$w_{u1} = 1,4 (3,36 + 2,63)$$

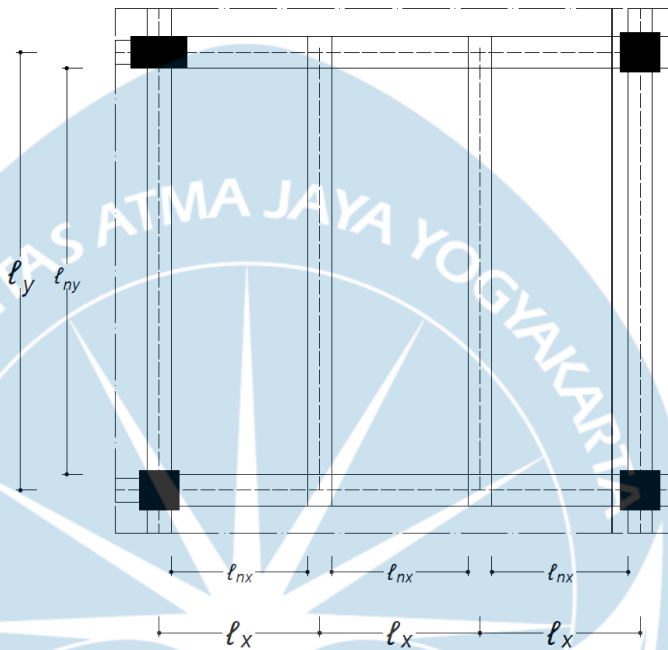
$$w_{u1} = 8,39 \text{ kN/m}^2$$

- Kombinasi 1,2 D + 1,6 L

$$w_{u2} = 1,2 (Q_{DL} + Q_{SIDL}) + 1,6 Q_{LL}$$

$$w_{u2} = 1,2 (3,36 + 2,63) + 1,6 (4,79)$$

$$w_{u2} = 14,85 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 2.9.8 Denah Pelat Tipe E

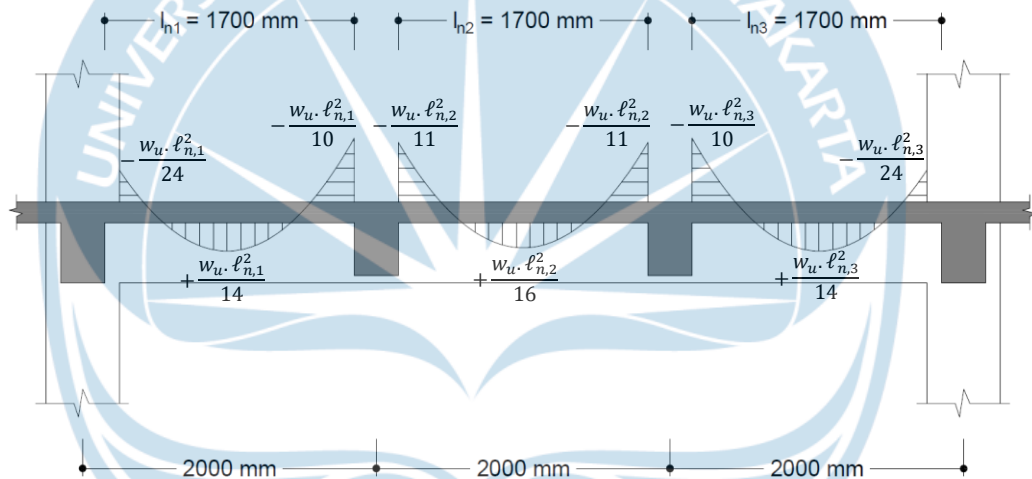
Berdasarkan hasil perhitungan, digunakan hasil kombinasi yang terbesar, yaitu, $w_u = 14,85 \text{ kN/m}^2$. Karena dalam analisis lebar pelat ditinjau dalam 1,0 m panjang, maka $w_u = 14,85 \text{ kN/m}$. Adapun beban terfaktor maksimum untuk tipe pelat satu arah yang lain dapat dilihat pada Tabel 2.9.10.

Tabel 2.9.10 Beban Terfaktor Maksimum untuk Masing –
Masing Tipe Pelat Satu Arah

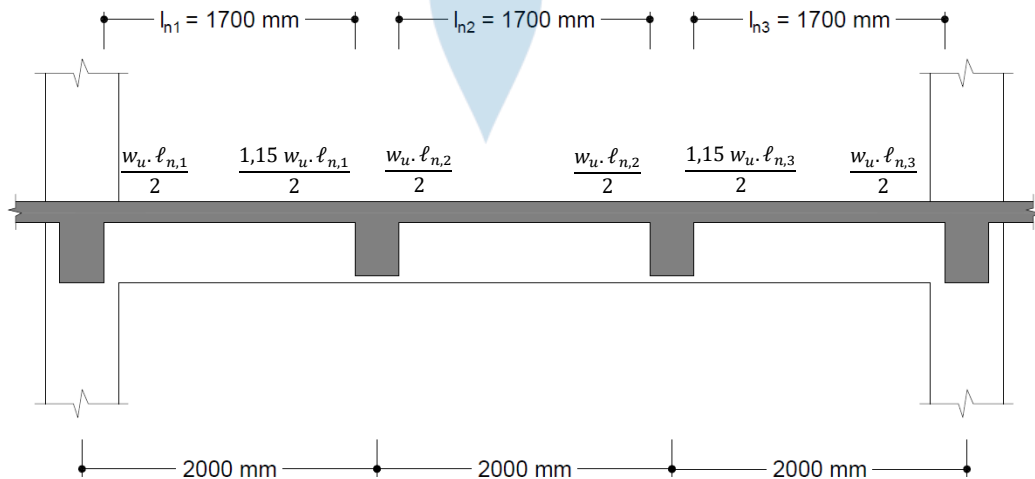
Tipe Pelat	Fungsi Pelat	W_u (kN/m)	Tipe Pelat	Fungsi Pelat	W_u (kN/m)
A	Koridor	14,85	H	<i>Meeting Room</i>	14,85
B	Koridor	14,85	I	Koridor	14,85
C	Koridor	14,85	J	Koridor	14,85
D1	Kamar	10,26	K1	Atap AHU	14,75
D2	<i>Meeting Room</i>	14,85	L1	Atap AHU	18,10
F	<i>Meeting Room</i>	14,85	K2	Atap Toren	14,75
G	<i>Meeting Room</i>	14,85	L2	Atap Toren	18,10

- Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor

Distribusi momen negatif, momen positif, dan gaya geser pada pelat tipe E dapat dilihat pada Gambar 2.9.9 dan Gambar 2.9.10. Untuk desain penulangan lentur, koefisien momen negatif dan momen positif diambil nilai terbesar dari beberapa kondisi. Untuk gaya geser pada prinsipnya sama dengan momen lentur, sehingga juga diambil nilai terbesar pada beberapa kondisi. Hasil perhitungan gaya dalam pada tipe pelat yang lain dapat dilihat pada Tabel 2.9.11.



Gambar 2.9.9 Momen Lentur pada Pelat Tipe E



Gambar 2.9.10 Gaya Geser pada Pelat Tipe E

➤ Momen Negatif (Tumpuan)

$$M_u^- = \frac{w_u l_{n,1}^2}{10}$$

$$M_u^- = \frac{14,85 \left(\frac{1700}{1000} \right)^2}{10}$$

$$M_u^- = 4,292 \text{ kNm}$$

➤ Momen Positif (Lapangan)

$$M_u^+ = \frac{w_u l_{n,1}^2}{14}$$

$$M_u^+ = \frac{14,85 \left(\frac{1700}{1000} \right)^2}{14}$$

$$M_u^+ = 3,066 \text{ kNm}$$

➤ Gaya Geser Ultimit

$$V_u = \frac{1,15 w_u l_{n,1}}{2}$$

$$V_u = \frac{1,15 (14,85) \left(\frac{1700}{1000} \right)}{2}$$

$$V_u = 8,540 \text{ kN}$$

Tabel 2.9.11 Gaya Dalam pada Tipe Pelat Satu Arah yang Lain

Tipe Pelat	L_{nx} (mm)	M_u^- (kNm)	M_u^+ (kNm)	V_u (kN)
A	1200	2,139	1,528	8,540
B	1200	2,139	1,528	8,540
C	1900	5,362	3,830	8,540
D1	800	0,657	0,469	5,900
D2	800	0,951	0,679	8,540
F	1200	2,376	1,528	8,540
G	1150	2,182	1,403	8,540
H	800	0,951	0,679	8,540

I	2200	7,987	5,135	8,540
J	1200	2,376	1,528	8,540
K1	1125	2,074	1,333	8,478
L1	1200	2,359	1,517	8,478
K2	1100	1,991	1,369	10,405
L2	1200	2,369	1,629	10,405

- 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

- 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 $V_u \leq \phi V_c$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$8,54 \leq 79,262 \dots \text{Penampang aman terhadap geser}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa kapasitas geser beton lebih besar dari gaya geser ultimit yang bekerja pada pelat, sehingga dapat disimpulkan bahwa penampang aman terhadap geser.

- Koefisien Tahanan Lentur dan Rasio Tulangan

- Koefisien Tahanan Lentur

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Tumpuan

$$k = \frac{M_u^-}{\phi b d^2}$$

$$k = \frac{4,292 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k = 0,370$$

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Lapangan

$$k = \frac{M_u^+}{\phi b d^2}$$

$$k = \frac{3,066 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k = 0,264$$

- Rasio Tulangan

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,370)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,00089$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,264)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,00063$$

- 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

$$A_{s_{req}} = \rho_{req}bd$$

$$A_{s_{req}} = 0,00089(1000)(113,5)$$

$$A_{s_{req}} = 100,782 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Pada Lapangan

$$A_{s_{req}} = \rho_{req}bd$$

$$A_{s_{req}} = 0,00063(1000)(113,5)$$

$$A_{s_{req}} = 71,835 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Minimum

Mutu baja tulangan yang digunakan adalah $f_y = 420 \text{ MPa}$, maka berdasarkan Tabel 2.9.4, luas minimum diambil dari nilai terbesar kedua persamaan berikut:

$$A_{s_{min}} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_{min}} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140)\right)$$

$$A_{s_{min}} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_{min}} = 252 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan luas minimum tulangan lentur adalah 252 mm^2 , sedangkan luas tulangan yang dibutuhkan

pada daerah tumpuan dan lapangan kurang dari luas minimum, sehingga digunakan luas minimum ($A_s = 252 \text{ mm}^2$)

- Jarak Tulangan Dipasang

Jarak tulangan yang dibutuhkan berdasarkan luas tulangan yang diperlukan dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.11)

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s} \quad (2.9.11)$$

- Jarak Tulangan Lentur Pada Tumpuan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{252}$$

$$s = 526,715 \text{ mm}$$

- Jarak Tulangan Lentur Pada Lapangan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{252}$$

$$s = 526,715 \text{ mm}$$

- Jarak Tulangan Maksimum

- Spasi Maksimum Berdasarkan Persamaan (2.9.7)

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 c_c$$

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) - 2,5 (20)$$

$$s_{maks_1} = 330 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum Berdasarkan Persamaan (2.9.8)

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan spasi maksimum berdasarkan Persamaan (2.9.8) lebih kecil dari Persamaan (2.9.7), sehingga spasi maksimum yang menentukan berdasarkan Persamaan (2.9.8). Karena hasil perhitungan jarak tulangan pada tumpuan dan lapangan melebihi dari batasan spasi maksimum, maka digunakan jarak tulangan sebesar 300 mm pada tumpuan (D13-300) dan 300 mm pada lapangan (D13-300)

- Pengecekan 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.

- 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

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{s}$$

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{300}$$

$$A_{s_{use}} = 442,44 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Lapangan

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{s}$$

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{300}$$

$$A_{s_{use}} = 442,44 \text{ mm}^2$$

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 dan Jarak Tulangan Susut

Mutu baja yang digunakan pada tulangan susut adalah $f_y = 420$ MPa, sehingga luas minimum diambil terbesar dari kedua persamaan yang tertera pada Tabel 2.9.4.

- Luas Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$A_{s_{min}} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_{min}} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140)\right)$$

$$A_{s_{min}} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_{min}} = 252 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Susut Pada 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

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{b_susut}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (10)^2 (1000)}{252}$$

$$s = 311,666 \text{ mm}^2$$

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

- Jarak 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 E 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 2.9.12. Detail gambar penulangan pelat satu arah dapat dilihat pada Lampiran 64 hingga Lampiran 75.

Tabel 2.9.12 Hasil Perhitungan Penulangan Pelat Satu Arah pada Masing –
Masing Tipe

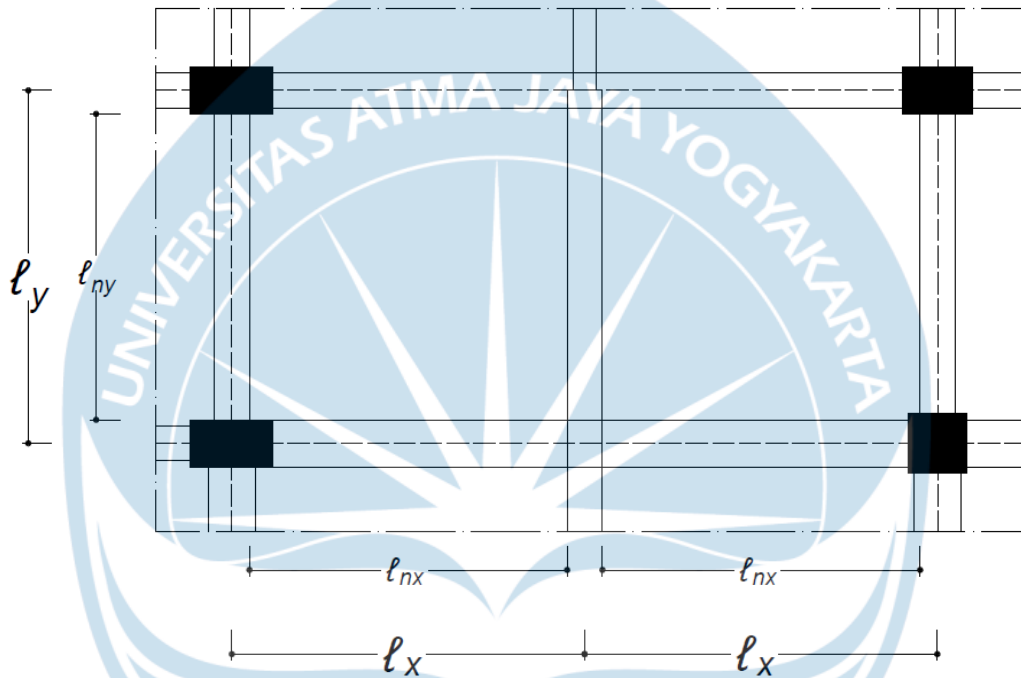
Tipe Pelat	$A_{s_req}^-$ (mm ²)	$A_{s_req}^+$ (mm ²)	A_{s_min} (mm ²)	Tulangan Lentur Tumpuan	Tulangan Lentur Lapangan	Tulangan Susut Tumpuan dan Lapangan
A	50,031	35,699	252	D13-300	D13-300	D10-300
B	50,031	35,699	252	D13-300	D13-300	D10-300
C	126,124	89,850	252	D13-300	D13-300	D10-300
D1	15,322	10,941	252	D13-300	D13-300	D10-300
D2	22,191	15,843	252	D13-300	D13-300	D10-300
F	55,613	35,699	252	D13-300	D13-300	D10-300
G	51,058	32,779	252	D13-300	D13-300	D10-300
H	22,191	15,843	252	D13-300	D13-300	D10-300
I	188,751	120,736	252	D13-300	D13-300	D10-300
J	55,613	35,699	252	D13-300	D13-300	D10-300
K1	48,501	31,140	252	D13-300	D13-300	D10-300
L1	55,210	35,441	252	D13-300	D13-300	D10-300
K2	46,554	31,972	252	D13-300	D13-300	D10-300
L2	55,439	38,066	252	D13-300	D13-300	D10-300

2.9.8 Desain Penulangan Pelat Dua Arah

Perhitungan desain penulangan pelat dua arah yang akan diuraikan adalah pelat tipe A', untuk hasil perhitungan tipe pelat yang lain akan direkapitulasi dalam bentuk tabel. Denah pelat tipe A' dapat dilihat pada Gambar 2.9.11. Adapun spesifikasi material yang digunakan untuk semua tipe pelat dua arah pada struktur ini adalah sebagai berikut:

- f'_c = 30 MPa
- f_y = 420 MPa

- $d_{bx} = 13 \text{ mm}$
- $d_{by} = 13 \text{ mm}$
- $d_{b_susut} = 10 \text{ mm}$
- $c_c = 20 \text{ mm}$



Gambar 2.9.11 Denah Pelat Tipe A'

- Kombinasi Beban Terfaktor (w_u)

Pelat tipe A difungsikan sebagai pelat untuk mendukung ruang kamar. Adapun beban mati dan beban hidup yang didukung pelat adalah $Q_{DL} = 3,36 \text{ kN/m}^2$, $Q_{SIDL} = 2,63 \text{ kN/m}^2$, $Q_{LL} = 1,92 \text{ kN/m}^2$.

- Kombinasi 1,4 D

$$w_{u1} = 1,4 (Q_{DL} + Q_{SIDL})$$

$$w_{u1} = 1,4 (3,36 + 2,63)$$

$$w_{u1} = 8,39 \text{ kN/m}^2$$

- Kombinasi 1,2 D + 1,6 L

$$w_{u2} = 1,2 (Q_{DL} + Q_{SIDL}) + 1,6 Q_{LL}$$

$$w_{u2} = 1,2 (3,36 + 2,63) + 1,6 (1,92)$$

$$w_{u2} = 10,26 \text{ kN/m}^2$$

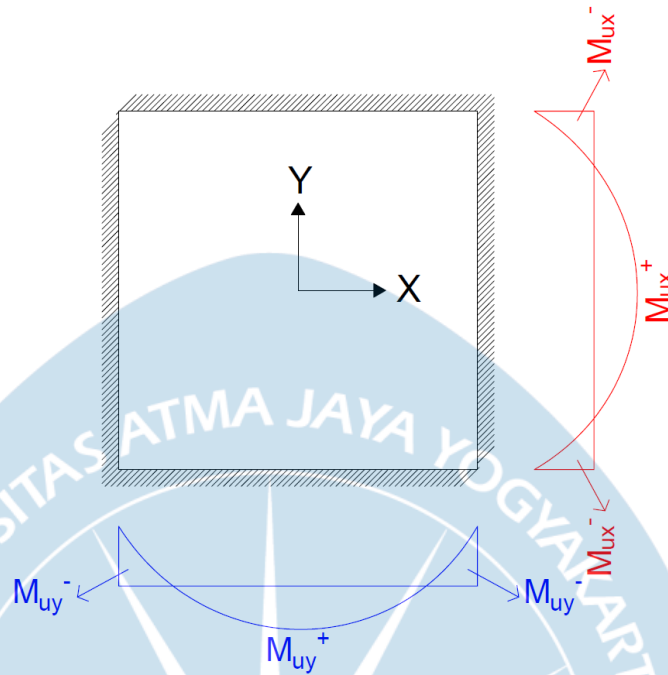
Berdasarkan hasil perhitungan, digunakan hasil kombinasi yang terbesar, yaitu, $w_u = 10,26 \text{ kN/m}^2$. Karena dalam analisis lebar pelat ditinjau dalam 1,0 m panjang, maka $w_u = 10,26 \text{ kN/m}$. Adapun beban terfaktor maksimum untuk tipe pelat dua arah yang lain dapat dilihat pada Tabel 2.9.13.

Tabel 2.9.13 Beban Terfaktor Maksimum untuk Masing – Masing Tipe Pelat Dua Arah

Tipe Pelat	Fungsi Pelat	W_u (kN/m)
B1'	Kamar Mandi	12,41
B2'	Kamar	10,26
C'	Kamar	10,26
D1'	Kamar Mandi	12,41
D2'	Kamar	10,26
E'	Koridor	14,85
F'	Koridor	14,85
G'	Meeting Room	14,85
H'	Kamar Mandi	12,41

- Gaya Dalam Akibat Kombinasi Beban Terfaktor

Pelat tipe A' merupakan pelat interior, sehingga besarnya momen lentur pada tumpuan dan lapangan ditentukan dari Tabel 2.9.6. Distribusi momen negatif dan momen positif pada arah x dan y dapat dilihat pada Gambar 2.9.12. Gaya geser pada arah x dan arah y dihitung berdasarkan Persamaan (2.9.9) dan Persamaan (2.9.10), dimana nilai fraksi beban pada masing – masing arah ditentukan dari Tabel 2.9.6. Hasil perhitungan gaya dalam pada tipe pelat yang lain dapat dilihat pada Tabel 2.9.14.



Gambar 2.9.12 Distribusi Momen Negati dan Momen Positif pada Arah X dan Y

➤ Rasio l_{ny}/l_{nx}

Diketahui pelat tipe A' memiliki bentang bersih arah x (l_{nx}) sebesar 2650 mm dan arah y (l_{ny}) sebesar 2700 mm, maka rasio bentang panjang terhadap bentang pendek (β) adalah sebagai berikut:

$$\beta = \frac{l_{ny}}{l_{nx}}$$

$$\beta = \frac{2700}{2650}$$

$$\beta = 1,02$$

Nilai tersebut dibulatkan ke atas menjadi 1,1, maka berdasarkan Tabel 2.9.6 diperoleh koefisien momen dan fraksi beban pada arah x dan y adalah sebagai berikut :

▪ Koefisien momen tumpuan X : $M_x^- = \frac{w_u l_{nx}^2}{18}$

▪ Koefisien momen tumpuan Y : $M_y^- = \frac{w_u l_{ny}^2}{35}$

- Koefisien momen lapangan X : $M_x^+ = \frac{w_u l_{nx}^2}{25}$
- Koefisien momen lapangan Y : $M_y^+ = \frac{w_u l_{ny}^2}{50}$
- Fraksi beban arah x : $\alpha_x = 0,6$
- Fraksi beban arah y : $\alpha_y = 0,4$

➤ Momen Negatif Arah X (Tumpuan)

$$M_{ux}^- = \frac{w_u l_{nx}^2}{18}$$

$$M_{ux}^- = \frac{10,28 \left(\frac{2650}{1000} \right)^2}{18}$$

$$M_{ux}^- = 4,003 \text{ kNm}$$

➤ Momen Positif Arah X (Lapangan)

$$M_{ux}^+ = \frac{w_u l_{nx}^2}{35}$$

$$M_{ux}^+ = \frac{10,28 \left(\frac{2650}{1000} \right)^2}{35}$$

$$M_{ux}^+ = 2,058 \text{ kNm}$$

➤ Momen Negatif Arah Y (Tumpuan)

$$M_{uy}^- = \frac{w_u l_{ny}^2}{25}$$

$$M_{uy}^- = \frac{10,28 \left(\frac{2700}{1000} \right)^2}{25}$$

$$M_{uy}^- = 2,882 \text{ kNm}$$

➤ Momen Positif Arah Y (Lapangan)

$$M_{uy}^+ = \frac{w_u l_{ny}^2}{50}$$

$$M_{uy}^+ = \frac{10,28 \left(\frac{2700}{1000} \right)^2}{50}$$

$$M_{uy}^+ = 1,496 \text{ kNm}$$

➤ Gaya Geser Ultimit Arah X

$$V_{ux} = \frac{\alpha_y q_u l_{nx}}{2} \geq \frac{q_u l_{nx}}{4}$$

$$V_{ux} = \frac{0,4 (10,26) \left(\frac{2650}{1000}\right)}{2} \geq \frac{(10,26)(2650)}{4}$$

$$V_{ux} = 5,438 \text{ kN} \geq 6,797 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 6,797 \text{ kN}$$

➤ Gaya Geser Ultimit Arah Y

$$V_{uy} = \frac{\alpha_x q_u l_{ny}}{2} \geq \frac{q_u l_{ny}}{4}$$

$$V_{uy} = \frac{0,6 (10,26) \left(\frac{2700}{1000}\right)}{2} \geq \frac{(10,26)(2700)}{4}$$

$$V_{uy} = 8,157 \text{ kN} \geq 6,923 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 8,157 \text{ kN}$$

Tabel 2.9.14 Gaya Dalam pada Tipe Pelat Dua Arah yang Lain

Tipe Pelat	Jenis Panel	L _{nx} (mm)	L _{ny} (mm)	M _{ux} ⁻ (kNm)	M _{ux} ⁺ (kNm)	M _{uy} ⁻ (kNm)	M _{uy} ⁺ (kNm)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)
A'	Interior	2650	2700	4,003	2,058	2,882	1,496	6,797	8,157
B1'	Interior	1200	1650	1,276	0,715	0,357	0,338	3,722	5,955
B2'	Interior	1250	1700	1,145	0,641	0,321	0,297	3,206	5,130
C'	Interior	2200	2700	3,311	1,839	1,241	0,997	5,643	8,352
D1'	Interior	1700	2200	2,390	1,328	0,896	0,800	5,273	7,803
D2'	Interior	1700	2200	1,977	1,098	0,741	0,662	4,361	6,454
E'	Interior	1200	2650	2,139	1,337	Susut minimum	Susut minimum	4,456	8,911
F'	L _{ny} sejajar tepi	1000	2200	1,650	1,350	Susut minimum	Susut minimum	3,713	7,426
G'	L _{nx} sejajar tepi	2700	2700	6,767	3,093	3,281	2,707	10,03	13,43
H'	L _{nx} sejajar tepi	2200	2700	4,619	2,402	0,858	1,064	6,823	11,60

• 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 $V_{ux} \leq \phi V_c$

$$V_{ux} \leq \phi V_c$$

$$6,797 \leq 79,262 \dots \text{Penampang aman terhadap geser}$$

➤ Cek $V_{uy} \leq \phi V_c$

$$V_{uy} \leq \phi V_c$$

$$8,156 \leq 79,262 \dots \text{Penampang aman terhadap geser}$$

• Koefisien Tahanan Lentur dan Rasio Tulangan

➤ Koefisien Tahanan Lentur Arah X

▪ Koefisien Tahanan Lentur Pada Tumpuan

$$k_x^- = \frac{M_{ux}^-}{\phi b d_x^2}$$

$$k_x^- = \frac{4,003 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k_x^- = 0,345$$

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Lapangan

$$k_x^+ = \frac{M_{ux}^+}{\phi b d_x^2}$$

$$k_x^+ = \frac{2,058 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k_x^+ = 0,178$$

- Koefisien Tahanan Lentur Arah Y

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Tumpuan

$$k_y^- = \frac{M_{uy}^-}{\phi b d_y^2}$$

$$k_y^- = \frac{2,882 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k_y^- = 0,317$$

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Lapangan

$$k_y^+ = \frac{M_{uy}^+}{\phi b d_y^2}$$

$$k_y^+ = \frac{1,496 \times 10^6}{(0,9)(1000)(113,5)^2}$$

$$k_y^+ = 0,165$$

- Rasio Tulangan Arah X

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_x^- = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 k_x^-}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_x^- = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,345)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_x^- = 0,000828$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_x^+ = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k_x^+}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_x^+ = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,178)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_x^+ = 0,000424$$

- Rasio Tulangan Arah Y

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_y^- = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k_y^-}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_y^- = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,317)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_y^- = 0,00076$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_y^+ = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k_y^+}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_y^+ = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0,165)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_y^+ = 0,000393$$

- 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 Arah X

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$A_{s_x}^- = \rho_x^- b d_x$$

$$A_{s_x}^- = 0,000828(1000)(113,5)$$

$$A_{s_x}^- = 93,947 \text{ mm}^2$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$A_{s_x}^+ = \rho_x^+ b d_x$$

$$A_{s_x}^+ = 0,000424(1000)(113,5)$$

$$A_{s_x}^+ = 48,148 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Arah Y

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$A_{s_y}^- = \rho_y^- b d_y$$

$$A_{s_y}^- = 0,00076(1000)(113,5)$$

$$A_{s_y}^- = 76,343 \text{ mm}^2$$

- Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$A_{s_y}^+ = \rho_y^+ b d_y$$

$$A_{s_y}^+ = 0,000393(1000)(113,5)$$

$$A_{s_y}^+ = 39,505 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Lentur Minimum

Mutu baja tulangan yang digunakan adalah $f_y = 420$ MPa, maka berdasarkan Tabel 2.9.4, luas minimum diambil dari nilai terbesar kedua persamaan berikut:

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140)\right)$$

$$A_{s_min} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_min} = 252 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan luas minimum tulangan lentur adalah 252 mm^2 , sedangkan luas tulangan yang dibutuhkan pada daerah tumpuan dan lapangan kurang dari luas minimum, sehingga digunakan luas minimum ($A_s = 252 \text{ mm}^2$)

- 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

$$s_{maks} = \max(3h ; 450 \text{ mm})$$

$$s_{maks} = \max[3(140); 450 \text{ mm}]$$

$$s_{maks} = \max[420 \text{ mm} ; 450 \text{ mm}]$$

$$s_{maks} = 420 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa jarak tulangan yang dibutuhkan pada masing – masing arah pada tumpuan maupun lapangan melebihi dari batasan spasi maksimum. Oleh karena itu digunakan tulangan lentur dengan jarak D13-300 pada tumpuan arah X, D13-300 pada lapangan arah X, D13-300, pada tumpuan arah Y, dan D13-300 pada lapangan arah Y.

• Pengecekan 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.

- 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 X

$$A_{s_{use_x}}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{bx}^2 b}{s_x^-}$$

$$A_{s_{use_x}}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{300}$$

$$A_{s_{use_x}}^- = 442,44 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Lapangan X

$$A_{s_{use_x}}^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{bx}^2 b}{s_x^+}$$

$$A_{s_{use_x}}^+ = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{300}$$

$$A_{s_{use_x}}^+ = 442,44 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Tumpuan Y

$$A_{s_{use_y}}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{by}^2 b}{s_y^-}$$

$$A_{s_{use_y}}^- = \frac{\frac{1}{4} \pi (13)^2 (1000)}{300}$$

$$A_{s_{use_y}}^- = 442,44 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Terpasang Pada Lapangan Y

$$A_{s_usey}^+ = \frac{\frac{1}{4}\pi d_{by}^2 b}{s_y^+}$$

$$A_{s_usey}^+ = \frac{\frac{1}{4}\pi (13)^2(1000)}{300}$$

$$A_{s_usey}^+ = 442,44 \text{ mm}^2$$

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 dan Jarak Tulangan Susut

Mutu baja yang digunakan pada tulangan susut adalah $f_y = 420$ MPa, sehingga luas minimum diambil terbesar dari kedua persamaan yang tertera pada Tabel 2.9.4.

- Luas Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(140); 0,0014(1000)(140)\right)$$

$$A_{s_min} = \max(252; 196)$$

$$A_{s_min} = 252 \text{ mm}^2$$

- Jarak Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$s = \frac{\frac{1}{4}\pi d_{b_susut}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4}\pi (10)^2(1000)}{252}$$

$$s = 311,666 \text{ mm}$$

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

➤ Jarak 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 lentur yang akan digunakan pada pelat tipe A' adalah D13-300 pada daerah tumpuan arah x dan y, serta D13-300 pada daerah lapangan x dan y, sedangkan untuk jarak tulangan susut yang digunakan pada tumpuan adalah D10-300. Hasil perhitungan penulangan untuk tipe pelat dua arah yang lain dapat dilihat pada Tabel 2.9.15. Detail gambar penulangan pelat dua arah dapat dilihat pada Lampiran 76 hingga Lampiran 83.

Tabel 2.9.15 Hasil Perhitungan Penulangan Pelat Dua Arah pada Masing – Masing Tipe

Tipe Pelat	A_{sx}^- (mm ²)	A_{sx}^+ (mm ²)	A_{sy}^- (mm ²)	A_{sy}^+ (mm ²)	A_{s_min} (mm ²)	Tulangan Lentur Tumpuan		Tulangan Lentur Lapangan		Tulangan Susut
						X	Y	X	Y	
B1'	29,81	16,68	9,41	8,90	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
B2'	26,74	14,96	8,45	7,81	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
C'	77,60	43,01	32,77	26,30	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
D1'	55,94	31,02	23,64	21,11	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
D2'	46,23	25,65	19,54	17,45	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
E'	50,03	31,23	Susut minimum	Susut minimum	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
F'	38,57	31,54	Susut minimum	Susut minimum	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
G'	159,6	72,48	86,99	71,67	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300
H'	108,5	56,21	22,62	28,07	252	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D10-300

2.10 Desain Penulangan Balok

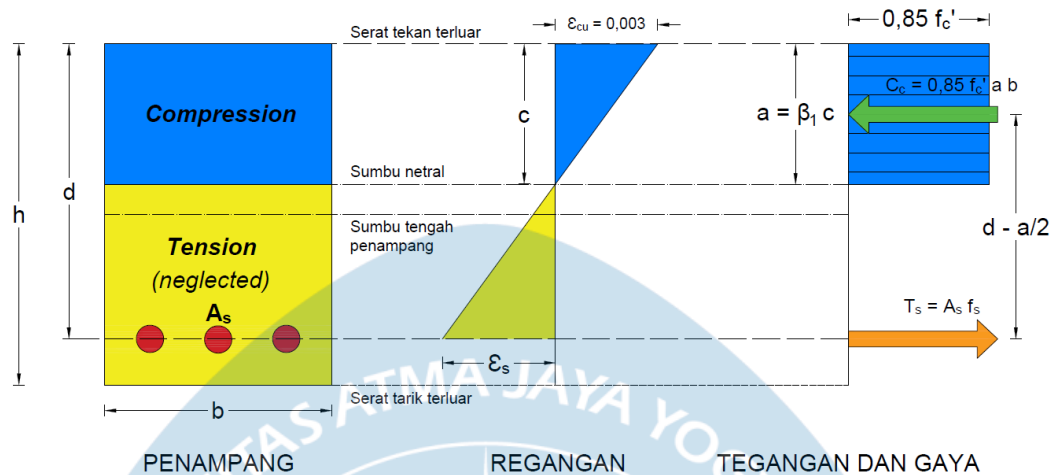
Desain penulangan balok induk dibagi menjadi tiga tahap, yaitu penulangan lentur, penulangan geser, dan penulangan torsi. Dasar yang digunakan untuk melakukan desain penulangan pada balok adalah SNI 2847:2019. Desain penulangan akan dibagi menjadi dua jenis, yaitu balok induk (*primary beam*) dan balok anak (*secondary beam*). Keduanya didesain secara terpisah karena balok induk berfungsi sebagai elemen struktur horizontal pemikul gaya seismik, sedangkan balok anak berfungsi untuk membagi panel pelat lantai supaya tidak mengalami defleksi yang terlalu besar.

2.10.1 Desain Penulangan Lentur

Desain penulangan lentur pada balok didasarkan pada SNI 2847:2019 pasal 22.2. Asumsi desain kekuatan lentur balok yang dijelaskan dalam pasal ini adalah kesetimbangan dan kompatibilitas regangan harus tercapai pada setiap penampang. Kesetimbangan yang dimaksud merupakan keseimbangan gaya pada penampang saat menghitung kekuatan nominal. Regangan beton dan tulangan diasumsikan proporsional (linier) dengan jarak dari sumbu netral.

Asumsi regangan yang digunakan pada beton menurut pasal 22.2.2.1 adalah regangan maksimum (ϵ_{cu}) pada serat tekan terjauh yang diasumsikan sebesar 0,003. Pasal 22.2.2.2 menjelaskan bahwa dalam desain lentur, kekuatan tarik pada beton diabaikan. Distribusi tegangan pada beton diasumsikan terdistribusi merata ($0,85 f'_c$) pada zona tekan ekuivalen yang dibatasi dengan jarak (a) dari serat tekan terjauh. Nilai a dapat dihitung melalui Persamaan (2.10.1), dengan β_1 dinyatakan sesuai Tabel 2.9.5 dan c adalah jarak dari serat tekan terjauh yang diukur tegak lurus dari sumbu netral penampang (Lihat Gambar 2.10.1).

$$a = \beta_1 c \quad (2.10.1)$$



Gambar 2.10.1 Diagram Tegangan dan Regangan pada Penampang Beton

Asumsi – asumsi yang digunakan dalam tulangan ulir mengikuti pasal 20.2.2.1. Tegangan dalam tulangan ulir diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan sebanding dengan regangan dibawah kekuatan leleh (f_y) yang ditentukan. Peningkatan tegangan akibat efek *strain hardening* pada tulangan diabaikan untuk menghitung kekuatan nominal. Gaya yang terjadi pada tulangan tarik maupun tekan dihitung berdasarkan dua kondisi, jika $\epsilon_s < \epsilon_y$ (regangan leleh) maka gaya pada tulangan ditentukan berdasarkan Persamaan (2.10.2). Apabila $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, maka gaya pada tulangan ditentukan dari Persamaan (2.10.3). Pasal 20.2.2.2 mengizinkan modulus elastisitas diambil sebesar 200.000 MPa.

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s \quad (2.10.2)$$

$$A_s f_s = A_s f_y \quad (2.10.3)$$

Untuk menentukan kekuatan desain lentur balok perlu memperhitungkan reduksi kekuatan pada perhitungan. SNI 2847:2019 Pasal 21.2.2 membagi nilai faktor reduksi kekuatan menjadi tiga jenis berdasarkan kondisi penampang struktur. Adapun tiga kondisi yang dimaksud adalah sebagai berikut: Kondisi terkontrol tarik ($\epsilon_s \geq 0,005$); Kondisi terkontrol tekan ($\epsilon_s \geq \epsilon_y$); Kondisi transisi

($\epsilon_y < \epsilon_s < 0,005$). Nilai faktor reduksi kekuatan untuk masing – masing kondisi dapat dilihat pada Tabel 2.10.1.

Tabel 2.10.1 Faktor Reduksi Kekuatan pada Masing – Masing Kondisi (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2.)

Regangan Tarik (ϵ_s)	Klasifikasi	ϕ	
		Jenis Tulangan Transversal	
		Spiral	Tulangan Lainnya
$\epsilon_s \leq \epsilon_y$	Terkontrol Tekan	0,75	0,65
$\epsilon_y < \epsilon_s < 0,005$	Transisi	$0,75 + 0,15 \frac{\epsilon_s - \epsilon_y}{0,005 - \epsilon_y}$	$0,65 + 0,25 \frac{\epsilon_s - \epsilon_y}{0,005 - \epsilon_y}$
$\epsilon_s \geq 0,005$	Terkontrol Tarik	0,90	0,90

Asumsi awal yang digunakan dalam melakukan desain penulangan lentur pada balok adalah tulangan tunggal dengan kondisi terkontrol tarik. Hal ini dilakukan supaya sifat kegagalan yang terjadi pada balok merupakan kegagalan daktail dimana terdapat peringatan terlebih dahulu sebelum balok mengalami keruntuhan. Apabila hasil perhitungan regangan menunjukkan bahwa regangan pada tulangan kurang dari 0,005, maka balok harus didesain dengan konsep tulangan rangkap.

Dalam melakukan desain tulangan lentur, hasil yang diperoleh adalah luas tulangan yang diperlukan untuk menahan momen lentur ultimit yang bekerja pada balok. Dengan menggunakan prinsip keseimbangan gaya, luas tulangan yang diperlukan dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.4). Nilai a merupakan tinggi blok desak beton sesuai yang didefinisikan dalam SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.2 dan dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.5), sedangkan nilai b merupakan lebar penampang balok. Pada Persamaan (2.10.5), d merupakan tinggi efektif balok yang diukur dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (Lihat Persamaan (2.10.6)), M_u merupakan momen lentur akibat beban terfaktor maksimum, dan $\phi = 0,9$ untuk

kondisi terkontrol tarik. Untuk mengontrol penampang tetap dalam kondisi terkontrol tarik, maka letak garis netral (c) tidak boleh melebihi nilai c_{maks} yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.7).

$$A_{sreq} = \frac{0,85f'_c ab}{f_y} \quad (2.10.4)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} \quad (2.10.5)$$

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} \quad (2.10.6)$$

$$c_{maks} = \frac{3}{8} d \quad (2.10.7)$$

Luas tulangan yang digunakan (A_{s_use}) untuk memenuhi kebutuhan luas tulangan yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.4) tidak boleh kurang dari luas minimum dan luas maksimum. SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2, mengatur luas minimum tulangan pada balok. Hal ini diperlukan untuk menghasilkan kekuatan lentur yang melebihi dari kekuatan retak dengan cukup besar sehingga menghasilkan suatu balok yang mampu bertahan setelah terjadi retak lentur. Luas minimum tulangan harus diambil dari nilai terbesar antara Persamaan (2.10.8) dan Persamaan (2.10.9). Luas tulangan yang digunakan juga tidak boleh melebihi luas tulangan maksimum yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.10). Luas tulangan yang digunakan tidak boleh melebihi luas tulangan maksimum bertujuan untuk mengontrol penampang tetap dalam kondisi terkontrol tarik.

$$A_{smin_1} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (2.10.8)$$

$$A_{smin_2} = \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad (2.10.9)$$

$$A_{smaks} = \frac{0,375 \beta_1 f'_c b d}{f_y} \quad (2.10.10)$$

Untuk mencegah terjadinya retak pada serat tarik balok, jarak antar tulangan yang digunakan harus dibatasi sesuai yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 24.3.2. Jarak antar tulangan yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari Persamaan (2.9.7) dan Persamaan (2.9.8). Selain itu, untuk memastikan supaya beton dapat mengalir dengan mudah ke ruang antar tulangan dan antar tulangan dengan bekisting tanpa terbentuk *honeycomb*, Pasal 25.2 mengatur batasan jarak antar tulangan minimum. Jarak antar tulangan minimum harus diambil terbesar dari 25 mm, d_b , dan d_{agg} .

Berdasarkan tulangan longitudinal yang terpasang, kapasitas lentur nominal (M_n) balok dapat dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.11), dengan A_s merupakan luas tulangan yang digunakan, f_y merupakan tegangan leleh tulangan, d adalah tinggi efektif balok, dan a adalah tinggi blok tekan beton. Momen terfaktor maksimum yang terjadi pada balok tidak boleh lebih besar dari kapasitas lentur desain, dimana kapasitas lentur diperoleh dari M_n dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9.

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.10.11)$$

2.10.2 Desain Penulangan Geser

Selain mengalami momen lentur, balok juga mengalami gaya geser akibat kombinasi beban terfaktor. Gaya geser yang bekerja pada balok akan memberikan tegangan geser yang bekerja pada penampang balok. Kemampuan balok dalam menahan gaya geser yang bekerja ditentukan berdasarkan kapasitas geser beton (V_c) dan juga adanya tulangan geser (sengkang) (V_s) yang berfungsi membantu beton dalam menahan gaya geser. SNI 2847:2019 Pasal 22.5.1.1 mengatur kekuatan desain penampang balok dalam menahan geser (Lihat Persamaan (2.10.12)). Selain itu, pada pasal 22.5.1.2 menjelaskan

apabila ukuran dimensi penampang harus memenuhi dari Persamaan (2.10.13).

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (2.10.12)$$

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,066\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (2.10.13)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1, kapasitas beton dalam menahan gaya geser ditentukan dari dua kondisi, yaitu kapasitas geser apabila terdapat gaya aksial dan kapasitas geser tanpa adanya gaya aksial. Apabila terdapat gaya aksial yang bekerja pada balok, kapasitas geser beton ditentukan berdasarkan Persamaan (2.10.14), apabila tidak terdapat gaya aksial maka kapasitas geser beton ditentukan dari Persamaan (2.10.15), dengan b_w merupakan lebar penampang balok, d adalah tinggi efektif balok, N_u adalah gaya aksial pada balok, A_g adalah luas penampang balok, dan λ merupakan faktor untuk jenis beton yang digunakan (1,0 untuk beton normal), serta ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sebesar 0,75.

$$\phi V_c = \phi 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.10.14)$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.10.15)$$

Pada kondisi gaya geser ultimit (V_u) lebih besar dari kapasitas beton dalam menahan geser, maka dibutuhkan tulangan geser untuk menahan gaya geser. Besarnya gaya yang harus ditahan oleh tulangan geser dapat dihitung melalui Persamaan (2.10.16). Dalam pelaksanaannya, tulangan geser pada balok dipasang dengan jarak tertentu menyesuaikan dengan besarnya gaya yang harus ditahan oleh tulangan geser. SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.5.3 memberikan persamaan yang dapat digunakan untuk menghitung jarak tulangan geser yang diperlukan berdasarkan besarnya gaya yang harus ditahan (Lihat Persamaan (2.10.17)). A_v merupakan luas penampang tulangan geser yang digunakan, f_{yt} merupakan tegangan leleh tulangan geser, d

adalah tinggi efektif penampang, dan s adalah jarak tulangan geser yang diperlukan.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.10.16)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.10.17)$$

Kebutuhan tulangan geser yang dihitung dari Persamaan (2.10.17) tidak boleh kurang dari tulangan geser yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.6.3.3. Kebutuhan tulangan geser tidak boleh kurang dari nilai terbesar yang ditentukan dari Persamaan (2.10.18) dan Persamaan (2.10.19) dan harus disediakan pada seluruh penampang dimana $V_u > 0,5\phi V_c$. Lebih lanjut, pada Pasal 9.7.6.2.2 mengatur jarak tulangan geser maksimum pada penampang balok. Jarak tulangan geser tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/2$ dan 600 mm apabila nilai V_s lebih kecil atau sama dengan Persamaan (2.10.20). Namun apabila V_s lebih besar dari Persamaan (2.10.20), maka jarak tulangan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/4$ dan 300 mm.

$$\frac{A_{v_min}}{s} = 0,062 \frac{\sqrt{f'_c} b_w}{f_{yt}} \quad (2.10.18)$$

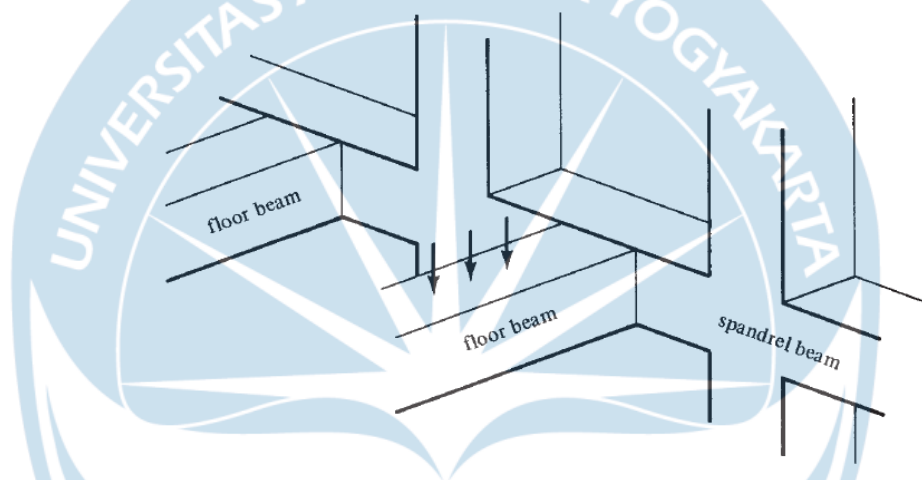
$$\frac{A_{v_min}}{s} = 0,35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.10.19)$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.10.20)$$

2.10.3 Desain Penulangan Torsi

Desain penulangan pada balok juga harus memperhatikan terhadap momen torsi yang terjadi pada balok. Momen torsi dapat terjadi pada balok yang terletak pada tepi dan balok tersebut juga menahan balok lain (Lihat Gambar 2.10.2). Selain itu, momen torsi

juga dapat terjadi akibat adanya gempa pada struktur yang tidak beraturan, dimana pusat kekakuan dan pusat massa tidak saling berhimpit (McCormac Jack C. & Brown Russell H., 2013). Desain penulangan balok terhadap momen torsi diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 22.7. Tulangan torsi yang disediakan pada balok berupa tulangan geser dan tulangan longitudinal. Pasal 22.7 mengatur kebutuhan tulangan geser dan tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan momen torsi pada balok.



Gambar 2.10.2 Torsi pada Balok Tepi (*Spandrel Beam*) Akibat Balok Anak (*Floor Beam*)

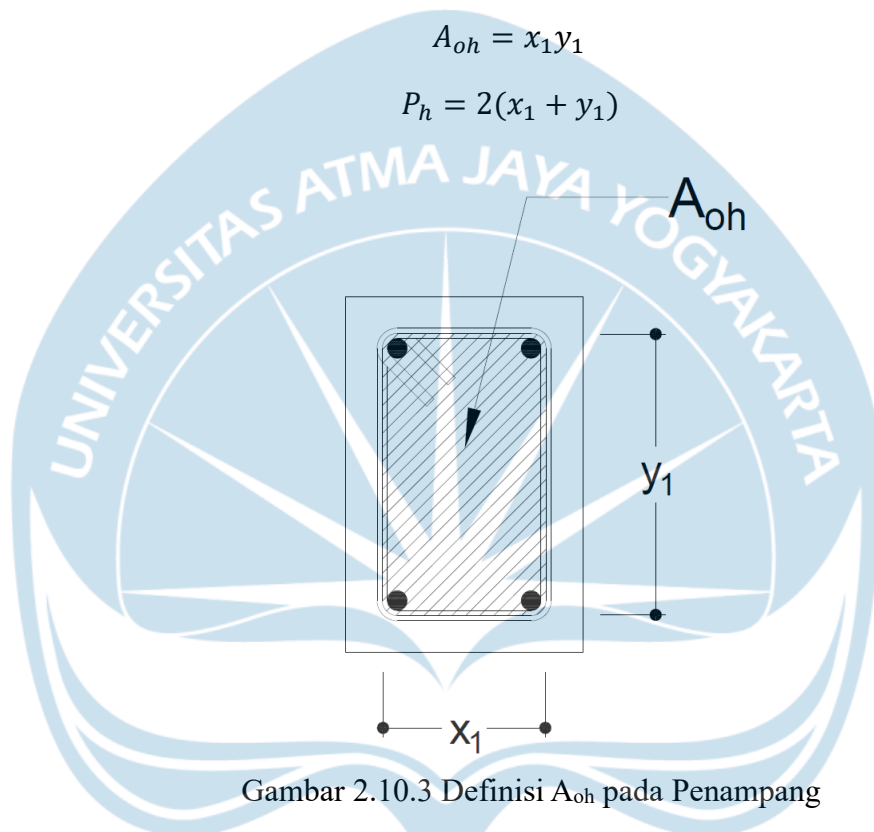
Pasal 22.7.1 menjelaskan bahwa momen torsi (T_u) pada balok dapat diabaikan apabila tidak melebihi ambang batasnya (ϕT_{th}) yang dihitung melalui Persamaan (2.10.21), dengan A_{cp} adalah luas penampang balok, P_{cp} merupakan keliling penampang balok, dan $\phi = 0,75$. Apabila T_u melebihi ϕT_{th} , maka tulangan torsi harus disediakan dan dimensi penampang balok harus disesuaikan sedemikian sehingga memenuhi yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 22.7.7.1 (Lihat Persamaan (2.10.22)). Menurut pasal tersebut, dimensi penampang balok dibatasi untuk meminimalisir terjadinya retak berlebih dan juga meminimalisir terjadinya tegangan tekan miring karena geser dan torsi. Definisi A_{oh} dan P_h ditunjukkan pada Gambar 2.10.3 dan dihitung melalui Persamaan (2.10.23) serta Persamaan (2.10.24).

$$\phi T_{th} = \phi 0,083 \sqrt{f'_c} \left(\frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} \right) \quad (2.10.21)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 (A_{oh})^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (2.10.22)$$

$$A_{oh} = x_1 y_1 \quad (2.10.23)$$

$$P_h = 2(x_1 + y_1) \quad (2.10.24)$$



Gambar 2.10.3 Definisi A_{oh} pada Penampang

Kebutuhan tulangan geser akibat torsi dan geser yang terjadi pada balok dinyatakan pada Persamaan (2.10.25), dimana A_t/s adalah kebutuhan tulangan geser akibat torsi dan A_v/s adalah kebutuhan tulangan geser akibat gaya geser yang dihitung dari Persamaan (2.10.17). Kebutuhan tulangan geser akibat torsi dapat dihitung sesuai dengan yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1 (Lihat Persamaan (2.10.26)). Pada Pasal 22.7.6.1.1 menyatakan bahwa A_o diizinkan untuk diambil 85% dari A_{oh} , T_n merupakan kapasitas nominal torsi, dan θ tidak boleh kurang dari 30° atau melebihi 60° . Kebutuhan tulangan geser untuk menahan torsi yang dihitung dari Persamaan (2.10.25) tidak boleh kurang dari kebutuhan tulangan

geser minimum sesuai dengan Persamaan (2.10.18) dan Persamaan (2.10.19). Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.7.6.3.3, tulangan geser yang dipasang untuk menahan torsi tidak boleh melebihi dari $P_h/8$ dan 300 mm.

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \quad (2.10.25)$$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (2.10.26)$$

Tulangan longitudinal yang dibutuhkan untuk menahan torsi diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.3. Kebutuhan tulangan longitudinal untuk menahan torsi dapat dihitung melalui Persamaan (2.10.27). Kebutuhan tulangan longitudinal yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.27) tidak boleh kurang dari luas tulangan longitudinal minimum yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.28). Luas tulangan longitudinal minimum diperlukan untuk mencegah keruntuhan getas secara tiba – tiba segera setelah terjadinya retak akibat kombinasi torsi dan geser. Berdasarkan McCormac Jack C. & Brown Russell H. (2013), luas tulangan torsi akan didistribusikan 1/3 pada sisi atas penampang, 1/3 pada tengah, dan 1/3 pada sisi bawah penampang.

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta \quad (2.10.27)$$

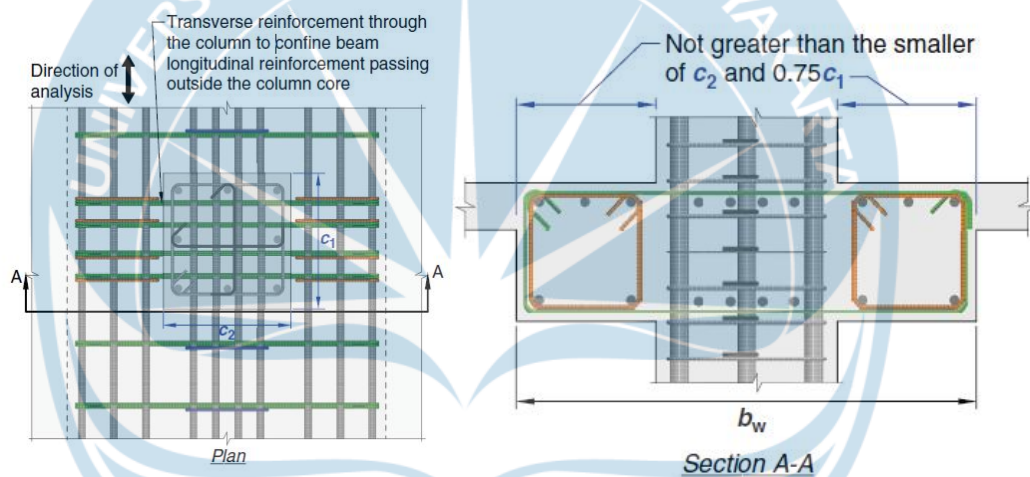
$$A_{l_min} = 0,42 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (2.10.28)$$

2.10.4 Desain Penulangan *Primary Beam*

Desain penulangan *primary beam* atau balok induk harus mengikuti persyaratan balok SRPMK sebagaimana yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6. Pada dasarnya, konsep desain penulangan balok SRPMK sama dengan desain penulangan balok pada umumnya, hanya saja terdapat persyaratan khusus yang harus dipenuhi untuk

memastikan bahwa balok tidak mengalami gagal getas akibat adanya beban gempa yang bekerja pada balok.

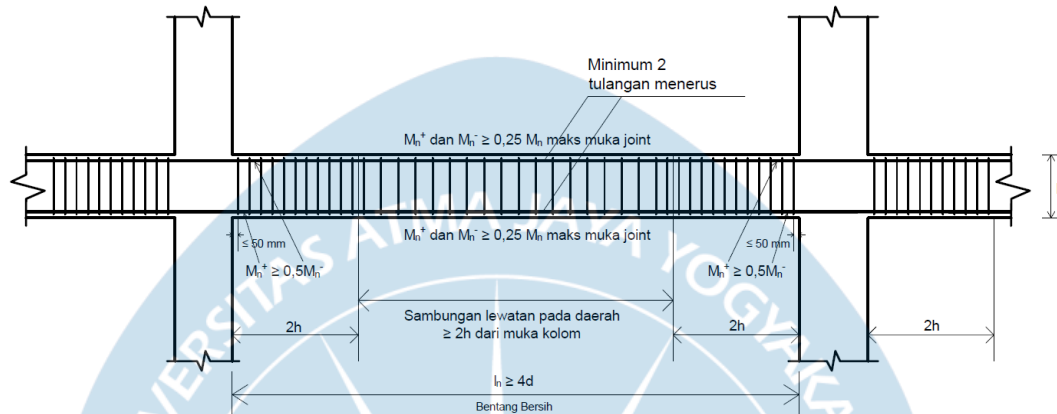
Pasal 18.6.2 mengatur batasan dimensi untuk balok yang didesain sebagai elemen SRPMK, yaitu bentang bersih (l_n) tidak boleh kurang dari tinggi efektif (d), lebar penampang harus lebih besar dari nilai terkecil $0,3h$ dan 250 mm, serta apabila lebar balok melebihi lebar kolom maka lebar balok yang melampaui lebar kolom tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75 c_1$ pada masing – masing sisi kolom (Lihat Gambar 2.10.4).



Gambar 2.10.4 Lebar Efektif Maksimum pada Balok yang Lebih Lebar dari Kolom (ACI 318-19M Fig. R18.6.2)

Tulangan longitudinal pada balok yang dirancang sebagai balok SRPMK disyaratkan dalam Pasal 18.6.3. Jumlah tulangan paling tidak terdapat dua buah pada sisi atas dan bawah serta luas tulangan tidak boleh kurang dari Persamaan (2.10.18) dan Persamaan (2.10.19). Luas tulangan juga dibatasi, yaitu tidak boleh melebihi 2,5% dari luasan penampang balok. Selain itu, kekuatan momen positif balok pada muka kolom tidak boleh kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka *joint* tersebut. Momen negatif dan momen positif pada balok di sepanjang bentang juga tidak boleh kurang dari $\frac{1}{4}$ momen terbesar dari kedua muka *joint* (Lihat Gambar 2.10.5).

Persyaratan ini bertujuan untuk memastikan untuk memastikan kapasitas lentur dan daktilitas balok ketika mengalami perpindahan lateral yang besar (CRSI, 2020).

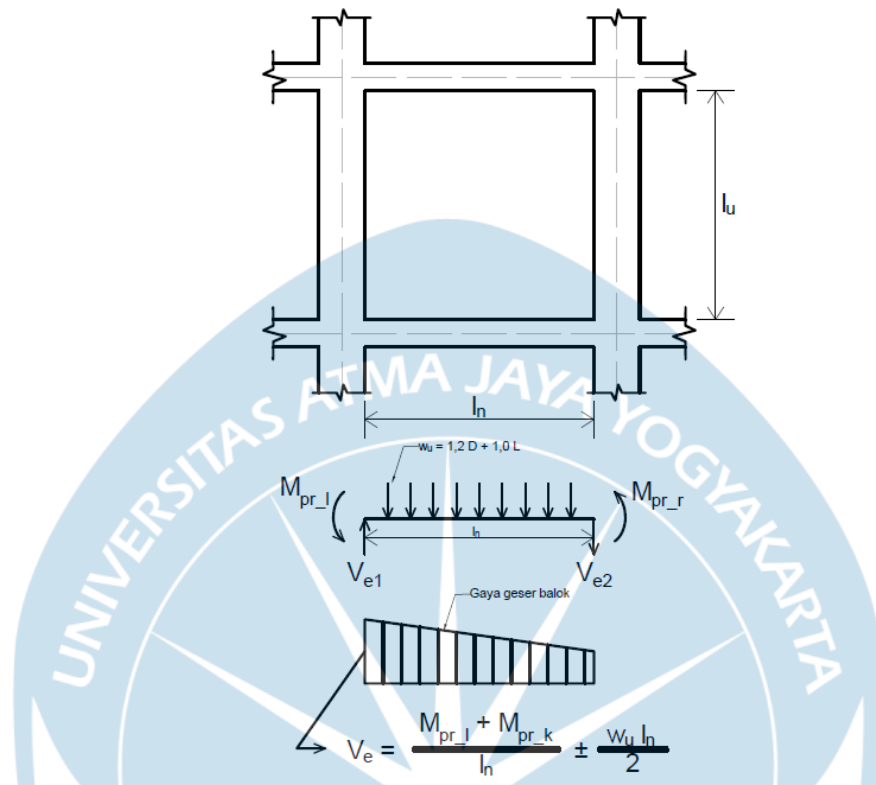


Gambar 2.10.5 Persyaratan Kekuatan Lentur pada Balok SRPMK (CRSI, 2020)

Pada balok yang didesain sebagai balok SRPMK, gaya geser desain (V_e) harus ditinjau dengan asumsi gaya yang bekerja pada kedua muka *joint* dimana gaya tersebut dihitung dari momen lentur maksimum (M_{pr}) dan beban gravitasi *tributary* terfaktor sepanjang bentang sesuai yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5 (Lihat Persamaan (2.10.29)). M_{pr} harus dihitung berdasarkan tegangan tarik baja sebesar $1,25f_y$ (Lihat Persamaan (2.10.30)). Hal ini dilakukan karena kekuatan leleh aktual dari tulangan longitudinal dapat melebihi kekuatan leleh yang telah disyaratkan serta karena adanya *strain hardening*. Kombinasi beban gravitasi terfaktor yang diatur dalam pasal ini adalah $1,2D + 1,0L$. Ilustrasi gaya geser desain yang bekerja pada balok dapat dilihat melalui Gambar 2.10.6.

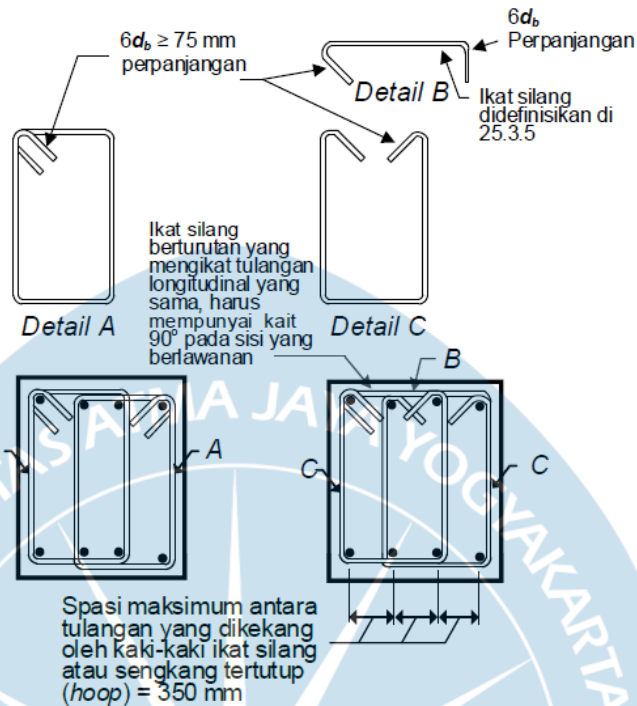
$$V_e = \frac{w_u l_n}{2} \pm \frac{M_{pr_l} + M_{pr_r}}{l_n} \quad (2.10.29)$$

$$M_{pr} = 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.10.30)$$



Gambar 2.10.6 Gaya Geser pada Balok SRPMK Akibat Gempa

Tulangan transversal pada balok SRPMK harus dipasang sepanjang jarak dengan dua kali tinggi balok tersebut yang diukur dari muka kolom pada kedua ujung balok dimana kemungkinan pelelehan lentur terjadi akibat deformasi lateral yang melebihi perilaku elastik (Pasal 18.6.4.1). Selain itu, tulangan transversal harus ditempatkan dengan jarak tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom dan spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/4$, enam kali diameter tulangan longitudinal, atau 150 mm (Pasal 18.6.4.4). Sengkang pengekang pada balok harus terdiri dari sengkang tertutup dengan kait gempa pada ujungnya seperti yang didefinisikan pada Gambar 2.10.7 (Pasal 18.6.4.3). Apabila tidak diperlukan sengkang pengekang, maka sengkang dengan kait gempa harus dipasang dengan jarak tidak boleh melebihi $d/2$.

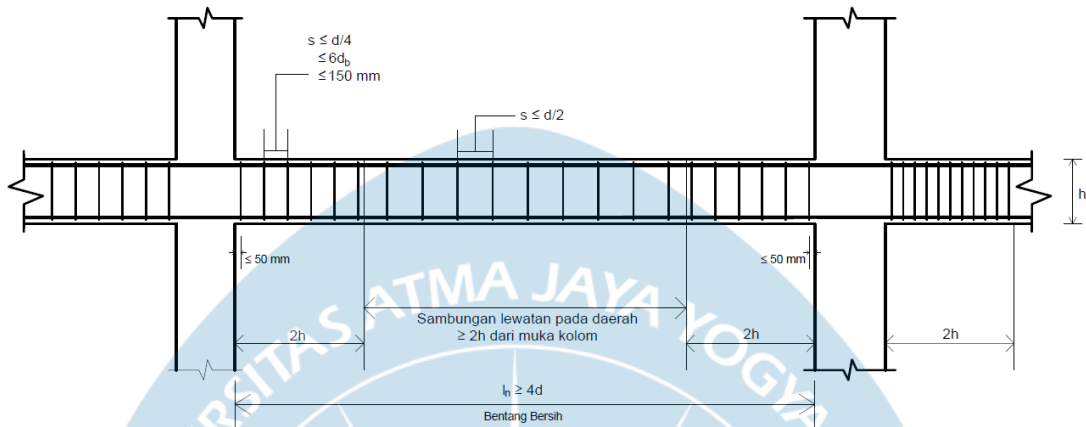


Gambar 2.10.7 Sengkang Tertutup dan Kait Gempa pada Balok SRPMK
(SNI 2847:2019 Gambar R18.6.4)

Pada daerah sambungan lewatan, jarak sengkang yang mengikat sambungan tersebut tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/4$ dan 100 mm. Detail tulangan transversal pada balok SRPMK dapat dilihat pada Gambar 2.10.8. Dalam desain tulangan transversal, Pasal 18.6.5.2 menjelaskan bahwa V_c dapat diasumsikan 0 apabila gaya geser gempa yang dihitung dari Persamaan (2.10.29) paling tidak mewakili setengah gaya geser ultimit terbesar pada bentang balok yang ditinjau dan gaya aksial tekan terfaktor (P_u) termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$.

Pengambilan gaya dalam yang akan digunakan untuk merancang tulangan longitudinal, tulangan transversal, dan tulangan torsi pada balok induk dilakukan dengan cara memilih gaya – gaya terbesar pada masing – masing balok, dimana gaya yang diambil adalah momen negatif dan momen positif terbesar pada kedua ujung

balok, momen positif dan momen negatif terbesar pada tengah bentang, dan momen torsi terbesar.



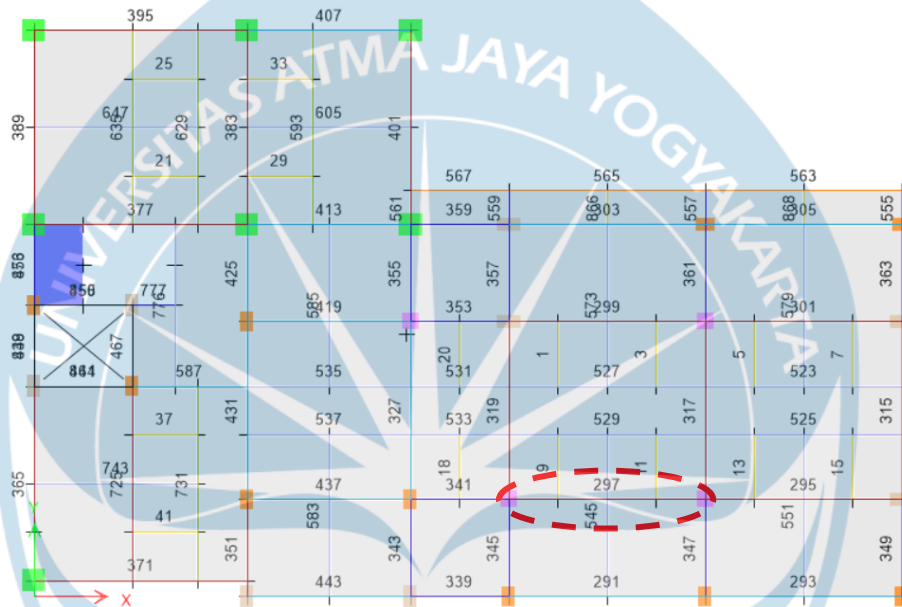
Gambar 2.10.8 Detail Penulangan Transversal pada Balok SRPMK

Metode perancangan untuk balok induk akan dikelompokkan menjadi beberapa tipe. Tipe yang dimaksud adalah jenis penulangan atau konfigurasi tulangan pada balok yang didesain, sehingga dengan dimensi balok yang sama, akan terdapat lebih dari satu jenis penulangan. Hal ini dilakukan untuk mengantisipasi adanya persyaratan yang tidak memenuhi pada *strong column weak beam* dan *joint shear* pada hubungan balok kolom.

Salah satu contoh perhitungan desain penulangan balok induk dapat dilihat melalui uraian berikut. Jenis balok yang dipilih pada contoh perhitungan ini adalah balok B1, dimana B1 sendiri terbagi menjadi dua tipe, yaitu B1-1 dan B1-2. Contoh perhitungan yang akan diuraikan adalah tipe B1-1 dengan *unique name* 297 (Lihat Gambar 2.10.9).

- Spesifikasi Material yang Digunakan dan Spesifikasi Balok
 - 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
- Diameter tulangan samping (d_t) : 16 mm
- Selimut beton (c_c) : 40 mm
- Lebar balok (b) : 400 mm
- Tinggi balok (b) : 400 mm



Gambar 2.10.9 Letak Balok B1-1 dengan *Unique Name* 297

- Gaya Dalam pada Balok B1-1

Gaya dalam hasil analisis struktur pada balok B1-1 untuk masing – masing kondisi dengan nilai terbesar dapat dilihat pada Tabel 2.10.2 dan Tabel 2.10.3.

Tabel 2.10.2 Momen Lentur Terbesar pada Masing – Masing Jenis Balok B1-1

<i>Unique Name</i>	M_u^- kiri (kNm)	M_u^+ kiri (kNm)	M_u^- kanan (kNm)	M_u^+ kanan (kNm)	M_u^+ lapangan (kNm)	M_u^- lapangan (kNm)
297	275,18	93,06	323,43	46,64	174,33	0
385	306,31	30,34	296,78	46,84	323,67	0
296	313,97	85,30	347,52	120,54	161,43	0
299	301,95	113,46	321,93	57,11	131,88	0

Tabel 2.10.3 Gaya Geser, Momen Torsi, dan Gaya Aksial Terbesa pada Balok B1-1

<i>Unique Name</i>	V _{u_kiri} (kN)	V _{u_kanan} (kN)	V _{u_lapangan} (kN)	V _{G_kiri} (kN)	V _{G_kanan} (kN)	T _u (kNm)	P _u (kN)
297	205,28	227	200,56	136,85	158,34	40,02	8,08
385	342,26	325,06	323,24	278,3	268,74	4,51	0
296	224,48	232,72	208,40	145,24	148,19	36,97	6,62
299	216,09	225,77	199,33	140,94	154,43	41,69	11

- Pengecekan Batasan Dimensi

Pengecekan batasan dimensi dilakukan pada setiap balok yang ditinjau karena memiliki bentangan yang berbeda sehingga untuk memastikan bentang bersih (l_n) lebih dari $4d$, maka harus dilakukan pengecekan pada setiap balok. Contoh perhitungan dipilih untuk balok dengan *unique name* 297. Pengecekan batasan dimensi lebar tidak dilakukan karena semua jenis balok telah dirancang memiliki lebar lebih dari 250 mm, sehingga sudah memenuhi lebar minimum balok SRPMK.

- Tinggi Efektif (d)

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d = 534,5 \text{ mm}$$

- Bentang Bersih (L_n)

$$L_n = L - \frac{c_1}{2} - \frac{c_1}{2}$$

$$L_n = 6000 - \frac{500}{2} - \frac{500}{2}$$

$$L_n = 5500 \text{ mm}$$

- Cek $L_n \geq 4d$

$$L_n \geq 4d$$

$$5500 \geq 4(534,5)$$

$$5500 \geq 2138$$

Karena $L_n \geq 4d$, maka sudah memenuhi persyaratan sebagai balok SRPMK

- Desain Penulangan Lentur

Desain penulangan lentur harus memenuhi persyaratan kuat lentur yang diatur dalam Pasal 18.6.3. Oleh karena itu, harus ditentukan terlebih dahulu momen yang akan digunakan untuk memenuhi persyaratan kuat lentur. Sebagai contoh uraian perhitungan, dipilih balok dengan *unique name* 297. Untuk balok yang lain direkapitulasi pada Tabel 2.10.9 hingga Tabel 2.10.12.

- Momen Negatif Desain Ujung Kiri dan Kanan

Berdasarkan Tabel 2.10.2, momen negatif yang digunakan untuk desain pada ujung kiri dan kanan diambil dari momen negatif terbesar, yaitu pada ujung kanan sebesar M_u^-
 $M_{u_tumpuan_desain} = 323,43 \text{ kNm}$

- Momen Positif Desain Ujung Kiri dan Kanan

Momen positif yang digunakan untuk desain pada ujung kiri dan kanan harus memenuhi paling tidak setengah momen negatif terbesar dari ujung kiri dan kanan.

- Ujung kiri

$$M_{u_kiri}^+ \geq 0,5M_{u_maks}^-$$

$$93,06 \geq 0,5(323,43)$$

$$93,06 < 161,72$$

- Ujung kanan

$$M_{u_kiri}^+ \geq 0,5M_{u_maks}^-$$

$$93,06 \geq 0,5(323,43)$$

$$46,64 < 161,72$$

Momen positif pada ujung kiri dan kanan tidak memenuhi setengah dari momen negatif terbesar, sehingga dalam desain tulangan lentur pada tumpuan, digunakan $M_u^+_{\text{tumpuan_desain}} = 161,72 \text{ kNm}$

➤ Momen Positif dan Negatif Desain pada Tengah Bentang

Momen positif yang digunakan untuk desain pada tengah bentang harus memenuhi paling tidak $\frac{1}{4}$ momen negatif terbesar dari ujung kiri dan kanan.

▪ Momen positif

$$M_{u_lapangan}^+ \geq 0,25M_{u_maks}^-$$

$$174,33 \geq 0,25(323,43)$$

$$174,33 \geq 80,86$$

▪ Momen negatif

$$M_{u_kiri}^- \geq 0,25M_{u_maks}^-$$

$$0 \geq 0,25(323,43)$$

$$0 < 80,86$$

Momen positif yang digunakan untuk desain pada tengah bentang berdasarkan hasil analisis struktur, karena telah melebihi $\frac{1}{4}$ momen negatif terbesar pada kedua ujungnya, yaitu $M_{u_lapangan_desain}^+ = 174,33 \text{ kNm}$. Untuk momen negatif desain pada lapangan diambil dari $\frac{1}{4}$ momen negatif terbesar pada kedua ujung ($M_{u_lapangan_desain}^- = 80,86 \text{ kNm}$), karena nilai momen negatif hasil analisis struktur lebih kecil dari $\frac{1}{4}$ momen negatif terbesar pada kedua ujung.

Tabel 2.10.4 Momen Lentur Desain Balok B1-1 pada Ujung Kiri, Kanan, dan Tengah Bentang

Unique name	Ujung Kiri dan Kanan		Tengah Bentang	
	M_u^- (kNm)	M_u^+ (kNm)	M_u^- (kNm)	M_u^+ (kNm)
297	323,43	161,72	80,86	174,33
385	306,31	153,16	76,58	323,67
296	347,52	173,76	86,88	161,43
299	321,93	160,97	80,48	131,88

Perhitungan kebutuhan dan jumlah tulangan untuk balok dengan *unique name* 297 dapat dilihat pada uraian berikut. Untuk jenis balok dengan *unique name* yang lain dapat dilihat pada Tabel 2.10.8. Perhitungan kebutuhan tulangan yang diuraikan adalah untuk ujung kiri dan kanan berdasarkan momen negatif. Untuk momen positif pada ujung kiri dan kanan, serta momen positif dan negatif pada tengah bentang direkapitulasi pada Tabel 2.10.5.

- Perhitungan Nilai a

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}}$$

$$a = 534,5 - \sqrt{(534,5)^2 - \frac{2(323,43) \times 10^6}{(0,9)0,85(30)(400)}}$$

$$a = 70,575 \text{ mm}$$

- Perhitungan Nilai β_1

Nilai β_1 ditentukan berdasarkan Tabel 2.9.5. Untuk mutu $f'_c = 30$ MPa, maka harus dilakukan interpolasi sesuai dengan uraian berikut.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,836$$

- Perhitungan Nilai c

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{70,575}{0,836}$$

$$c = 84,449 \text{ mm}$$

- Perhitungan Nilai $C_{\max}$

$$c_{maks} = \frac{3}{8}d$$

$$c_{maks} = \frac{3}{8}(534,5)$$

$$c_{maks} = 200,438 \text{ mm}$$

- Cek Apakah $c > c_{maks}$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa nilai c tidak melebihi c_{maks} , sehingga asumsi di awal bahwa penampang dalam terkontrol tarik benar dan $\phi = 0,9$.

- Perhitungan Luas Tulangan Yang Diperlukan (A_{s_Req})

$$A_{sreq} = \frac{0,85f'_c ab}{f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85(30)(70,575)(400)}{420}$$

$$A_{sreq} = 1713,97 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan Luas Tulangan Yang Digunakan (A_{s_Use})

- Jumlah Tulangan Yang Diperlukan (n)

$$n = \frac{A_{sreq}}{A_{s1_tulangan}}$$

$$n = \frac{1713,97}{\frac{1}{4}\pi(25)^2}$$

$$n = 3,469$$

$$n \approx 4$$

- Luas Tulangan Yang Digunakan (A_{s_Use})

$$A_{s_use} = n A_{s_1_tulangan}$$

$$A_{s_use} = (4) \frac{1}{4}\pi(25)^2$$

$$A_{s_use} = 1963,5 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan Luas Tulangan Minimum (A_{s_Min})

- $A_{s_min_1}$

$$A_{s_min_1} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$A_{s_min_1} = \frac{0,25\sqrt{30}}{420} 400(534,5)$$

$$A_{s_min_1} = 697,04 \text{ mm}^2$$

- $A_{s_min_2}$

$$A_{s_min_2} = \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s_min_2} = \frac{1,4}{420} 400(534,5)$$

$$A_{s_min_2} = 712,67 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan, luas minimum tulangan yang menjadi penentu adalah dari perhitungan $A_{s_min_2}$, yaitu luas minimum yang terbesar ($A_{s_min} = 712,67 \text{ mm}^2$).

- Perhitungan Luas Tulangan Maksimum

$$A_{s_maks} = 0,025bd$$

$$A_{s_maks} = 0,025(400)(534,5)$$

$$A_{s_maks} = 5345 \text{ mm}^2$$

- Pengecekan Luas Tulangan Digunakan Tidak Kurang Dari Luas Minimum Dan Luas Maksimum

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luas tulangan yang terpasang telah melebihi luas tulangan minimum dan tidak melebihi luas tulangan maksimum ($712,67 \leq 1963,5 \leq 5345$) sehingga sudah memenuhi ketentuan.

- Perhitungan Jarak Tulangan Maksimum Dan Minimum

Persyaratan jarak tulangan pada balok tidak boleh melebihi dan kurang dari yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 25.2 dan pasal 24.3.2 (sama seperti pelat satu arah).

- Spasi Maksimum Berdasarkan Persamaan (2.9.7)

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c$$

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) - 2,5(40)$$

$$s_{maks_1} = 280 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum Berdasarkan Persamaan (2.9.8)

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan menunjukkan spasi maksimum yang menentukan adalah berdasarkan Persamaan (2.9.7), yaitu

$$s_{maks} = 280 \text{ mm}.$$

▪ Spasi Minimum

Sesuai dengan pasal 25.2, spasi minimum tulangan tarik tidak boleh kurang dari 25 mm.

➤ Perhitungan Jarak Tulangan Terpasang dan Pengecekan
Ketentuan Jarak Tulangan

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

$$s = \frac{400 - 2(40) - 2(13) - 4(25)}{4 - 1}$$

$$s = 64,667 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa jarak pada tulangan tidak melebihi 280 mm dan tidak kurang dari 25 mm, sehingga ketentuan jarak maksimum dan minimum tulangan telah terpenuhi.

Tabel 2.10.5 Kebutuhan Tulangan Ujung Kiri dan Kanan pada Balok B1-1 dengan
Unique Name 297

Kondisi	Letak	a (mm)	c (mm)	c _{max} (mm)	A _{s_req} (mm ²)	A _{s_use} (mm ²)	Jumlah tulangan (n)
M _u ⁻	Ujung Kiri dan Kanan	70,575	84,449	200,438	1713,97	1963,5	4
M _u ⁺	Ujung Kiri dan Kanan	34,042	40,734	200,438	826,73	981,75	2
M _u ⁻	Tengah Bentang	16,741	20,032	200,438	406,57	981,75	2
M _u ⁺	Tengah Bentang	36,795	44,029	200,438	893,60	981,75	2

Berdasarkan hasil perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal pada balok B1-1 dengan *unique name* 297, maka dipasang tulangan longitudinal sesuai dengan yang ditunjukkan pada Tabel 2.10.6.

Tabel 2.10.6 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan pada Balok B1-1 dengan *Unique Name* 297

Letak	Atas	Bawah
Ujung Kiri	4D25	2D25
Tengah Bentang	2D25	2D25
Ujung Kanan	4D25	2D25

- Desain Penulangan Geser

Contoh desain penulangan geser yang akan diuraikan adalah balok B1-1 dengan *unique name* 297, mengikuti contoh uraian desain penulangan lentur. Pada contoh perhitungan tulangan geser yang diuraikan, jarak tulangan geser tidak langsung ditentukan, namun dinyatakan dalam A_v/s . Hal ini karena dalam perhitungan kebutuhan tulangan geser akibat momen torsi memerlukan kebutuhan tulangan geser dalam A_v/s .

- Perhitungan Momen Probable (M_{pr})

Perhitungan momen probable didasarkan atas gempa yang bekerja dari arah kiri. Apabila tulangan longitudinal pada ujung kiri dan kanan memiliki jumlah yang berbeda, maka gempa yang bekerja dari arah kanan juga perlu diperhitungkan karena akan menghasilkan nilai momen probable yang berbeda. Namun pada desain tulangan longitudinal, jumlah tulangan yang digunakan pada ujung kiri dan kanan disamakan, sehingga perhitungan momen probable akan menghasilkan nilai yang sama.

▪ Perhitungan M_{pr}^-

Jumlah tulangan yang terpasang pada ujung kiri dan kanan pada sisi atas adalah 4 tulangan dengan diameter 25 mm. Maka berdasarkan empat tulangan yang terpasang diperoleh hasil sebagai berikut.

- Perhitungan nilai a

$$a^- = \frac{A_{s_{use}} 1,25 f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^- = \frac{(1963,5) 1,25 (420)}{0,85 (30) (400)}$$

$$a^- = 101,06 \text{ mm}$$

- Perhitungan tinggi efektif

Karena tulangan disusun dalam 1 lapis, sehingga tinggi efektif tidak berubah ($d = 534,5 \text{ mm}$)

- Perhitungan M_{pr}^-

$$M_{pr}^- = 1,25 A_{s_{use}} f_y \left(d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 1,25 (1963,5) (420) \left(534,5 - \frac{101,06}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 498,89 \text{ kNm}$$

▪ Perhitungan M_{pr}^+

- Perhitungan nilai a

$$a^+ = \frac{A_{s_{use}} 1,25 f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^+ = \frac{(981,75) 1,25 (420)}{0,85 (30) (400)}$$

$$a^+ = 50,53 \text{ mm}$$

- Perhitungan tinggi efektif

Karena tulangan disusun dalam 1 lapis, sehingga tinggi efektif tidak berubah ($d = 534,5 \text{ mm}$)

- Perhitungan M_{pr}^+

$$M_{pr}^+ = 1,25 A_{s_{use}} f_y \left(d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 1,25 (981,75)(420) \left(534,5 - \frac{50,53}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 262,47 \text{ kNm}$$

➤ Perhitungan Gaya Geser Desain (V_e)

Perhitungan gaya geser desain dihitung berdasarkan gempa dari arah kiri dan gempa dari arah kanan untuk menentukan nilai V_e terbesar.

▪ Gaya Geser Akibat Kombinasi Beban Gravitasi (V_G)

Gaya geser yang diperoleh berdasarkan kombinasi beban gravitasi 1,2D + 1,0L pada balok dengan *unique name* 297 ditunjukkan pada Tabel 2.10.3, dengan $V_{G_kiri} = 136,85 \text{ kN}$ dan $V_{G_kanan} = 158,34 \text{ kN}$ (Lihat Gambar 2.10.10).

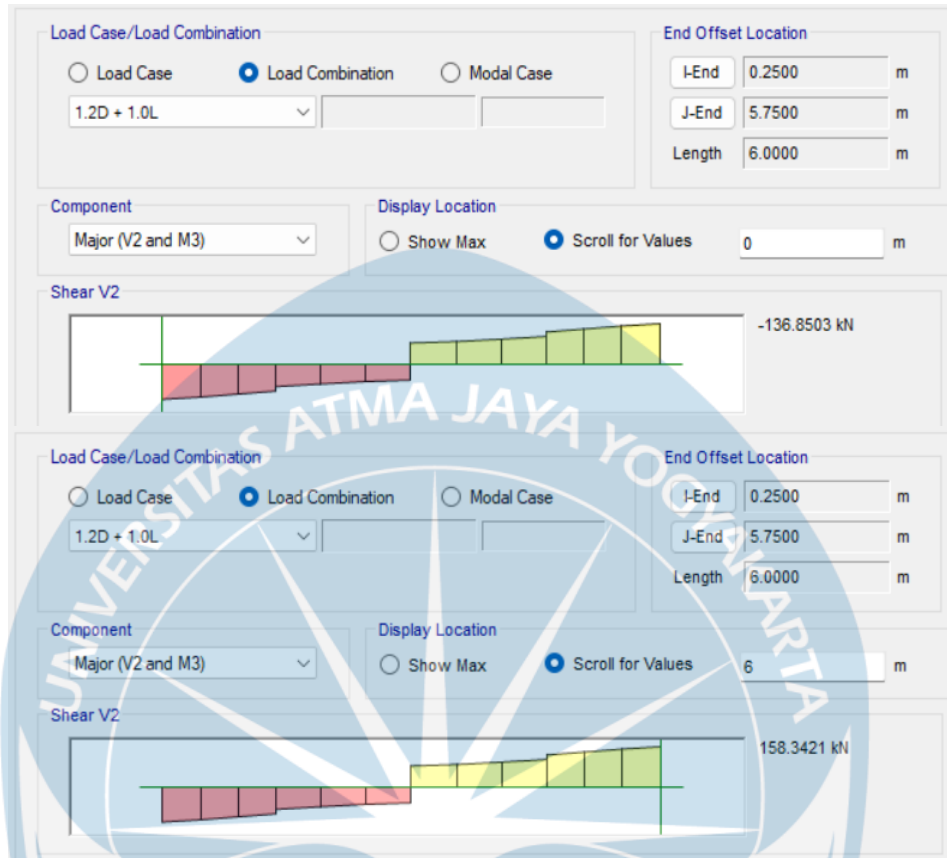
▪ Gaya Geser Akibat Plastifikasi pada Ujung Balok (V_E)

$$V_E = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n}$$

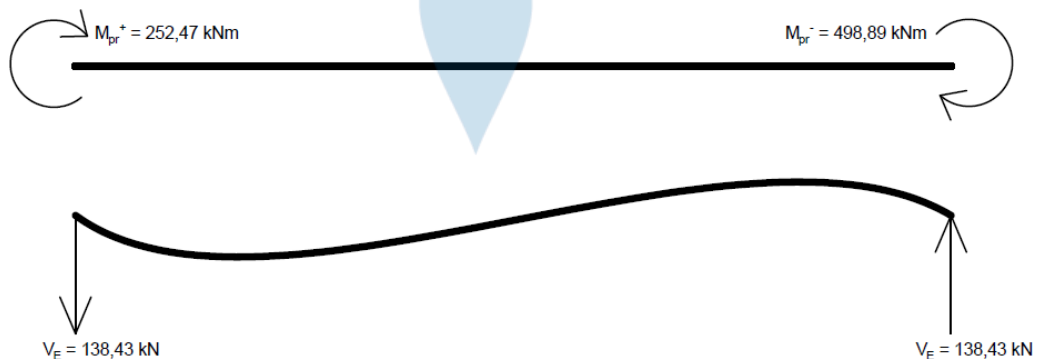
$$V_E = \frac{498,89 + 262,47}{\frac{5500}{1000}}$$

$$V_E = 138,43 \text{ kN}$$

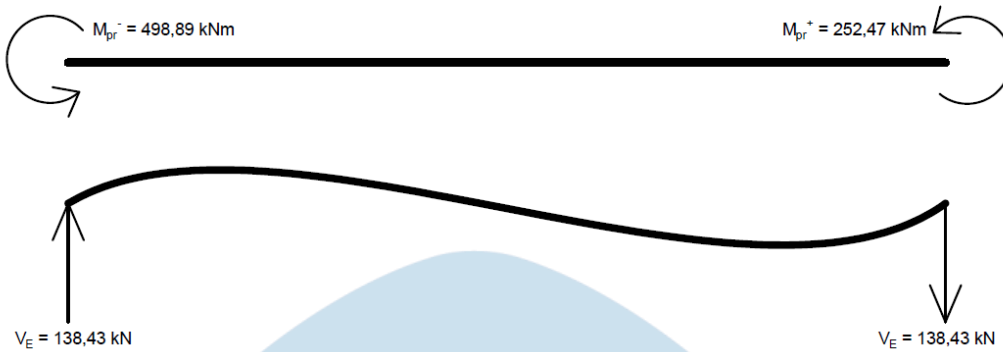
Free body diagram pada balok akibat plastifikasi pada ujung – ujungnya dapat dilihat pada Gambar 2.10.11 dan Gambar 2.10.12.



Gambar 2.10.10 SFD pada Balok B1-1 dengan *Unique Name* 297



Gambar 2.10.11 *Free Body Diagram* pada B1-1 Akibat Plastifikasi di Ujung Balok Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan



Gambar 2.10.12 *Free Body Diagram* pada B1-1 Akibat Plastifikasi di Ujung Balok Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri

■ Gaya Geser Desain (V_e)

Perhitungan gaya geser desain akibat gempa dari arah kiri dan kanan pada ujung – ujung balok dapat dilihat pada uraian berikut serta Gambar 2.10.13 dan Gambar 2.10.14.

- Gaya geser desain berdasarkan gempa dari kiri pada ujung kiri (V_{e1})

$$V_{e_kiri} = V_{G_kiri} - V_E$$

$$V_{e_kiri} = 136,85 - 138,43$$

$$V_{e_kiri} = 1,58 \text{ kN } (\downarrow)$$

- Gaya geser desain berdasarkan gempa dari kiri pada ujung kanan (V_{e2})

$$V_{e_kanan} = V_{G_kanan} + V_E$$

$$V_{e_kanan} = 158,34 + 138,43$$

$$V_{e_kanan} = 296,77 \text{ kN } (\uparrow)$$

- Gaya geser desain berdasarkan gempa dari kanan pada ujung kiri (V_{e1})

$$V_{e_kiri} = V_{G_kiri} + V_E$$

$$V_{e_kiri} = 136,85 + 138,43$$

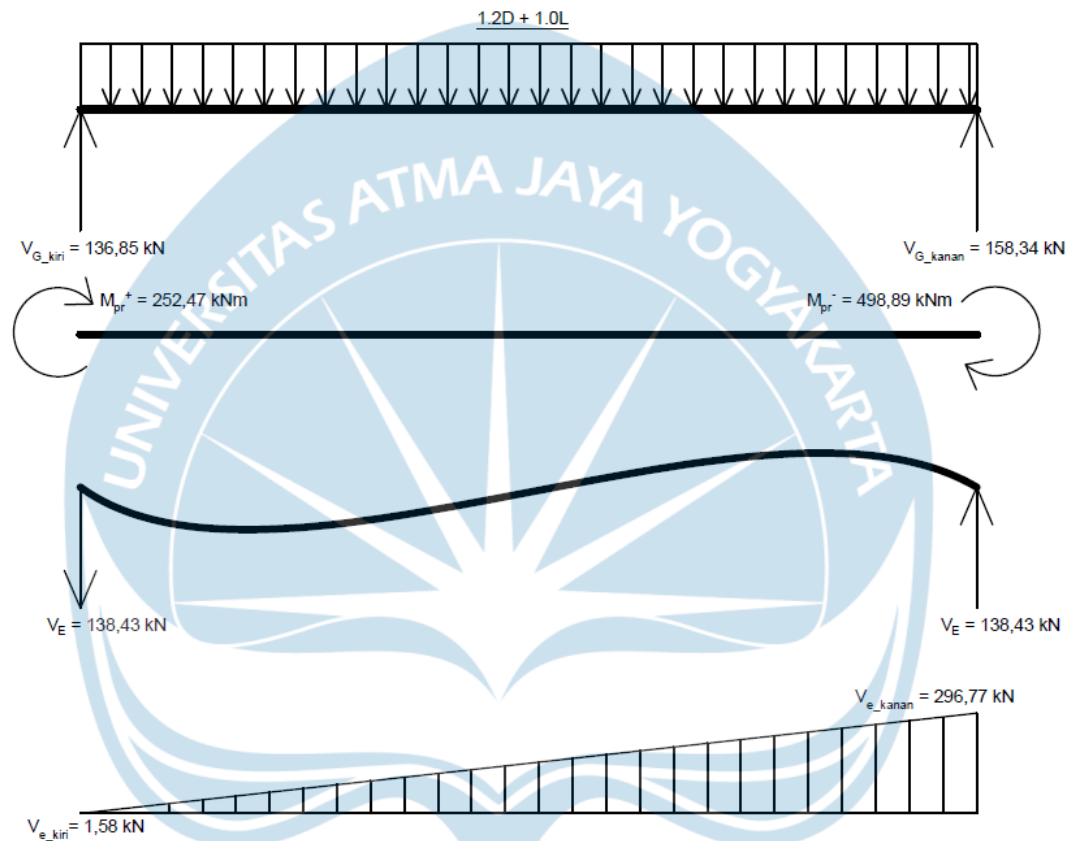
$$V_{e_kiri} = 275,28 \text{ kN } (\uparrow)$$

- Gaya geser desain berdasarkan gempa dari kanan pada ujung kanan (V_{e2})

$$V_{e_kanan} = V_{G_kanan} - V_E$$

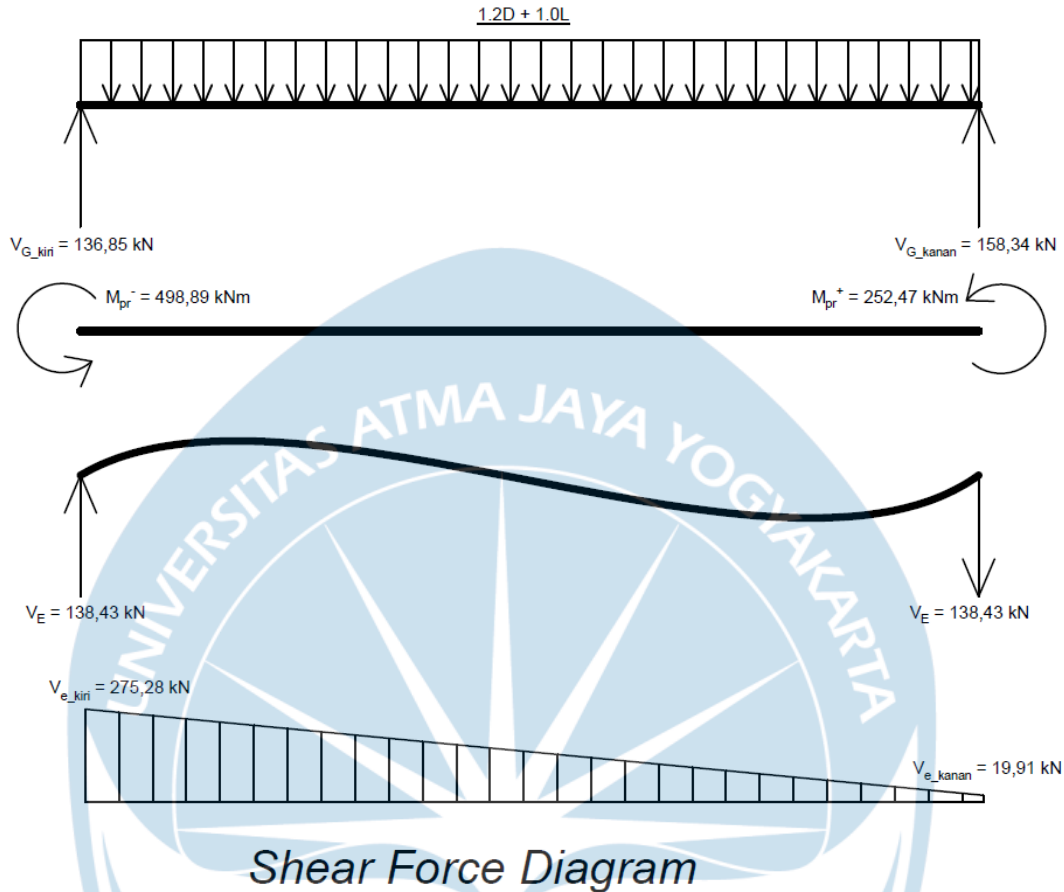
$$V_{e_kanan} = 158,34 - 138,43$$

$$V_{e_kanan} = 19,91 \text{ kN } (\uparrow)$$



Shear Force Diagram

Gambar 2.10.13 *Shear Force Diagram* pada Balok B1-1 akibat Gempa dari Kiri ke Kanan dan Beban Gravitasi



Gambar 2.10.14 *Shear Force Diagram* pada Balok B1-1 akibat Gempa dari Kanan ke Kiri dan Beban Gravitasi

Berdasarkan hasil perhitungan, gaya geser desain yang akan digunakan adalah nilai terbesar, yaitu $V_e = 296,77 \text{ kN}$

➤ Pengecekan Kekuatan Geser

- Cek Apakah $V_e \geq 0,5 V_{u_maks}$

Berdasarkan hasil analisis struktur, gaya geser yang terjadi pada balok pada ujung kiri adalah $V_{u_kiri} = 205,28 \text{ kN}$ dan pada ujung kanan adalah $V_{u_kanan} = 227 \text{ kN}$. Berdasarkan gaya geser yang terjadi pada ujung kiri dan kanan, gaya geser terbesar ditentukan dari gaya geser pada ujung kanan $V_{u_maks} = 227 \text{ kN}$.

$$V_e \geq 0,5 V_{u_maks}$$

$$296,77 \geq 0,5 (227)$$

$$296,77 \geq 113,5$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa V_e melebihi setengah V_{u_maks} .

- Cek Apakah $P_u \leq A_g f'_c / 20$

$$P_u \leq \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$8,08 \leq \frac{(400)(600)(30)}{20}$$

$$8,08 \leq 360$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa gaya aksial terfaktor lebih kecil dari $A_g f'_c / 20$.

Berdasarkan pengecekan kekuatan geser, V_e telah melebihi setengah V_{u_maks} dan P_u kurang dari $A_g f'_c / 20$, sehingga kapasitas geser beton yang digunakan untuk desain tulangan geser pada daerah sendi plastis adalah bernilai 0 ($V_c = 0$).

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser pada Daerah Sendi Plastis

- Perhitungan Gaya Geser yang Harus Ditahan Tulangan Geser

Berdasarkan nilai V_e terbesar dan V_u terbesar dari analisis struktur, gaya geser yang digunakan untuk desain tulangan geser adalah berdasarkan nilai V_e karena nilai V_e lebih besar dari V_u .

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{296,77}{0,75} - 0$$

$$V_s = 395,69 \text{ kN}$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser pada Daerah Sendi Plastis

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{395,69 \times 10^3}{(420)(534,5)}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1,7626 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser pada Daerah diluar Sendi Plastis

Pada daerah diluar sendi plastis, kapasitas geser beton tetap diperhitungkan untuk menahan gaya geser ultimit yang bekerja.

- Perhitungan Kapasitas Geser Beton

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

$$V_c = 0,17(1,0) \sqrt{30} (400)(534,5)$$

$$V_c = 195,17 \text{ kN}$$

- Perhitungan Gaya Geser yang Harus Ditahan Tulangan Geser

Gaya geser yang harus ditahan tulangan geser pada daerah diluar sendi plastis ditentukan berdasarkan gaya geser ultimit yang bekerja pada tengah bentang, yaitu $V_u = 200,56 \text{ kN}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{200,56}{0,75} - 195,17$$

$$V_s = 72,24 \text{ kN}$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser pada Daerah diluar Sendi Plastis

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{72,24 \times 10^3}{(420)(534,5)}$$

$$\frac{A_v}{s} = 0,3218 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Desain Penulangan Torsi

Contoh desain penulangan torsi yang akan diuraikan adalah balok B1-1 dengan *unique name* 297, mengikuti contoh uraian desain penulangan geser.

- Cek Apakah Torsi Dapat Diabaikan

Berdasarkan rekapitulasi gaya dalam hasil analisis struktur pada Tabel 2.10.3, diperoleh momen torsi akibat beban kombinasi terfaktor pada balok dengan *unique name* 297 adalah $T_u = 40,02 \text{ kNm}$.

- Perhitungan A_{cp}

$$A_{cp} = bh$$

$$A_{cp} = (400)(600)$$

$$A_{cp} = 240000 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan P_{cp}

$$P_{cp} = 2(b + h)$$

$$P_{cp} = 2(400 + 600)$$

$$P_{cp} = 2000 \text{ mm}$$

- Perhitungan ϕT_{th}

$$\phi T_{th} = \phi 0,083 \sqrt{f'_c} \left(\frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} \right)$$

$$\phi T_{th} = (0,75) 0,083 \sqrt{30} \left(\frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$\phi T_{th} = 9,82 \text{ kNm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan menunjukkan nilai T_u lebih besar dari ϕT_{th} , sehingga torsi tidak dapat diabaikan.

➤ Pengecekan Batasan Dimensi Penampang

- Perhitungan x_1

$$x_1 = b - 2 \left(c_c + \frac{d_s}{2} \right)$$

$$x_1 = 400 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right)$$

$$x_1 = 307 \text{ mm}$$

- Perhitungan y_1

$$y_1 = h - 2 \left(c_c + \frac{d_s}{2} \right)$$

$$y_1 = 600 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right)$$

$$y_1 = 507 \text{ mm}$$

- Perhitungan A_{oh}

$$A_{oh} = x_1 y_1$$

$$A_{oh} = (307)(507)$$

$$A_{oh} = 155649 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan P_h

$$P_h = 2(x_1 + y_1)$$

$$P_h = 2(307 + 507)$$

$$P_h = 1628 \text{ mm}$$

- Pengecekan Batasan Dimensi Balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7(A_{oh})^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{227 \times 10^3}{(400)(534,5)}\right)^2 + \left(\frac{40,02 \times 10^6 (1628)}{1,7(155649)^2}\right)^2} \leq 0,75 \left(\frac{30}{(400)(534,5)} + 0,66\sqrt{30}\right)$$

$$1,905 \text{ MPa} \leq 3,410 \text{ MPa}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tegangan geser yang terjadi lebih kecil dari kapasitas tegangan geser dari penampang, sehingga batasan dimensi terpenuhi.

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser akibat Torsi

- Perhitungan A_o

$$A_o = 0,85 A_{oh}$$

$$A_o = 0,85 (155649)$$

$$A_o = 132302 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Akibat Torsi

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cot \theta}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{\frac{40,02}{0,75} \times 10^6}{2(132302)(420) \cot 45}$$

$$\frac{A_t}{s} = 0,480 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Perhitungan Kebutuhan Total Tulangan Geser pada Daerah Sendi Plastis

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Total

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2(0,480) + (1,7626)$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2,723 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

▪ Perhitungan Jarak Tulangan yang Diperlukan

Digunakan sengkang dengan jumlah kaki 2, sehingga diperoleh jarak tulangan yang terpasang sebagai berikut.

$$s_{req} = \frac{A_{sk}}{\left(\frac{A_{sk}}{s_{req}}\right)}$$

$$s_{req} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \pi (13)^2}{2,723}$$

$$s_{req} = 97,493 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan, apabila digunakan sengkang dengan jumlah kaki sebanyak 2, dibutuhkan jarak sengkang sebesar 97,493 mm. Karena jarak yang diperoleh tidak mudah untuk dilaksanakan di lapangan, sehingga dibulatkan menjadi 75 mm ($s_{use} = 75 \text{ mm}$).

▪ Pengecekan Terhadap Jarak Sengkang Maksimum pada Daerah Sendi Plastis

$$s_{maks} = \min\left(\frac{d}{4}; 6d_b; 150\right) \text{ mm}$$

$$s_{maks} = \min\left(\frac{534,5}{4}; 6(25); 150\right) \text{ mm}$$

$$s_{maks} = \min(133,625; 150; 150) \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 133,625 \text{ mm}$$

Karena jarak tulangan yang terpasang tidak melebihi jarak tulangan maksimum, sehingga telah memenuhi ketentuan.

- Perhitungan Kebutuhan Total Tulangan Geser di luar Daerah Sendi Plastis

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Total

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 2(0,480) + (0,3218)$$

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right)_{req} = 1,282 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Perhitungan Jarak Tulangan yang Diperlukan

Digunakan sengkang dengan jumlah kaki 2, sehingga diperoleh jarak tulangan yang terpasang sebagai berikut.

$$s_{req} = \frac{A_{sk}}{\left(\frac{A_{sk}}{s_{req}}\right)}$$

$$s_{req} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \pi (13)^2}{1,282}$$

$$s_{req} = 207,056 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan, apabila digunakan sengkang dengan jumlah kaki sebanyak 2, dibutuhkan jarak sengkang sebesar 207,056 mm. Karena jarak yang diperoleh tidak mudah untuk dilaksanakan di lapangan, sehingga dibulatkan menjadi 150 mm ($s_{use} = 75 \text{ mm}$).

- Pengecekan Terhadap Jarak Sengkang Maksimum pada Daerah di luar Sendi Plastis

$$s_{maks} = \min\left(\frac{d}{2}; \frac{P_h}{8}\right) \text{ mm}$$

$$s_{maks} = \min\left(\frac{534,5}{2}; \frac{1628}{8}\right) \text{ mm}$$

$$s_{maks} = \min(267,25; 203,5) \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 203,5 \text{ mm}$$

Karena jarak tulangan yang terpasang tidak melebihi jarak tulangan maksimum, sehingga telah memenuhi ketentuan

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Longitudinal Akibat Torsi
 - Perhitungan Kebutuhan Tulangan Longitudinal yang Diperlukan Akibat Torsi

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta$$

$$A_l = (0,480)(1628) \frac{420}{420} \cot^2 45$$

$$A_l = 781,67 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Longitudinal Minimum Akibat Torsi

$$A_{l_{min}} = 0,42 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_{l_{min}} = 0,42 \sqrt{30} \frac{240000}{420} - (0,480)(1628) \frac{420}{420}$$

$$A_{l_{min}} = 532,86 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa luas tulangan longitudinal yang diperlukan telah melebihi luas tulangan longitudinal minimum, sehingga untuk desain digunakan $A_l = 781,67 \text{ mm}^2$.

- Perhitungan Jumlah Tulangan Longitudinal untuk menahan Torsi Sepanjang Balok

Luas tulangan longitudinal yang diperlukan untuk menahan torsi hanya disebar pada sisi tengah penampang. Hal ini bertujuan untuk menghindari penambahan luas tulangan tarik, dimana dapat mempengaruhi hitungan momen probable yang telah dihitung sebelumnya.

$$n = \frac{A_{s_{req}}}{A_{s_{1_{tulangan}}}}$$

$$n = \frac{781,67}{\frac{1}{4}\pi(16)^2}$$

$$n = 3,888$$

$$n \approx 4$$

Berdasarkan hasil perhitungan akhir, diperoleh desain tulangan pada balok B1-1 dengan *unique name* 297 ditunjukkan pada Tabel 2.10.7.

Tabel 2.10.7 Rekapitulasi Tulangan Terpasang pada B1-1 dengan
Unique Name 297

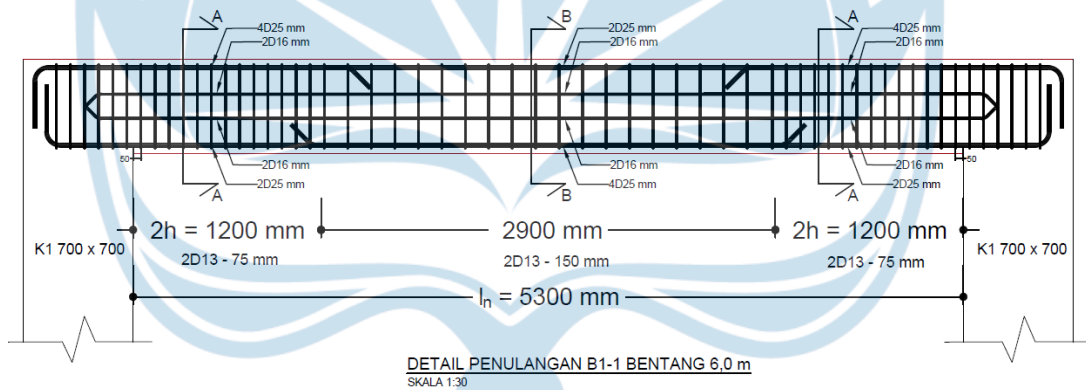
Tulangan Longitudinal	Atas	Tengah	Bawah	Tulangan Geser
Ujung Kiri	4D25	4D16	2D25	2D13-75 mm
Tengah Bentang	2D25	4D16	2D25	2D13-150 mm
Ujung Kanan	4D25	4D16	2D25	2D13-75 mm

- Desain Akhir Penulangan pada B1-1

Hasil perhitungan desain penulangan lentur, geser, dan torsi pada masing – masing balok B1-1 dapat dilihat pada Tabel 2.10.8. Berdasarkan hasil perhitungan beberapa kondisi, desain akhir yang digunakan untuk penulangan lentur, geser, dan torsi dapat dilihat pada gambar Gambar 2.10.15 dengan detail penulangan arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.10.16.

GAMBAR	B1-1 400 x 600		
	POTONGAN A-A	POTONGAN B-B	POTONGAN A-A
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
TULANGAN ATAS	4D25	2D25	4D25
TULANGAN BAWAH	2D25	4D16	2D25
TULANGAN TENGAH	4D16	4D16	4D16
SENGKANG	2D13-75	2D13-150	2D13-75

Gambar 2.10.15 Detail Potongan Melintang pada Balok B1-1



Gambar 2.10.16 Detail Potongan Memanjang pada Balok B1-1

Tabel 2.10.8 Rekapitulasi Desain Tulangan Lentur, Tulangan Geser, dan Tulangan Torsi pada B1-1

Tipe Balok	Desain Tulangan Lentur							Desain Tulangan Geser					Desain Tulangan Torsi									
	Unique Name	Kondisi	c (mm)	c _{max} (mm)	A _{s_req} (mm ²)	A _{s_use} (mm ²)	Jumlah Tulangan	Daerah	M _{pr} ⁺ (kNm)	M _{pr} ⁻ (kNm)	V _c atau V _u (kN)	A _v /s (mm ² /mm)	Torsi Diabaikan ?	A _t /s (mm ² /mm)	(A _{sk} /s) _{req} (mm ² /mm)	s _{req} (mm)	Dipasang	A _{l_req} (mm ²)	A _{l_min} (mm ²)	A _{s_use} (mm ²)	Jumlah Tulangan	
B1-1	385	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	79.659	200.438	1616.758	1963.495	4D25	Sendi Plastis	262.47	498.89	421.953	2.5061	Ya	-	2.5061	105.926	2D13-100	-	-	-	-	
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	38.509	200.438	781.5657	981.748	2D25															
		M _u ⁻ Tengah Bentang	18.956	200.438	384.7195	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	323.24	1.0504		-	1.0504	252.716	2D13-150					
		M _u ⁺ Tengah Bentang	84.516	200.438	1715.338	1963.495	4D25															
	296	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	91.259	200.438	1852.189	1963.495	4D25	Sendi Plastis	262.47	498.89	289.183	1.7176	Tidak	0.444	2.6047	101.919	2D13-100	722.1	592.433	804.248	4D16	
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	43.879	200.438	890.5734	981.748	2D25															
		M _u ⁻ Tengah Bentang	21.550	200.438	437.3804	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	208.4	0.3684		0.444	1.255	211.446	2D13-200					
		M _u ⁺ Tengah Bentang	40.660	200.438	825.2275	981.748	2D25															
	299	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	84.028	200.438	1705.419	1963.495	4D25	Sendi Plastis	262.47	498.89	306.702	1.8216	Tidak	0.500	2.8220	94.070	2D13-75	769.29	500.242	804.248	4D16	
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	40.539	200.438	822.77	981.748	2D25															
		M _u ⁻ Tengah Bentang	19.938	200.438	404.6546	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	199.33	0.3145		0.500	1.315	201.896	2D13-200					
		M _u ⁺ Tengah Bentang	33.013	200.438	670.0315	981.748	2D25															

Tabel 2.10.9 Rekapitulasi Desain Tulangan Lentur, Tulangan Geser, dan Tulangan Torsi pada B1-2

Tipe Balok	Desain Tulangan Lentur							Desain Tulangan Geser					Desain Tulangan Torsi								
	Unique Name	Kondisi	c (mm)	c _{max} (mm)	A _{s,req} (mm ²)	A _{s,use} (mm ²)	Jumlah Tulangan	Daerah	M _{pr} ⁺ (kNm)	M _{pr} ⁻ (kNm)	V _e atau V _u (kN)	A _v /s (mm ² /mm)	Torsi Diabaikan ?	A _v /s (mm ² /mm)	(A _{sk} /s) _{req} (mm ² /mm)	s _{req} (mm)	Dipasang	A _{l,req} (mm ²)	A _{l,min} (mm ²)	A _{s,use} (mm ²)	Jumlah Tulangan
B1-2	377	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	133.695	200.438	2713.462	2945.243	6D25	Sendi Plastis	383.94	709.27	411.4	2.4435	Tidak	0.226	2.8952939	91.688	2D13-75	367.79	946.745	1206.37	6D16
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	72.532	200.438	1472.102	1472.622	3D25														
		M _u ⁻ Tengah Bentang	30.665	200.438	622.384	1472.622	3D25	Tengah Bentang	-	-	391.34	1.4549		0.226	1.907	139.224	2D13-100				
		M _u ⁺ Tengah Bentang	55.468	200.438	1125.777	1472.622	3D25														
	730	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	75.906	200.438	1540.581	1963.495	4D25	Sendi Plastis	262.47	498.89	288.813	1.7154	Tidak	0.541	2.7977981	94.883	2D13-75	881.09	433.442	1206.372	6D16
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	36.757	200.438	746.0179	981.748	2D25														
		M _u ⁻ Tengah Bentang	18.107	200.438	367.4923	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	177.07	0.1823		0.541	1.265	209.902	2D13-200				
		M _u ⁺ Tengah Bentang	45.778	200.438	929.1088	981.748	2D25														
	380	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	89.978	200.438	1826.182	1963.495	4D25	Sendi Plastis	262.47	498.89	319.763	1.8992	Ya	-	1.8992	124.531	2D13-100	-	-	-	-
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	43.289	200.438	878.5961	981.748	2D25														
		M _u ⁻ Tengah Bentang	21.266	200.438	431.6066	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	288.26	0.8427		-	0.843	246.898	2D13-150				
		M _u ⁺ Tengah Bentang	43.633	200.438	885.5792	981.748	2D25														

Tabel 2.10.10 Rekapitulasi Desain Tulangan Lentur, Tulangan Geser, dan Tulangan Torsi pada B2

Tipe Balok	Desain Tulangan Lentur							Desain Tulangan Geser					Desain Tulangan Torsi								
	Unique Name	Kondisi	c (mm)	c _{max} (mm)	A _{s,req} (mm ²)	A _{s,usc} (mm ²)	Jumlah Tulangan	Daerah	M _{pr} ⁺ (kNm)	M _{pr} ⁻ (kNm)	V _c atau V _u (kN)	A _v /s (mm ² /mm)	Torsi Diabaikan ?	A _t /s (mm ² /mm)	(A _{sk} /s) _{req} (mm ² /mm)	s _{req} (mm)	Dipasang	A _{L,req} (mm ²)	A _{L,min} (mm ²)	A _{s,usc} (mm ²)	Jumlah Tulangan
B2	328	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	88.553	181.688	1347.942	1472.622	3D25	Sendi Plastik	232.36	335.51	258.521	1.6939	Tidak	0.286	2.2663842	117.131	2D13-100	380.12	523.623	804.248	4D16
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	42.449	181.688	646.1542	981.748	2D25		-	-	150.55	0.3344		0.286	0.907	292.726	2D13-150				
		M _u ⁻ Tengah Bentang	20.821	181.688	316.9407	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	150.55	0.3344		0.286	0.907	292.726	2D13-150				
		M _u ⁺ Tengah Bentang	52.883	181.688	804.9742	981.748	2D25		-	-	150.55	0.3344		0.286	0.907	292.726	2D13-150				
	434	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	59.476	181.688	905.341	981.748	2D25	Sendi Plastik	232.36	232.36	247.785	1.6236	Ya	-	1.6236	160.732	2D13-100	-	-	-	-
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	28.935	181.688	440.4416	981.748	2D25		-	-	151.73	0.3421		-	0.342	717.151	2D13-150				
		M _u ⁻ Tengah Bentang	14.282	181.688	217.4032	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	151.73	0.3421		-	0.342	717.151	2D13-150				
		M _u ⁺ Tengah Bentang	50.653	181.688	771.0388	981.748	2D25		-	-	151.73	0.3421		-	0.342	717.151	2D13-150				
	437	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	72.826	181.688	1108.553	1472.622	3D25	Sendi Plastik	232.36	335.51	229.130	1.5013	Tidak	0.458	2.4169	109.837	2D13-100	607.93	295.813	804.248	4D16
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	35.194	181.688	535.7241	981.748	2D25		-	-	140.81	0.2706		0.458	1.186	223.806	2D13-150				
		M _u ⁻ Tengah Bentang	17.322	181.688	263.6706	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	140.81	0.2706		0.458	1.186	223.806	2D13-150				
		M _u ⁺ Tengah Bentang	42.892	181.688	652.903	981.748	2D25		-	-	140.81	0.2706		0.458	1.186	223.806	2D13-150				

Tabel 2.10.11 Rekapitulasi Desain Tulangan Lentur, Tulangan Geser, dan Tulangan Torsi pada B3-1

Tipe Balok	Desain Tulangan Lentur							Desain Tulangan Geser				Desain Tulangan Torsi									
	Unique Name	Kondisi	c (mm)	c _{max} (mm)	A _{s, req} (mm ²)	A _{s, use} (mm ²)	Jumlah Tulangan	Daerah	M _{pr} ⁺ (kNm)	M _{pr} ⁻ (kNm)	V _e atau V _u (kN)	A _v /s (mm ² /mm)	Torsi Diabaikan ?	A _t /s (mm ² /mm)	(A _{sk} /s) _{req} (mm ² /mm)	s _{req} (mm)	Dipasang	A _{t, req} (mm ²)	A _{t, min} (mm ²)	A _{s, use} (mm ²)	Jumlah Tulangan
B3-1	455	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	68.624	144.188	1044.596	1472.622	3D25	Sendi Plastis	180.81	258.20	195.492	1.6141	Ya	-	1.6141	164.469	2D13-100	-	-	-	-
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	57.788	144.188	879.6495	981.748	2D25		-	-	104.79	0.2131		-	0.213	1245.48	2D13-150	-	-	-	-
		M _u ⁻ Tengah Bentang	16.160	144.188	245.9933	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	104.79	0.2131		-	0.213	1245.48	2D13-150	-	-	-	-
		M _u ⁺ Tengah Bentang	25.647	144.188	390.4027	981.748	2D25		-	-	104.79	0.2131		-	0.213	1245.48	2D13-150	-	-	-	-
	780	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	60.303	144.188	917.932	981.748	2D25	Sendi Plastis	180.81	180.81	231.422	1.9107	Tidak	0.384	2.6794	99.075	2D13-75	433.55	305.874	804.248	4D16
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	29.096	144.188	442.8921	981.748	2D25		-	-	111.27	0.2666		0.384	1.035	256.4	2D13-100	-	-	-	-
		M _u ⁻ Tengah Bentang	14.310	144.188	217.8317	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	111.27	0.2666		0.384	1.035	256.4	2D13-100	-	-	-	-
		M _u ⁺ Tengah Bentang	20.238	144.188	308.0671	981.748	2D25		-	-	111.27	0.2666		0.384	1.035	256.4	2D13-100	-	-	-	-
	347	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	64.292	144.188	978.651	981.748	2D25	Sendi Plastis	180.81	180.81	194.052	1.6022	Ya	-	1.6022	159.163	2D13-75	-	-	-	-
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	52.254	144.188	795.4043	981.748	2D25		-	-	118.37	0.3253		-	0.325	678.996	2D13-150	-	-	-	-
		M _u ⁻ Tengah Bentang	15.201	144.188	231.3908	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	118.37	0.3253		-	0.325	678.996	2D13-150	-	-	-	-
		M _u ⁺ Tengah Bentang	31.333	144.188	476.9505	981.748	2D25		-	-	118.37	0.3253		-	0.325	678.996	2D13-150	-	-	-	-
	349	M _u ⁻ Ujung Kiri dan Kanan	62.897	144.188	957.414	981.748	2D25	Sendi Plastis	180.81	180.81	184.522	1.5235	Ya	-	1.5235	174.247	2D13-75	-	-	-	-
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	58.528	144.188	890.9121	981.748	2D25		-	-	113.11	0.2818		-	0.282	941.912	2D13-150	-	-	-	-
		M _u ⁻ Tengah Bentang	14.890	144.188	226.6607	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	113.11	0.2818		-	0.282	941.912	2D13-150	-	-	-	-
		M _u ⁺ Tengah Bentang	34.263	144.188	521.5496	981.748	2D25		-	-	113.11	0.2818		-	0.282	941.912	2D13-150	-	-	-	-

Tabel 2.10.12 Rekapitulasi Desain Tulangan Lentur, Tulangan Geser, dan Tulangan Torsi pada B3-2

Tipe Balok	Desain Tulangan Lentur							Desain Tulangan Geser					Desain Tulangan Torsi								
	Unique Name	Kondisi	c (mm)	c _{max} (mm)	A _{s, req} (mm ²)	A _{s, use} (mm ²)	Jumlah Tulangan	Daerah	M _{pr} ⁺ (kNm)	M _{pr} ⁻ (kNm)	V _e atau V _u (kN)	A _v /s (mm ² /mm)	Torsi Diabaikan ?	A _t /s (mm ² /mm)	(A _{sk} /s) _{req} (mm ² /mm)	s _{req} (mm)	Dipasang	A _{l, req} (mm ²)	A _{l, min} (mm ²)	A _{s, use} (mm ²)	Jumlah Tulangan
B3-2	557	M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	46.944	144.188	714.585	981.748	2D25	Sendi Plastik	180.81	180.81	441.254	3.6432	Ya	-	3.6432	72.866	2D13-70	-	-	-	-
		M _u ⁺ Ujung Kiri dan Kanan	22.842	144.188	347.6957	981.748	2D25														
		M _u ⁻ Tengah Bentang	11.276	144.188	171.6355	981.748	2D25	Tengah Bentang	-	-	123	0.3635		-	0.363	730.317	2D13-150				
		M _u ⁺ Tengah Bentang	11.276	144.188	171.6355	981.748	2D25														

2.10.5 Desain Penulangan *Secondary Beam*

Konsep desain penulangan pada *secondary beam* tidak jauh berbeda dengan konsep desain pada balok induk (*primary beam*). Perbedaan yang menunjukkan pada keduanya adalah pada persyaratan kekuatan lentur dan detail penulangan transversal. Pada *secondary beam*, persyaratan kekuatan lentur didasari dari momen ultimit akibat kombinasi beban terfaktor dan juga persyarataan tulangan transversal tidak perlu mengikuti persyaratan yang diatur dalam balok SRPMK. Persyaratan tulangan transversal pada *secondary beam* mengikuti penjelasan pada 2.10.2, sehingga kebutuhan tulangan transversal pada balok anak ditentukan berdasarkan gaya geser ultimit hasil kombinasi beban terfaktor, berbeda dengan balok induk yang harus dilakukan pengecekan terhadap gaya geser akibat gempa (V_e).

Metode pengambilan gaya dalam pada balok anak juga tidak jauh berbeda dengan metode pengambilan gaya dalam pada balok induk, dilakukan dengan cara memilih gaya – gaya terbesar pada masing – masing balok, dimana gaya yang diambil adalah momen negatif dan momen positif terbesar pada kedua ujung balok, dan momen positif tengah bentang, serta momen torsi terbesar. Hasil perhitungan desain penulangan *secondary beam* dapat dilihat pada Lampiran 2.

2.11 Desain Penulangan Kolom

Pada dasarnya, desain penulangan pada kolom hampir sama dengan desain penulangan balok, yaitu terdiri dari desain penulangan lentur dan desain penulangan geser. Untuk pengaruh torsi pada kolom bangunan gedung biasanya diabaikan dan jarang menjadi faktor penentu pada desain kolom menurut SNI 2847:2019 Pasal 10.5.4. Kolom struktur harus didesain sebagai elemen struktur penahan gaya lateral (gempa), mengikuti persyaratan desain kolom SRPMK yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7. Filosofi desain kolom tahan gempa adalah kolom harus lebih kuat daripada balok, sehingga

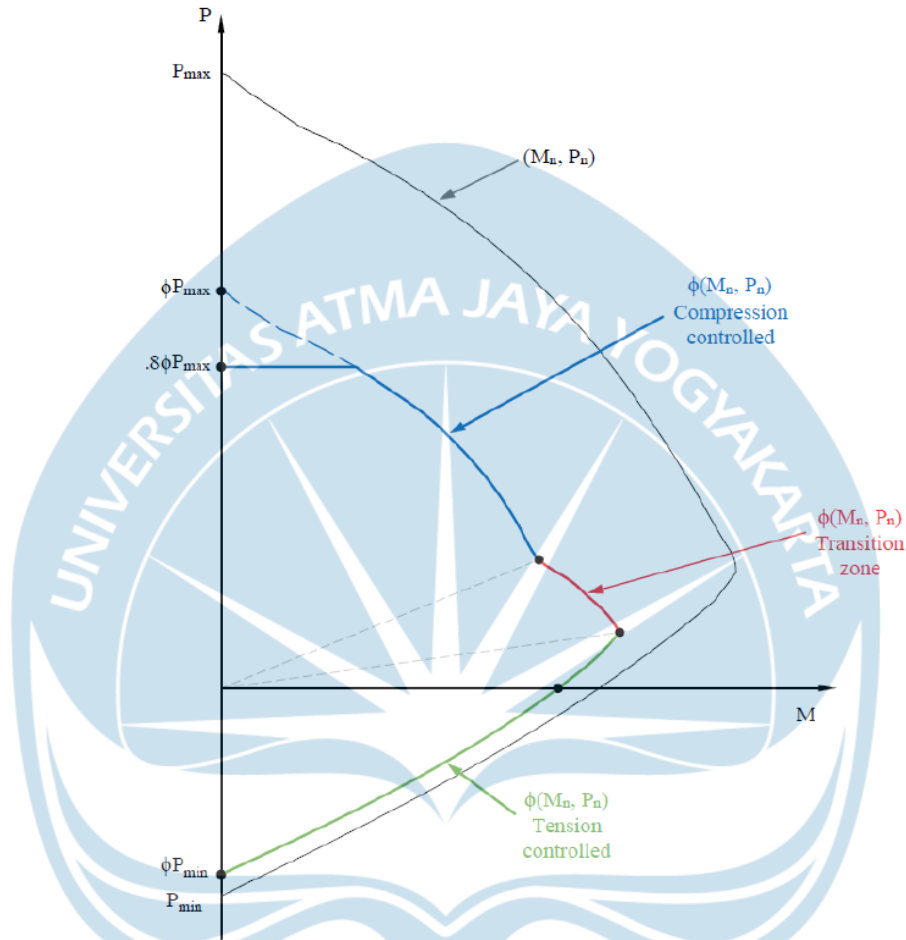
ketika gempa terjadi kolom tidak diizinkan untuk gagal. Kolom SRPMK memiliki batasan dimensi, yaitu dimensi penampang terkecilnya tidak boleh kurang dari 300 mm dan rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

2.11.1 Desain Penulangan Lentur

Konsep dasar desain penulangan lentur pada kolom sama dengan konsep desain penulangan lentur pada balok. Namun terdapat sedikit perbedaan dalam desain penulangan lentur pada kolom, yaitu pada gaya yang bekerja. Kolom menerima gaya aksial dan momen lentur pada masing – masing arah, sehingga dalam melakukan desain penulangan lentur akan didasarkan terhadap interaksi aksial lentur pada kolom. Diagram interaksi aksial-lentur pada kolom merupakan kumpulan nilai dari gaya aksial dan momen lentur nominal yang ditentukan berdasarkan regangan pada baja tulangan. Zona terkendali tekan, zona terkontrol tarik, dan zona transisi pada diagram interaksi aksial-lentur dapat dilihat pada Gambar 2.11.1

Desain penulangan lentur pada kolom SRPMK mengikuti persyaratan tulangan longitudinal yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.4. Pasal 18.7.4.1 mengatur luas tulangan longitudinal pada kolom SRPMK harus lebih besar dari $0,01A_g$ dan tidak boleh lebih kecil dari $0,06A_g$. Batasan minimum luas tulangan bertujuan untuk mengontrol deformasi jangka panjang dan memiliki momen leleh (*yield moment*) lebih besar dari momen retaknya (*crack moment*), sedangkan batasan maksimum luas tulangan ditujukan untuk mempertimbangkan kerapatan tulangan. CRSI (2020) menjelaskan luas tulangan longitudinal lebih baik tidak melebihi $0,03A_g$ untuk mempertimbangkan kerapatan tulangan saat pelaksanaan di lapangan. Lebih lanjut, Pasal 18.7.4.3 menjelaskan mengenai sambungan lewatan pada kolom hanya diizinkan pada daerah tengah dari tinggi

kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal.



Gambar 2.11.1 Diagram Interaksi Aksial Lentur pada Kolom (*Technical Manual SpColumn, 2025*)

Metode desain yang dilakukan dalam merancang penulangan lentur pada kolom adalah mengambil gaya dalam dari enam 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 telah diperoleh akan diplot pada diagram interaksi kolom. Penggambaran diagram interaksi kolom menggunakan bantuan *software* spColumn dengan asumsi jumlah tulangan tertentu. 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%.

2.11.2 Strong Column Weak Beam

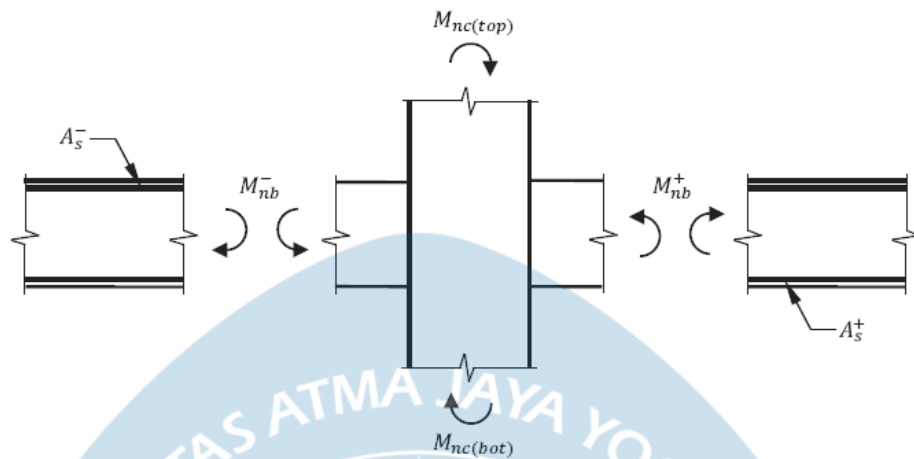
Kolom yang didesain sebagai kolom SRPMK harus memenuhi ketentuan kolom kuat balok lemah (*strong column weak beam*) sesuai yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2. Kekuatan lentur (momen nominal) pada kolom harus memenuhi dari Persamaan (2.11.1), dimana ΣM_{nc} merupakan jumlah momen nominal kolom 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*.

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb} \quad (2.11.1)$$

Ketentuan sesuai dengan Persamaan (2.11.1) bertujuan untuk mengurangi potensi terjadinya leleh pada kolom. Apabila balok lebih kuat daripada kolom, maka akan terdapat potensi terjadinya aksi inelastik, bahkan pada kondisi paling buruk dapat terjadi kelelahan lentur pada kedua ujung kolom yang akan menghasilkan mekanisme kegagalan kolom dan berdampak pada keruntuhan bangunan.

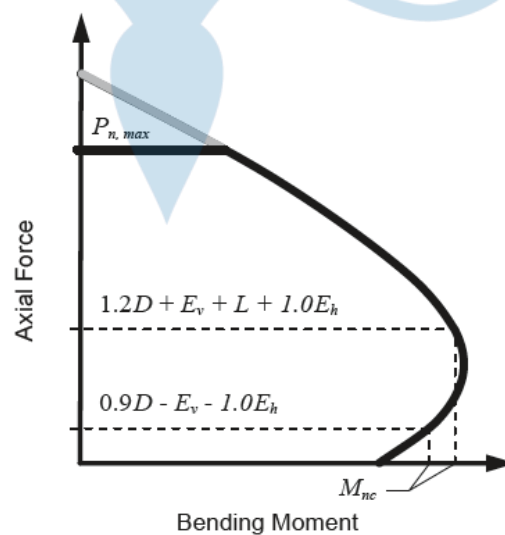
Evaluasi kekuatan lentur kolom dan balok harus ditinjau sesuai dengan arah goyangan portal akibat gempa dari arah kiri dan kanan pada masing – masing sumbu kolom. Salah satu contoh evaluasi kekuatan lentur kolom dan balok akibat goyangan gempa dari arah kiri dapat dilihat pada Gambar 2.11.2 yang dihitung dengan Persamaan (2.11.2).

$$M_{nc(top)} + M_{nc(bot)} \geq 1,2(M_{nb}^- + M_{nb}^+) \quad (2.11.2)$$



Gambar 2.11.3 Evaluasi *Strong Column Weak Beam* Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan (CRSI, 2020)

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 $0,9D + 1,0E$ (Moehle & Hooper, 2016) (Gambar 2.11.3).

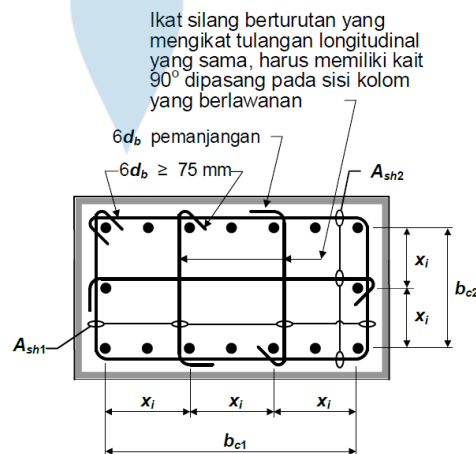


Gambar 2.11.2 Momen Nominal Kolom Berdasarkan Gaya Aksial Terfaktor Pengaruh Gempa (Moehle & Hooper, 2016)

2.11.3 Desain Penulangan Geser

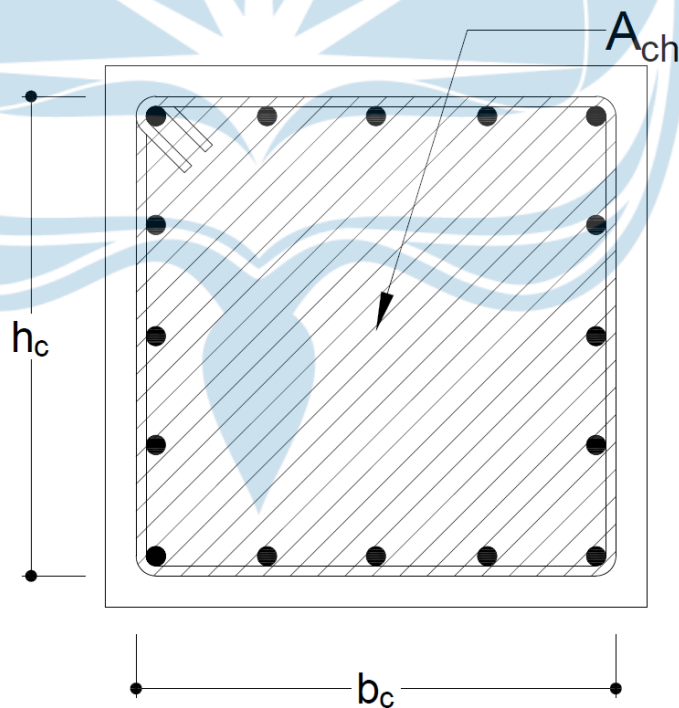
Desain penulangan geser pada kolom SRPMK mengikuti ketentuan yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.5. Pada level gempa desain, kedua ujung dari kolom dapat mengalami sendi plastis. Sehingga, beton harus sepenuhnya terkekang pada daerah ujung – ujung kolom. Pasal 18.7.5.1 memberikan persyaratan bahwa sengkang pengekat harus disediakan pada daerah sepanjang l_0 , dimana l_0 diukur dari muka *joint* yang diambil nilai terbesar dari dimensi kolom, $1/6$ tinggi bersih kolom, atau 450 mm. Sengkang pengekat yang dipasang sepanjang l_0 harus memenuhi persyaratan yang diatur dalam pasal 18.7.5.2.

Pada pasal 18.7.5.2 menjelaskan mengenai persyaratan tulangan transversal dan juga pendetailan sengkang pengekat pada kolom. Beberapa hal yang perlu diperhatikan adalah ujung tekukan sengkang pengekat harus mengait tulangan longitudinal, tulangan longitudinal harus diatur dengan sedemikian sehingga spasi h_x yang didefinisikan pada Gambar 2.11.4 tidak boleh melebihi 350 mm. Apabila gaya aksial terfaktor termasuk gempa melebihi dari $0,3 A_g f'_c$, maka nilai h_x tidak boleh melebihi dari 200 mm. Nilai h_x pada Gambar 2.11.4 merupakan nilai terbesar dari x_i .



Gambar 2.11.4 Tulangan Transversal pada Kolom (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2)

Kebutuhan tulangan geser pada kolom SRPMK harus ditentukan berdasarkan 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 Persamaan (2.11.3) dan Persamaan (2.11.4). Namun apabila gaya aksial pada kolom melebihi $0,3 A_g f'_c$, maka kebutuhan tulangan geser harus ditentukan dari nilai terbesar Persamaan (2.11.3) hingga Persamaan (2.11.5), dimana A_{ch} didefinisikan sesuai Gambar 2.11.5 dan dihitung berdasarkan Persamaan (2.11.6), k_f merupakan faktor kekuatan beton yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.11.7), k_n merupakan faktor keefektifan tulangan yang dihitung melalui Persamaan (2.11.8), dan n_l merupakan jumlah tulangan longitudinal yang terletak di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut dari sengkang pengeang.



Gambar 2.11.5 Definisi A_{ch} pada Kolom

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.11.3)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.11.4)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (2.11.5)$$

$$A_{ch} = b_c h_c \quad (2.11.6)$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.11.7)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (2.11.8)$$

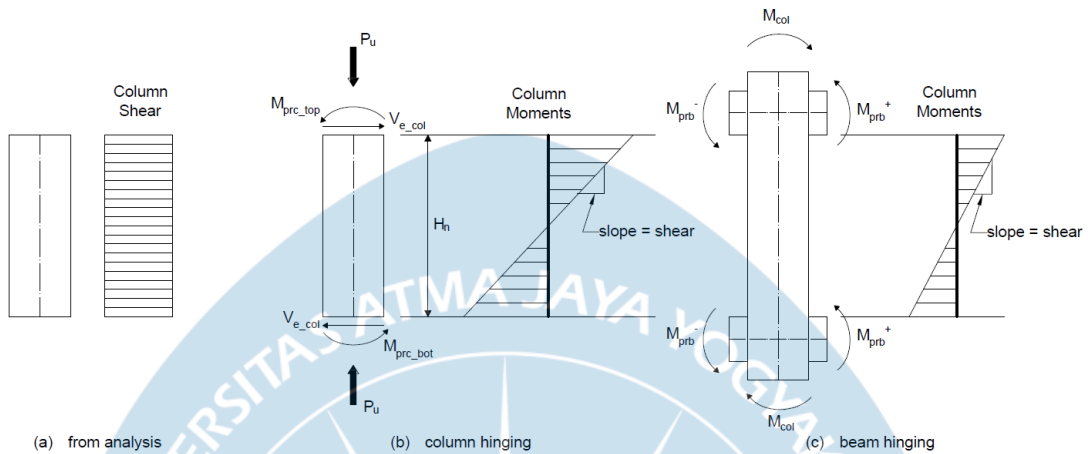
Kebutuhan tulangan geser juga perlu ditentukan berdasarkan gaya geser desain (V_e). Penentuan gaya geser desain menurut pasal 18.7.6.1 ditentukan dari peninjauan terhadap gaya terbesar yang terjadi pada muka *joint*, dimana gaya terbesar ditentukan berdasarkan M_{pr} pada setiap ujung kolom (Lihat Gambar 2.11.6 dan Persamaan (2.11.9)) dan besarnya M_{pr} bergantung dari gaya aksial yang bekerja. Pada dasarnya, penentuan M_{pr} pada ujung kolom hampir sama dengan penentuan M_n , namun yang membedakan adalah M_{pr} harus diambil sebagai nilai terbesar. Gaya geser yang dihitung berdasarkan M_{pr} kolom tidak perlu lebih besar dari gaya geser yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok (Lihat Persamaan (2.11.10)) dan nilai V_e tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor dari hasil analisis struktur.

$$V_{e,col} = \frac{M_{prc_bot} + M_{prc_top}}{h_n} \quad (2.11.9)$$

$$V_{e,beam} = \frac{M_{prb}^- + M_{prb}^+}{h_n} \quad (2.11.10)$$

Pasal 18.7.6.2 menjelaskan bahwa dalam menentukan gaya geser yang harus ditahan oleh sengkang pada daerah sepanjang l_0 , kuat geser beton (V_c) harus diasumsikan bernilai 0, dengan catatan memenuhi dua persyaratan, yaitu gaya geser akibat gempa (V_e)

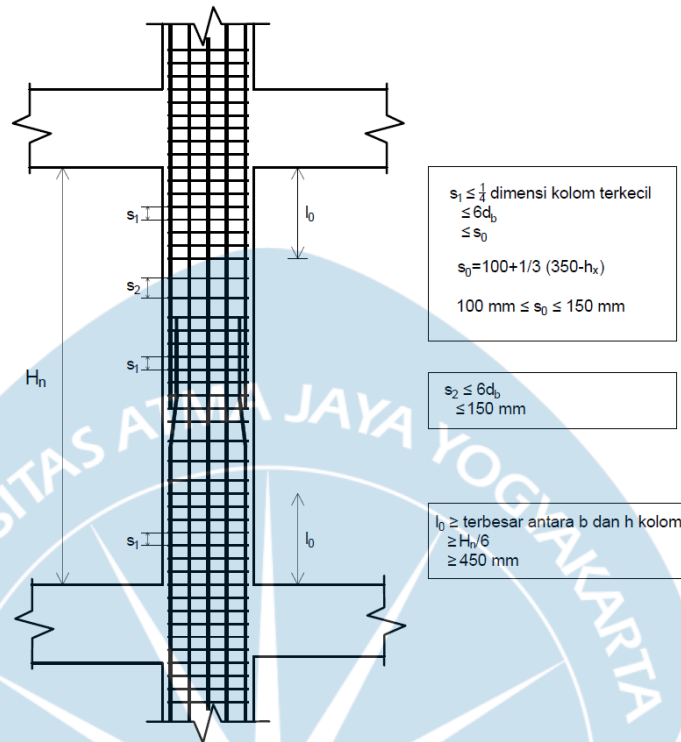
setidaknya mewakili setengah kekuatan geser perlu maksimum sepanjang l_0 dan gaya tekan aksial terfaktor kurang dari $A_g f'_c / 20$.



Gambar 2.11.6 Gaya Geser yang Bekerja pada Kolom Akibat Gempa (Moehle & Hooper, 2016)

Spasi sengkang pada daerah sepanjang l_0 tidak boleh melebihi nilai terkecil $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil penampang kolom, $6d_b$, dan s_0 . Nilai s_0 dihitung berdasarkan Persamaan (2.11.11), dengan syarat tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu 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. Detail penulangan geser pada kolom dapat dilihat pada Gambar 2.11.7.

$$s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (2.11.11)$$



Gambar 2.11.7 Detail Penulangan Transversal pada Kolom

2.11.4 Desain Penulangan Kolom pada Struktur yang Direncanakan

Salah satu contoh perhitungan yang akan diuraikan pada desain penulangan kolom adalah jenis kolom K1. 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) : 700 mm
- Tinggi kolom (h) : 700 mm

- Tinggi antar lantai (H) : 3750 mm

• Gaya Dalam Kolom K1 Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam pada kolom K1 hasil analisis struktur pada masing – masing *unique name* dan masing – masing lantai dapat dilihat pada Tabel 2.11.1.

Tabel 2.11.1 Gaya Dalam Pada Kolom K1

Kondisi	Lantai	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
P_u max	2	3187.99	-531.94	-452.39
P_u min		338.31	35.71	-1.59
M_{ux} max		1888.97	-578.60	-371.59
M_{ux} min		535.85	560.08	432.09
M_{uy} max		366.45	455.48	486.36
M_{uy} min		1829.07	-480.62	-481.39
P_u max	3	2442.63	-351.57	-312.75
P_u min		301.91	85.91	100.84
M_{ux} max		515.71	434.30	220.14
M_{ux} min		2442.63	-351.57	-312.75
M_{uy} max		2442.63	-351.57	-312.75
M_{uy} min		859.25	266.03	154.65
P_u max	4	1697.94	-216.94	-201.03
P_u min		258.34	189.21	129.47
M_{ux} max		503.47	282.35	118.68
M_{ux} min		1649.68	-251.77	-133.26
M_{uy} max		1697.94	-216.94	-201.03
M_{uy} min		475.34	206.27	189.73
P_u max	5	1123.19	-67.64	-8.53
P_u min		148.95	190.78	126.04
M_{ux} max		434.32	226.30	70.12
M_{ux} min		958.57	-204.78	-117.73
M_{uy} max		1006.82	-128.72	-131.60
M_{uy} min		148.95	190.78	126.04
P_u max	6	599.77	-73.85	40.28
P_u min		21.25	58.87	86.04
M_{ux} max		260.42	171.46	161.08
M_{ux} min		551.51	-154.26	-310.66
M_{uy} max		133.54	108.89	323.01
M_{uy} min		551.51	-154.26	-310.66

- Pengecekan Batasan Dimensi

- Dimensi Minimum

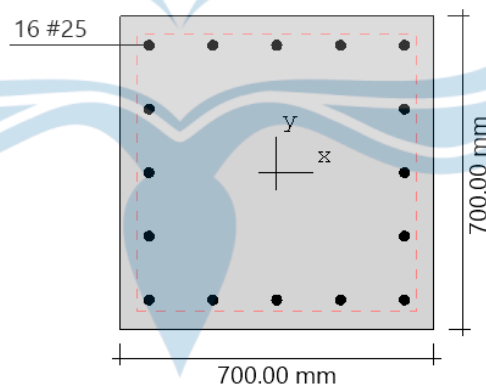
Dimensi minimum penampang terkecil untuk kolom SRPMK adalah 300 mm. Kolom K1 memiliki dimensi 700 x 700, sehingga telah memenuhi persyaratan dimensi minimum.

- Rasio Dimensi Penampang

Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya harus lebih besar dari 0,4. Kolom K1 memiliki rasio dimensi penampang 1,0 karena penampang persegi. Karena telah melebihi 0,4, sehingga telah memenuhi ketentuan yang berlaku.

- Desain Penulangan Lentur

Sebagai perencanaan awal, dicoba menggunakan tulangan sebanyak 16 buah yang disebar merata pada keempat sisinya (Lihat Gambar 2.11.8)



Gambar 2.11.8 Sebaran Tulangan Longitudinal Pada Kolom K1

- Pengecekan Rasio Tulangan

$$\rho = \frac{A_{s_{use}}}{A_g} \times 100\%$$

$$\rho = \frac{16 \times \frac{1}{4} \pi (25)^2}{700 \times 700} \times 100\%$$

$$\rho = 1,603\%$$

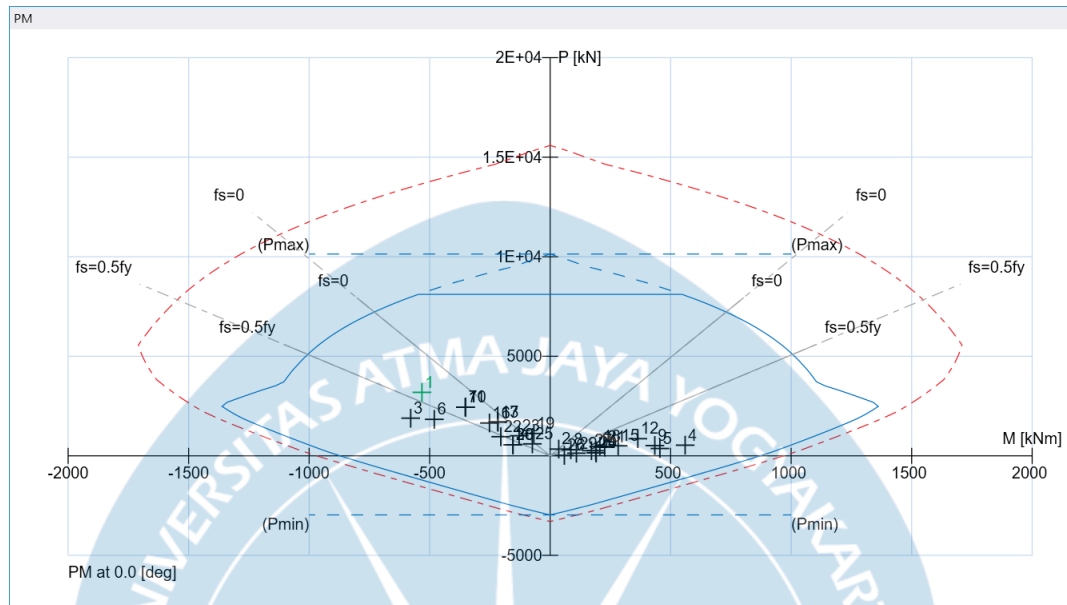
Hasil perhitungan menunjukkan bahwa rasio tulangan yang terpasang adalah 1,603%. Berdasarkan ketentuan yang diatur pada pasal 18.7.4.1, luas tulangan minimum adalah 1% dari luas penampang. Karena telah melebihi 1%, maka telah memenuhi ketentuan. Batasan rasio tulangan untuk mempertimbangkan kemudahan pelaksanaan di lapangan adalah 3%. Karena rasio tulangan yang terpasang tidak melebihi 3%, maka telah memenuhi ketentuan yang diatur.

➤ **Pengecekan Kapasitas Desain Pada Arah Sumbu X**

Pengecekan kapasitas desain aksial-lentur pada arah sumbu x dilakukan dengan melakukan *plotting* gaya aksial dan momen lentur yang terjadi di sumbu x pada diagram interaksi aksial-lentur. Hasil *plotting* yang telah dilakukan menggunakan *software* spColumn dapat dilihat pada Gambar 2.11.9 dan Tabel 2.11.2.

Berdasarkan hasil *plotting*, terlihat bahwa dengan jumlah tulangan sebanyak 16 buah yang disebar merata, gaya aksial dan momen lentur dari hasil analisis struktur tidak melebihi kapasitas aksial-lentur (hasil *plotting* masih berada dalam area yang dibatasi garis warna biru). Sehingga dapat disimpulkan bahwa K1 dengan ukuran 700 x 700 dan dengan jumlah tulangan sebanyak 16 buah aman terhadap gaya – gaya yang bekerja.

Hasil *plotting* juga menunjukkan bahwa hampir semua gaya yang terjadi mengakibatkan kolom dalam kondisi terkendali tarik, yaitu ditunjukkan dengan nilai $\phi = 0,9$. Namun terdapat satu kondisi akibat gaya yang terjadi, kolom dalam kondisi transisi, yaitu $\phi = 0,74$.



Gambar 2.11.9 Hasil Plotting Gaya Aksial dan Momen Lentur pada Arah Sumbu X

Tabel 2.11.2 Kapasitas Desain Aksial-Lentur Kolom K1 pada Arah Sumbu X

Lantai	No. Beban	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	ΦP_n (kN)	ΦM_{nx} (kNm)	ϕ
2	1	3187.99	-531.94	3187.99	-1224.43	0.74
	2	338.31	35.71	338.31	953.85	0.9
	3	1888.97	-578.6	1888.97	-1277.98	0.9
	4	535.85	560.08	535.85	998.01	0.9
	5	366.45	455.48	366.45	960.18	0.9
	6	1829.07	-480.62	1829.07	-1266.72	0.9
3	7	2442.63	-351.57	2442.63	-1356.53	0.9
	8	301.91	85.91	301.91	945.66	0.9
	9	515.71	434.3	515.71	993.53	0.9
	10	2442.63	-351.57	2442.63	-1356.53	0.9
	11	2442.63	-351.57	2442.63	-1356.53	0.9
	12	859.25	363.67	859.25	1068.97	0.9
4	13	1697.94	-216.94	1697.94	-1241.65	0.9
	14	258.34	189.21	258.34	935.84	0.9
	15	503.47	282.35	503.47	990.81	0.9
	16	1649.68	-251.77	1649.68	-1232.27	0.9
	17	1697.94	-216.94	1697.94	-1241.65	0.9
	18	475.34	206.27	475.34	984.55	0.9

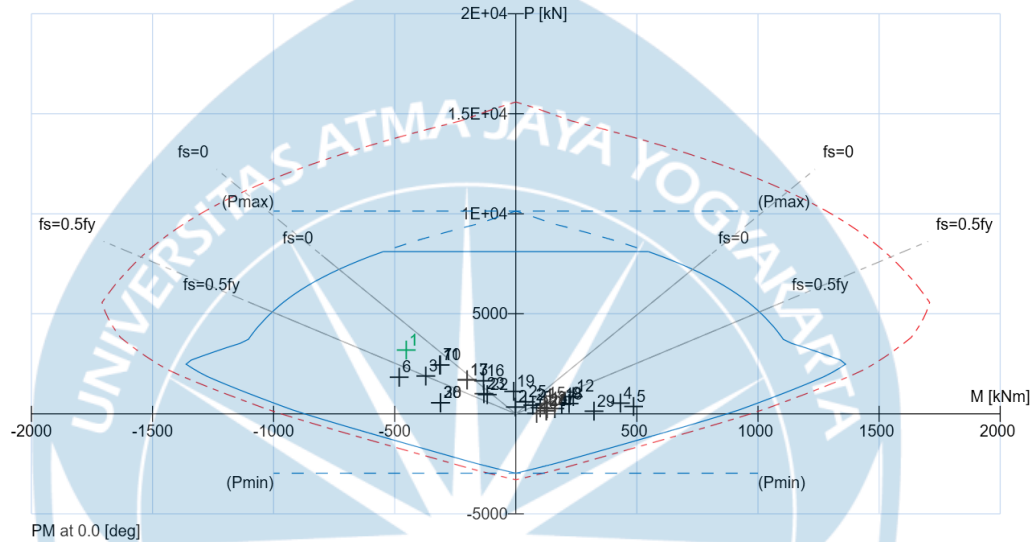
5	19	1123.19	-67.64	1123.19	-1125.33	0.9
	20	148.95	190.78	148.95	910.98	0.9
	21	434.32	226.3	434.32	975.38	0.9
	22	958.57	-204.78	958.57	-1090.36	0.9
	23	1006.82	-128.72	1006.82	-1100.68	0.9
	24	148.95	190.78	148.95	910.98	0.9
6	25	599.77	-73.85	599.77	-1012.17	0.9
	26	21.25	58.87	21.25	877.59	0.9
	27	260.42	171.46	260.42	936.31	0.9
	28	551.51	-154.26	551.51	-1001.49	0.9
	29	133.54	108.89	133.54	906.98	0.9
	30	551.51	-154.26	551.51	-1001.49	0.9

➤ Pengecekan Kapasitas Desain Pada Arah Sumbu Y

Pengecekan kapasitas desain aksial-lentur pada arah sumbu y dilakukan dengan melakukan *plotting* gaya aksial dan momen lentur yang terjadi di sumbu y pada diagram interaksi aksial-lentur. Hasil *plotting* yang telah dilakukan menggunakan *software* spColumn dapat dilihat pada Gambar 2.11.10 dan Tabel 2.11.3.

Berdasarkan hasil *plotting*, terlihat bahwa dengan jumlah tulangan sebanyak 16 buah yang disebar merata, gaya aksial dan momen lentur dari hasil analisis struktur tidak melebihi kapasitas aksial-lentur (hasil *plotting* masih berada dalam area yang dibatasi garis warna biru). Sehingga dapat disimpulkan bahwa K1 dengan ukuran 700 x 700 dan dengan jumlah tulangan sebanyak 16 buah aman terhadap gaya – gaya yang bekerja.

Hasil *plotting* juga menunjukkan bahwa hampir semua gaya yang terjadi mengakibatkan kolom dalam kondisi terkendali tarik, yaitu ditunjukkan dengan nilai $\phi = 0,9$. Namun terdapat satu kondisi akibat gaya yang terjadi, kolom dalam kondisi transisi, yaitu $\phi = 0,74$.



Gambar 2.11.10 Hasil Plotting Gaya Aksial dan Momen Lentur pada Arah Sumbu Y

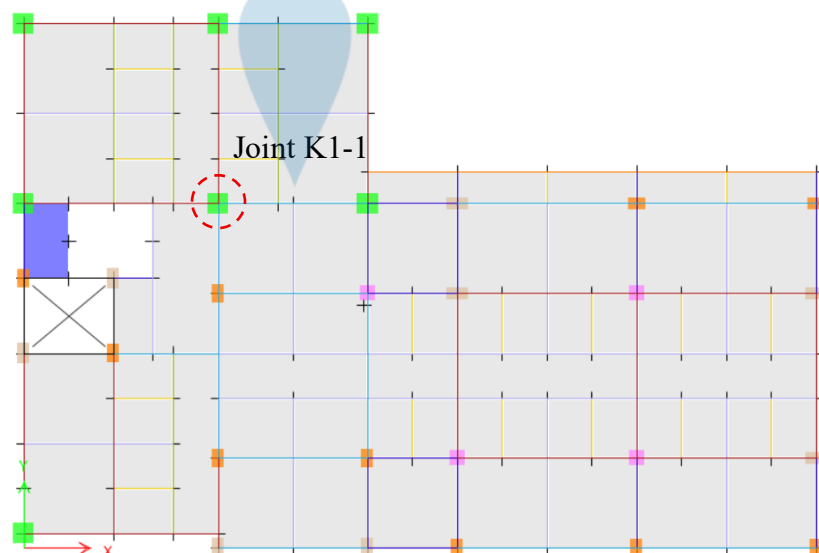
Tabel 2.11.3 Kapasitas Desain Aksial-Lentur Kolom K1 pada Arah Sumbu Y

Lantai	No. Beban	P_u (kN)	M_{uy} (kNm)	ΦP_n (kN)	ΦM_{ny} (kNm)	ϕ
2	1	3187.99	-452.39	3187.99	-1224.43	0.74
	2	338.31	-1.59	338.31	-953.85	0.9
	3	1888.97	-371.59	1888.97	-1277.98	0.9
	4	535.85	432.09	535.85	998.01	0.9
	5	366.45	486.36	366.45	960.18	0.9
	6	1829.07	-481.39	1829.07	-1266.72	0.9
3	7	2442.63	-312.75	2442.63	-1356.53	0.9
	8	301.91	100.84	301.91	945.66	0.9
	9	515.71	220.14	515.71	993.53	0.9
	10	2442.63	-312.75	2442.63	-1356.53	0.9
	11	2442.63	-312.75	2442.63	-1356.53	0.9
	12	859.25	237.37	859.25	1068.97	0.9
4	13	1697.94	-201.03	1697.94	-1241.65	0.9
	14	258.34	129.47	258.34	935.84	0.9

	15	503.47	118.68	503.47	990.81	0.9
	16	1649.68	-133.26	1649.68	-1232.27	0.9
	17	1697.94	-201.03	1697.94	-1241.65	0.9
	18	475.34	189.73	475.34	984.55	0.9
5	19	1123.19	-8.53	1123.19	-1125.33	0.9
	20	148.95	126.04	148.95	910.98	0.9
	21	434.32	70.12	434.32	975.38	0.9
	22	958.57	-117.73	958.57	-1090.36	0.9
	23	1006.82	-131.6	1006.82	-1100.68	0.9
	24	148.95	126.04	148.95	910.98	0.9
6	25	599.77	40.28	599.77	1012.17	0.9
	26	21.25	86.04	21.25	877.59	0.9
	27	260.42	161.08	260.42	936.31	0.9
	28	551.51	-310.66	551.51	-1001.49	0.9
	29	133.54	323.01	133.54	906.98	0.9
	30	551.51	-310.66	551.51	-1001.49	0.9

- Pengecekan *Strong Column Weak Beam*

Pengecekan SCWB dilakukan pada masing – masing titik *joint*. Contoh pengecekan SCWB yang akan diuraikan pada perhitungan ini adalah pengecekan SCWB pada *joint* K1-1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11.11. Adapun spesifikasi balok yang merangka pada arah x dan arah y ditunjukkan pada Tabel 2.11.4.



Gambar 2.11.11 Letak *Joint* K1-1

Tabel 2.11.4 Spesifikasi Balok yang Merangka pada Joint K1-1

Posisi Balok	Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Tulangan Longitudinal			
			Ujung Kiri Atas	Ujung Kanan Atas	Ujung Kiri Bawah	Ujung Kanan Bawah
X+	B2	300 x 550	3D25	3D25	2D25	2D25
X-	B1-2	400 x 600	6D25	6D25	3D25	3D25
Y+	B1-2	400 x 600	6D25	6D25	3D25	3D25
Y-	B2	300 x 550	3D25	3D25	2D25	2D25

➤ Penentuan Momen Nominal Kolom pada Sumbu X (M_{nc_x})

Berdasarkan hasil *plotting* gaya aksial dan momen lentur yang telah dilakukan pada diagram interaksi aksial-lentur, diperoleh bahwa kapasitas desain lentur kolom terkecil ditentukan berdasarkan nomor beban ke 26 (Lihat No beban 26 pada Tabel 2.11.2), yaitu $\phi M_{nc_x} = 877,59$ kNm dengan $\phi = 0,9$. Momen nominal dapat dihitung dengan ϕM_{nc_x} dibagi dengan ϕ , maka diperoleh hasil sebagai berikut.

$$M_{nc_x} = \frac{\phi M_{nc_x}}{\phi}$$

$$M_{nc_x} = \frac{877,59}{0,9}$$

$$M_{nc_x} = 975,1 \text{ kNm}$$

➤ Penentuan Momen Nominal Kolom pada Sumbu Y (M_{nc_y})

Berdasarkan hasil *plotting* gaya aksial dan momen lentur yang telah dilakukan pada diagram interaksi aksial-lentur, diperoleh bahwa kapasitas desain lentur kolom terkecil ditentukan berdasarkan nomor beban ke 26 (Lihat No beban 26 pada Tabel 2.11.3, yaitu $\phi M_{nc_y} = 877,59$ kNm dengan $\phi =$

0,9. Momen nominal dapat dihitung dengan ϕM_{ny} dibagi dengan ϕ , maka diperoleh hasil sebagai berikut.

$$M_{nc.y} = \frac{\phi M_{nc.y}}{\phi}$$

$$M_{nc.y} = \frac{877,59}{0,9}$$

$$M_{nc.y} = 975,1 \text{ kNm}$$

➤ Perhitungan Momen Nominal Balok

Momen nominal balok dihitung berdasarkan tulangan yang terpasang pada sisi atas (M_{nb}^-) atau sisi bawah (M_{nb}^+). Salah satu contoh perhitungan momen nominal pada balok yang diuraikan adalah balok B2 pada sisi atas, untuk jenis balok yang lain direkapitulasi pada Tabel 2.11.5.

▪ Perhitungan Luas Tulangan Digunakan

$$A_{s_use} = n \frac{1}{4} \pi (d_b)^2$$

$$A_{s_use} = (3) \frac{1}{4} \pi (25)^2$$

$$A_{s_use} = 1472,62 \text{ mm}^2$$

▪ Perhitungan Nilai a^-

Nilai a dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.4) dengan mengganti A_{s_req} menjadi A_{s_use} .

$$a^- = \frac{A_{s_use} f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^- = \frac{1472,62 (420)}{0,85 (30) (300)}$$

$$a^- = 80,85 \text{ mm}$$

▪ Perhitungan Nilai d

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 550 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d = 484,5 \text{ mm}$$

- Perhitungan M_{nb}^-

$$M_{nb}^- = A_{s_use} f_y \left(d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{nb}^- = (1472,62)(420) \left(484,5 - \frac{80,85}{2} \right) (10^{-6})$$

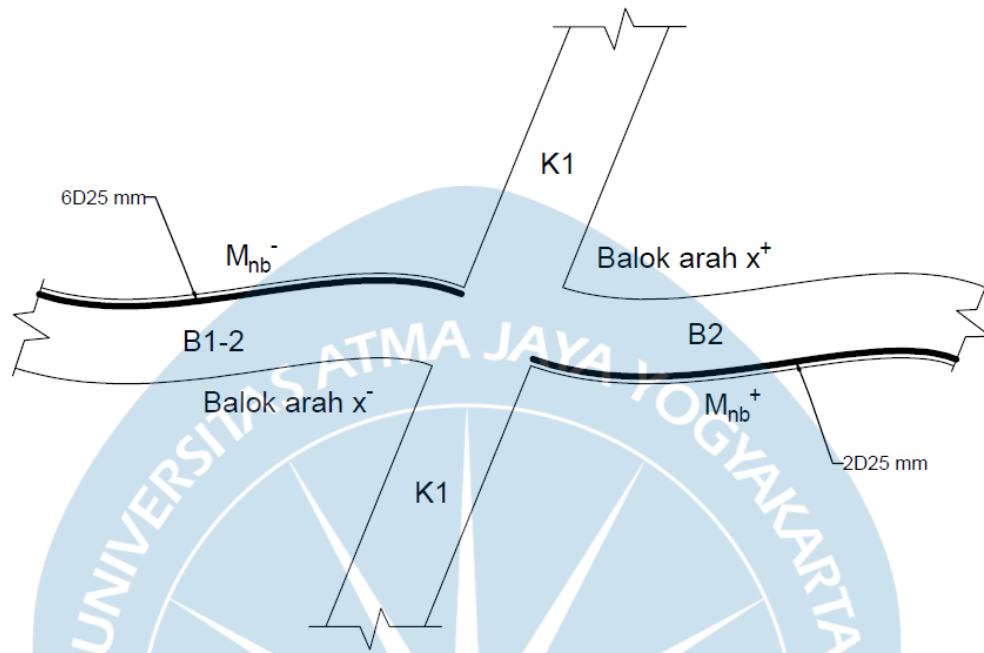
$$M_{nb}^- = 274,66 \text{ kNm}$$

Tabel 2.11.5 Momen Nominal Balok yang Merangka pada Joint K1-1

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+	B2	300 x 550	274,66	274,66	188,66	188,66
X-	B1-2	400 x 600	586,17	586,17	311,84	311,84
Y+	B1-2	400 x 600	586,17	586,17	311,84	311,84
Y-	B2	300 x 550	274,66	274,66	188,66	188,66

- Pengecekan SCWB pada Arah 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 2.11.12, 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 2.11.12 Deformasi pada Kolom dan Balok Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan pada Arah X

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

$$M_{nc,y(top)} + M_{nc,y(bot)} \geq 1,2(M_{nb}^- + M_{nb}^+)$$

$$975,1 + 975,1 \geq 1,2(586,17 + 188,66)$$

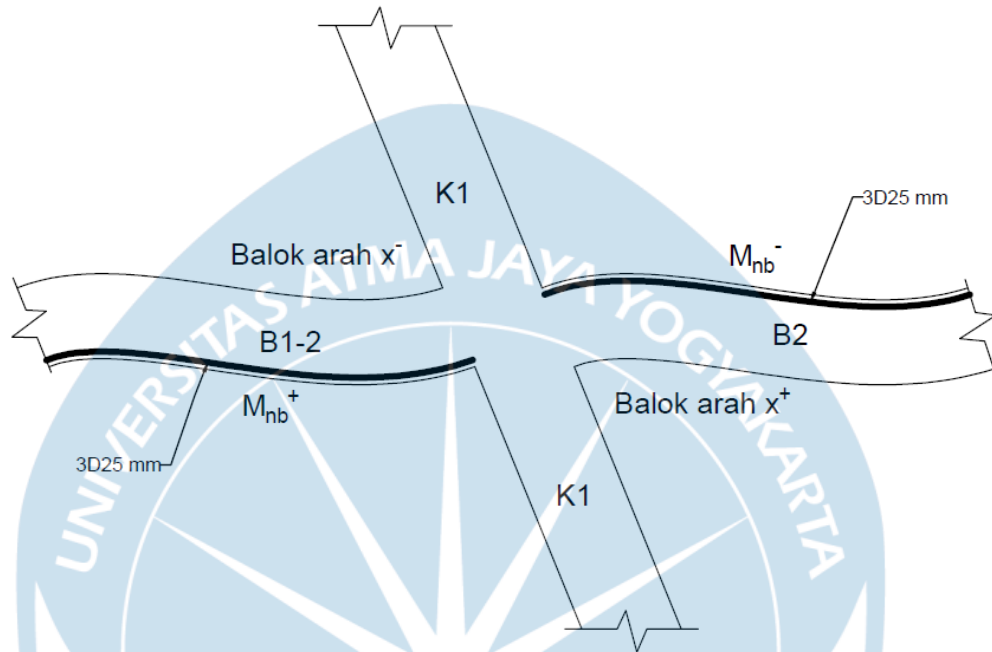
$$1950,2 \geq 929,80$$

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 Arah 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 2.11.13, 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 2.11.13 Deformasi pada Kolom dan Balok Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri pada Arah X

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

$$M_{nc_y(top)} + M_{nc_y(bot)} \geq 1,2(M_{nb}^+ + M_{nb}^-)$$

$$975,1 + 975,1 \geq 1,2(311,84 + 274,66)$$

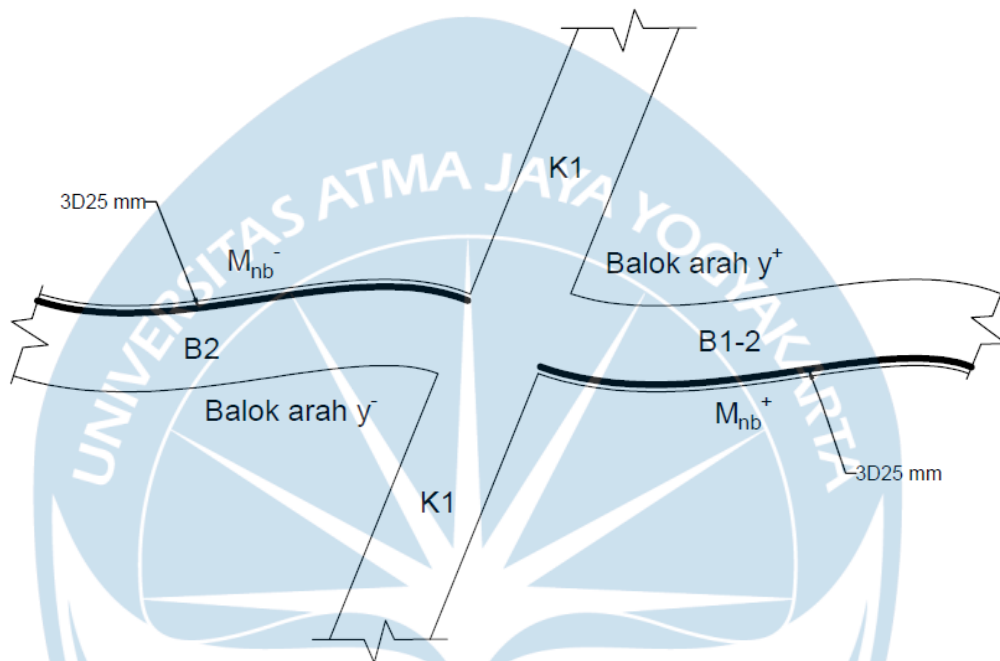
$$1950,2 \geq 703,8$$

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 Arah 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 2.11.14, 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 2.11.14 Deformasi pada Kolom dan Balok Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan pada Arah Y

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

$$M_{nc_x(top)} + M_{nc_x(bot)} \geq 1,2(M_{nb}^- + M_{nb}^+)$$

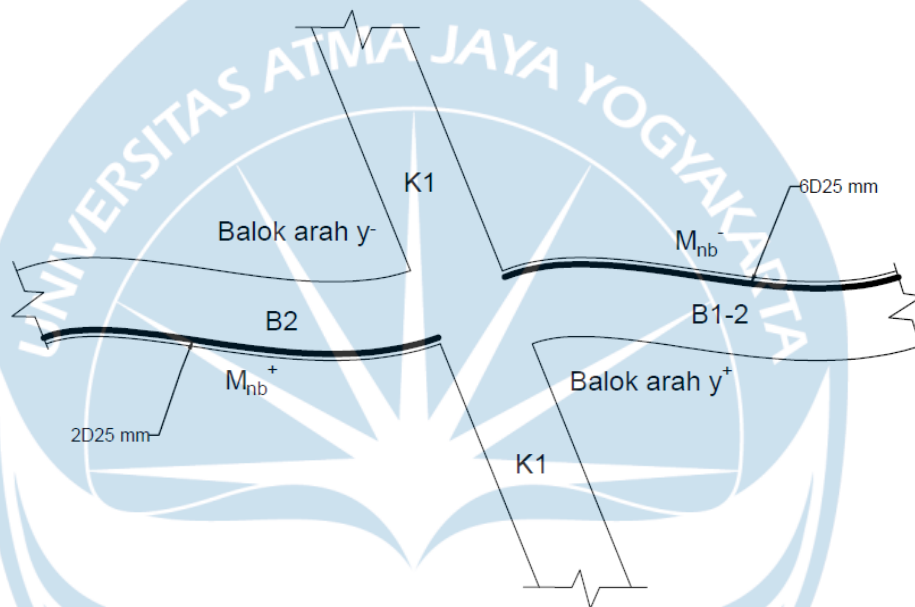
$$975,1 + 975,1 \geq 1,2(274,66 + 311,84)$$

$$1950,2 \geq 703,8$$

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 Arah 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 2.11.15, 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 2.11.15 Deformasi pada Kolom dan Balok Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri pada Arah Y

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

$$M_{nc,y(top)} + M_{nc,y(bot)} \geq 1,2(M_{nb}^+ + M_{nb}^-)$$

$$975,1 + 975,1 \geq 1,2(586,17 + 188,66)$$

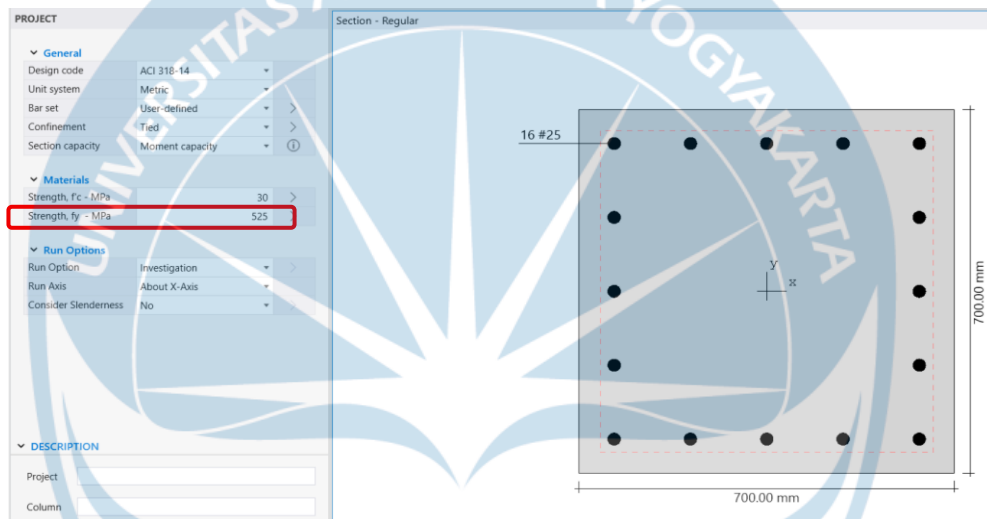
$$1950,2 \geq 929,80$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa persyaratan *strong column weak beam* telah memenuhi ketika terjadi gempa dari arah kanan ke kiri pada sumbu y.

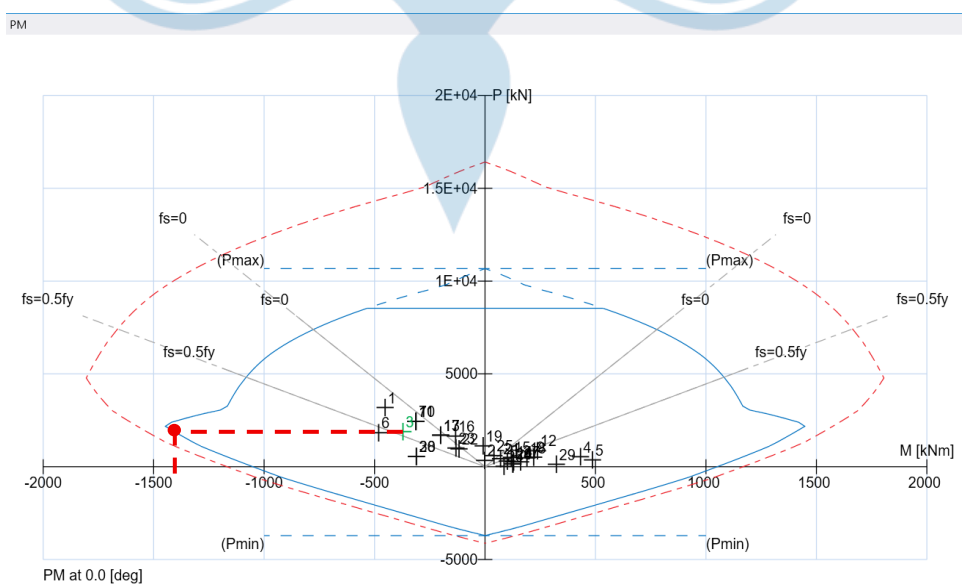
- Desain Penulangan Geser

➤ Penentuan M_{pr} Paa Arah Sumbu X (M_{pr_x}) dan Y (M_{pr_y})

Penentuan M_{pr} pada kolom dilakukan dengan menaikkan tegangan pada baja menjadi $1,25f_y$ (Lihat Gambar 2.11.16). Setelah dilakukan *plotting* pada diagram interaksi (Lihat Gambar 2.11.17), diperoleh nilai momen probable terbesar adalah $M_{pr_x} = 1406,3 \text{ kNm}$. Karena tulangan disebar secara merata dan penampang kolom merupakan persegi, sehingga nilai $M_{pr_y} = M_{pr_x} = 1406,3 \text{ kNm}$.



Gambar 2.11.17 Tegangan Baja pada Kolom K1 untuk Penentuan M_{pr}



Gambar 2.11.16 Penentuan Momen Probable pada Kolom K1

➤ Penentuan Momen Probable Balok

Momen probable balok dihitung berdasarkan tulangan yang terpasang pada sisi atas (M_{prb}^-) atau sisi bawah (M_{prb}^+). Salah satu contoh perhitungan momen nominal pada balok yang diuraikan adalah balok B2 pada sisi atas, untuk jenis balok yang lain direkapitulasi pada Tabel 2.11.6.

▪ Perhitungan Luas Tulangan Digunakan

$$A_{s_use} = n \frac{1}{4} \pi (d_b)^2$$

$$A_{s_use} = (3) \frac{1}{4} \pi (25)^2$$

$$A_{s_use} = 1472,62 \text{ mm}^2$$

▪ Perhitungan Nilai a^-

Nilai a dihitung berdasarkan Persamaan (2.10.4), namun tegangan baja dikalikan dengan 1,25 f_y , dengan mengganti A_{s_req} menjadi A_{s_use} .

$$a^- = \frac{A_{s_use} 1,25 f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a^- = \frac{1472,62 1,25 (420)}{0,85(30)(300)}$$

$$a^- = 101,06 \text{ mm}$$

▪ Perhitungan Nilai d

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 550 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d = 484,5 \text{ mm}$$

▪ Perhitungan M_{prb}^-

$$M_{prb}^- = 1,25 A_{s_use} f_y \left(d - \frac{a^-}{2} \right)$$

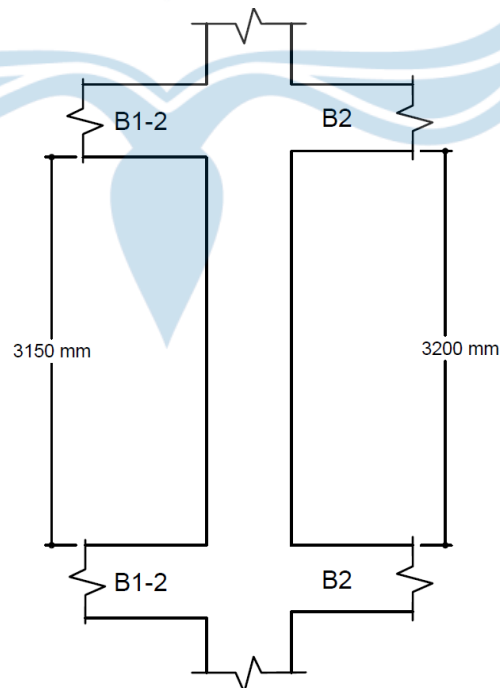
$$M_{prb}^{-} = 1,25 (1472,62)(420) \left(484,5 - \frac{101,06}{2} \right) (10^{-6})$$

$$M_{prb}^{-} = 335,51 \text{ kNm}$$

Tabel 2.11.6 Momen Probable Balok yang Merangka pada Joint K1-1

Posisi Balok	Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Momen Probable (kNm)			
			Ujung Kiri Atas (M_{prb}^{-})	Ujung Kanan Atas (M_{prb}^{-})	Ujung Kiri Bawah (M_{prb}^{+})	Ujung Kanan Bawah (M_{prb}^{+})
X+	B2	300 x 550	335,51	335,51	232,36	232,36
X-	B1-2	400 x 600	709,27	709,27	383,94	383,94
Y+	B1-2	400 x 600	709,27	709,27	383,94	383,94
Y-	B2	300 x 550	335,51	335,51	232,36	232,36

- Perhitungan Gaya Geser Desain Arah Sumbu X (V_{ex})
 - Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Kolom



Gambar 2.11.18 Tinggi Bersih Kolom K1

Berdasarkan Gambar 2.11.18, tinggi bersih kolom ditentukan dari tinggi bersih terkecil, yaitu $h_n = 3150$ mm

$$V_{e_col_x} = \frac{M_{prc_y_bot} + M_{prc_y_top}}{h_n}$$

$$V_{e_col_x} = \frac{1406,3 + 1406,3}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{ex} = 892,9 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan

Akibat gempa dari arah kiri ke kanan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11.12, maka gaya geser desain ditentukan dari M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada x^- dan M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada x^+ .

$$V_{e_beam_x} = \frac{M_{prb}^- + M_{prb}^+}{h_n}$$

$$V_{e_beam_x} = \frac{709,27 + 232,36}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{e_beam_x} = 298,93 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri

Akibat gempa dari arah kanan ke kiri seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11.13, maka gaya geser desain ditentukan dari M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada x^- dan M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada x^+ .

$$V_{e_beam_x} = \frac{M_{prb}^+ + M_{prb}^-}{h_n}$$

$$V_{e_beam_x} = \frac{383,94 + 335,51}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{e_beam_x} = 228,40 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan hasil analisis struktur, gaya geser terbesar yang terjadi di kolom K1, pada arah X adalah $V_{ux} = 181,12 \text{ kN}$

- Gaya Geser Desain Penentu

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, diperoleh bahwa gaya geser desain berdasarkan M_{pr} kolom lebih besar dari gaya geser desain berdasarkan M_{pr} balok, oleh karena itu gaya geser desain ditentukan berdasarkan M_{pr} balok. Gaya geser yang digunakan berdasarkan M_{pr} balok adalah gaya geser desain akibat gempa dari arah kanan ke kiri, karena memiliki nilai yang lebih besar dari gaya geser desain akibat gempa dari arah kiri ke kanan dan gaya geser hasil analisis struktur, yaitu $V_{ex} = 298,93 \text{ kN}$

- Perhitungan Gaya Geser Desain Arah Sumbu Y (V_{ey})

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Kolom

Berdasarkan Gambar 2.11.18, tinggi bersih kolom ditentukan dari tinggi bersih terkecil, yaitu $h_n = 3150 \text{ mm}$

$$V_{e_col_y} = \frac{M_{prc_x_bot} + M_{prc_x_top}}{h_n}$$

$$V_{e_col_y} = \frac{1406,3 + 1406,3}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{ex} = 892,9 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan

Akibat gempa dari arah kiri ke kanan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11.14, maka gaya geser desain

ditentukan dari M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada y^- dan M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada y^+ .

$$V_{e_beam_y} = \frac{M_{prb}^- + M_{prb}^+}{h_n}$$

$$V_{e_beam_y} = \frac{335,51 + 383,94}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{e_beam_y} = 228,40 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Desain Berdasarkan M_{pr} Balok Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri

Akibat gempa dari arah kanan ke kiri seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11.15, maka gaya geser desain ditentukan dari M_{pr} sisi bawah balok yang terletak pada y^- dan M_{pr} sisi atas balok yang terletak pada y^+ .

$$V_{e_beam_y} = \frac{M_{prb}^+ + M_{prb}^-}{h_n}$$

$$V_{e_beam_y} = \frac{232,36 + 709,27}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{e_beam_y} = 298,93 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan hasil analisis struktur, gaya geser terbesar yang terjadi di kolom K1, pada arah Y adalah $V_{uy} = 252,43 \text{ kN}$

- Gaya Geser Desain Penentu

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, diperoleh bahwa gaya geser desain berdasarkan M_{pr} kolom lebih besar dari gaya geser desain berdasarkan M_{pr} balok, oleh karena itu gaya geser desain ditentukan berdasarkan M_{pr} balok. Gaya geser yang digunakan berdasarkan M_{pr}

balok adalah gaya geser desain akibat gempa dari arah kanan ke kiri, karena memiliki nilai yang lebih besar dari gaya geser desain akibat gempa dari arah kiri ke kanan dan gaya geser hasil analisis struktur, yaitu $V_{ey} = 298,93 \text{ kN}$

➤ Pengecekan Apakah $P_u \geq 0,3 A_g f'_c$

Gaya aksial terbesar dari analisis struktur ditunjukkan pada Tabel 2.11.1 adalah $P_u = 3187,99$.

$$P_u \geq 0,3 A_g f'_c$$

$$3187,99 \geq 0,3(700)(700)(30)$$

$$3187,99 < 4410$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa P_u lebih kecil dari $0,3 A_g f'_c$, sehingga kebutuhan tulangan geser ditentukan berdasarkan Persamaan (2.11.3) dan Persamaan (2.11.4).

➤ Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Sepanjang l_0 Pada Arah X

▪ Perhitungan A_{ch}

- Perhitungan b_c

$$b_c = b - 2c_c$$

$$b_c = 700 - 2(40)$$

$$b_c = 620 \text{ mm}$$

- Perhitungan h_c

$$h_c = h - 2c_c$$

$$h_c = 700 - 2(40)$$

$$h_c = 620 \text{ mm}$$

- Perhitungan A_{ch}

$$A_{ch} = b_c h_c$$

$$A_{ch} = (620)(620)$$

$$A_{ch} = 384400 \text{ mm}^2$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Persamaan (2.11.3)

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3(620) \left(\frac{(700)(700)}{(384400)} - 1 \right) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 3,65 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Persamaan (2.11.4)

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09(620) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 3,986 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Gaya Geser Desain

- Perhitungan Tinggi Efektif Arah X (d_x)

$$d_x = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d_x = 700 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d_x = 634,5 \text{ mm}$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

Kapasitas geser beton (V_c) dianggap 0, sehingga $V_s = V_{ex}/\phi$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{298,93}{0,75} \times 10^3}{(420)(634,5)}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1,496 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal yang Digunakan

Berdasarkan dari perhitungan yang telah dilakukan, kebutuhan tulangan transversal ditentukan dari nilai terbesar, yaitu $A_{sk}/s = 3,986 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

- Jarak Tulangan Transversal yang Digunakan

Sebagai *trial* awal, digunakan sengkang dengan jumlah kaki sebanyak 4.

$$s = \frac{A_{v\text{use}}}{\frac{A_{sk}}{s}}$$

$$s = \frac{4 \frac{1}{4} \pi (13)^2}{3,986}$$

$$s = 133,21 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, digunakan jarak sebesar 100 mm.

➤ Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Sepanjang l_0 Pada Arah Y

- Perhitungan A_{ch}

- Perhitungan b_c

$$b_c = b - 2c_c$$

$$b_c = 700 - 2(40)$$

$$b_c = 620 \text{ mm}$$

- Perhitungan h_c

$$h_c = h - 2c_c$$

$$h_c = 700 - 2(40)$$

$$h_c = 620 \text{ mm}$$

- Perhitungan A_{ch}

$$A_{ch} = b_c h_c$$

$$A_{ch} = (620)(620)$$

$$A_{ch} = 384400 \text{ mm}^2$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Persamaan (2.11.3)

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3(620) \left(\frac{(700)(700)}{(384400)} - 1 \right) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 3,65 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Persamaan (2.11.4)

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09(620) \frac{30}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 3,986 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Gaya Geser Desain

- Perhitungan Tinggi Efektif Arah Y (d_y)

$$d_y = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$d_y = 700 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$d_y = 634,5 \text{ mm}$$

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

Kapasitas geser beton (V_c) dianggap 0, sehingga $V_s =$

$$V_{ey}/\phi$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{298,93}{0,75} \times 10^3}{(420)(634,5)}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1,496 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal yang Digunakan

Berdasarkan dari perhitungan yang telah dilakukan, kebutuhan tulangan transversal ditentukan dari nilai terbesar, yaitu $A_{sk}/s = 3,986 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

- Jarak Tulangan Transversal yang Digunakan

Sebagai *trial* awal, digunakan sengkang dengan jumlah kaki sebanyak 4.

$$s = \frac{A_{vuse}}{\frac{A_{sk}}{s}}$$

$$s = \frac{4 \frac{1}{4} \pi (13)^2}{3,986}$$

$$s = 133,21 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, digunakan jarak sebesar 100 mm.

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Di luar l_0 Pada Arah X

- Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan hasil analisis struktur, diperoleh gaya geser ultimit pada arah sumbu X (V_{ux}) adalah 181,12 kN

- Kuat Geser Beton (V_c)

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c} h d_x$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30} (700)(634,5)$$

$$V_c = 413560,7 \text{ N}$$

$$V_c = 413,560 \text{ kN}$$

- Gaya yang ditahan Tulangan Transversal (V_s)

$$V_s = \frac{V_{ux}}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{181,12}{0,75} - 413,56$$

$$V_s = -172,07 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa V_s bernilai negatif, hal ini menunjukkan bahwa gaya geser yang terjadi dapat ditahan oleh beton sepenuhnya dan secara teoritis tidak membutuhkan tulangan transversal. Namun dalam desain tetap dipasang tulangan transversal sesuai dengan jarak maksimum sesuai dengan Gambar 2.11.7.

- Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Di luar l_0 Pada Arah Y

- Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan hasil analisis struktur, diperoleh gaya geser ultimit pada arah sumbu Y (V_{uy}) adalah 252,43 kN.

- Kuat Geser Beton (V_c)

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c} b d_y$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30} (700)(634,5)$$

$$V_c = 413560,7 \text{ N}$$

$$V_c = 413,560 \text{ kN}$$

- Gaya yang ditahan Tulangan Transversal (V_s)

$$V_s = \frac{V_{uy}}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{252,43}{0,75} - 413,56$$

$$V_s = -76,99 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa V_s bernilai negatif, hal ini menunjukkan bahwa gaya geser yang terjadi dapat ditahan oleh beton sepenuhnya dan secara teoritis tidak membutuhkan tulangan transversal. Namun dalam desain tetap dipasang tulangan transversal sesuai dengan jarak maksimum sesuai dengan Gambar 2.11.7.

- Perhitungan Spasi Maksimum Pada Arah X dan Y Sepanjang l_0

Spasi maksimum sengkang pada daerah sepanjang l_0 mengikuti yang diatur dalam Gambar 2.11.7.

- Spasi Maksimum Berdasarkan $\frac{1}{4}$ Dimensi Kolom Terkecil

$$S_{maks_1} = \frac{1}{4} \min(b; h)$$

$$S_{maks_1} = \frac{1}{4} \min(700; 700)$$

$$S_{maks_1} = 175 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum Berdasarkan $6d_b$

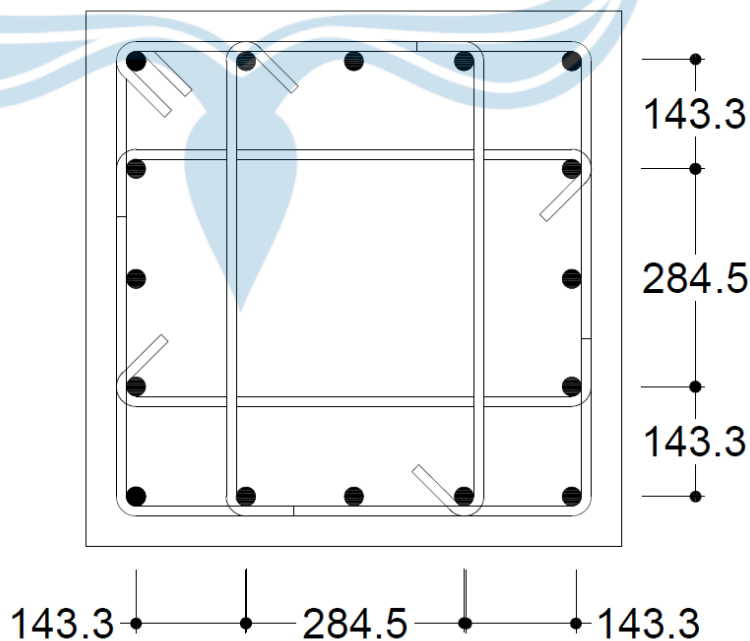
$$S_{maks_2} = 6 d_b$$

$$S_{maks_2} = 6(25)$$

$$S_{maks_2} = 150 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum Berdasarkan s_o

Perhitungan s_o didasarkan atas penempatan posisi tulangan transversal yang berfungsi sebagai *confinement*. Penempatan *confinement* pada kolom K1 dapat dilihat pada Gambar 2.11.19. Untuk menghitung s_o membutuhkan nilai h_x . Berdasarkan Gambar 2.11.19 nilai h_x yang digunakan adalah $h_x = 284,5 \text{ mm}$ (nilai terbesar). Karena dimensi kolom pada arah lebar dan tidak berbeda serta tulangan longitudinal tersebar secara merata pada setiap sisi, sehingga nilai h_x untuk arah x dan arah y adalah sama. Apabila dimensi kolom berbeda, maka nilai h_x perlu dihitung berdasarkan masing – masing arah.



Gambar 2.11.19 Penempatan *Confinement* pada Kolom K1

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - 284,5}{3} \right)$$

$$s_o = 121,833 \text{ mm}$$

Karena nilai s_o tidak kurang dari 100 dan tidak melebihi 150, sehingga telah sesuai persyaratan yang diatur.

- Spasi Maksimum Penentu

$$S_{maks} = \min(S_{maks_1}; S_{maks_2}; s_o)$$

$$S_{maks} = \min(175; 150; 121,833)$$

$$S_{maks} = 121,833 \text{ mm}$$

Karena jarak tulangan transversal yang dipasang pada arah X dan Y tidak melebihi spasi maksimum, sehingga telah memenuhi persyaratan.

- Perhitungan Spasi Maksimum Pada Arah X dan Y di luar l_0

Spasi maksimum tulangan transversal pada arah X dan Y diluar l_0 berdasarkan Gambar 2.11.7 adalah tidak boleh melebihi dari $6 d_b$ dan 150 mm. Hasil perhitungan sebelumnya diperoleh nilai $6 d_b$ adalah 150 mm, sehingga spasi maksimum tulangan transversal pada daerah di luar l_0 adalah $S_{maks} = 150$ mm dan pada daerah di luar l_0 dipasang tulangan transversal 4 kaki diameter 13 mm dengan jarak 150 mm.

- Penentuan Panjang l_0

- Dimensi Kolom Terbesar

$$l_0 = \max(b; h)$$

$$l_0 = \max(700; 700)$$

$$l_0 = 700 \text{ mm}$$

- $H_n / 6$

$$l_0 = \frac{H_n}{6}$$

$$l_0 = \frac{3150}{6}$$

$$l_0 = 525 \text{ mm}$$

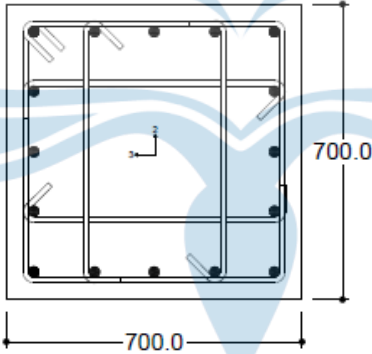
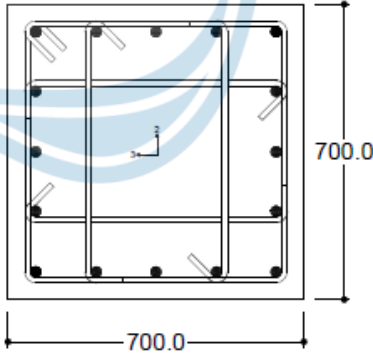
- 450 mm

$$l_0 = 450 \text{ mm}$$

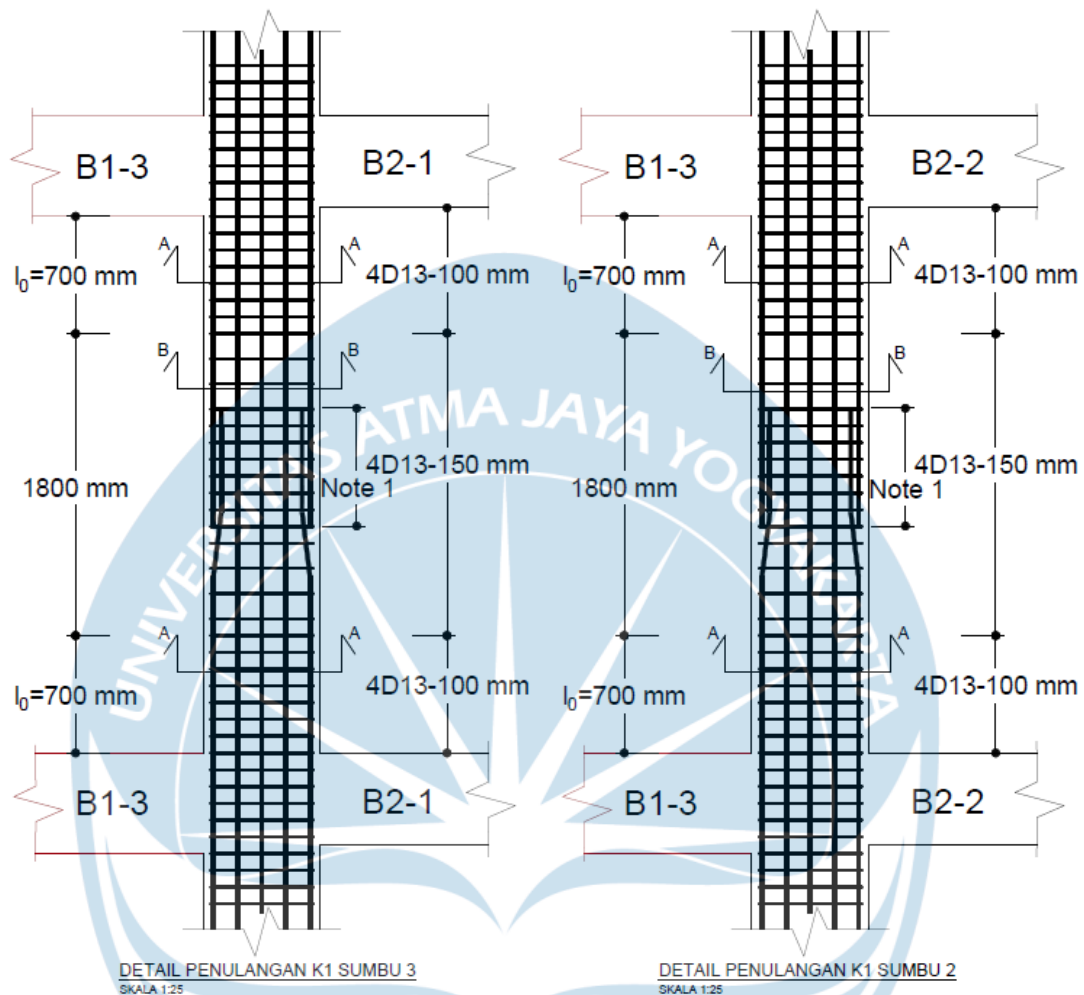
Berdasarkan hasil perhitungan, panjang l_0 yang menentukan adalah nilai yang paling besar, yaitu $l_0 = 700 \text{ mm}$.

- Gambar Detail Penulangan Kolom K1

Gambar detail penulangan kolom K1 dapat dilihat pada Gambar 2.11.20 dan Gambar 2.11.21.

GAMBAR	K1 700 x 700	
	POTONGAN A-A	POTONGAN B-B
	Sepanjang l_0	Diluar l_0
		
JUMLAH TULANGAN	16D25	16D25
TULANGAN ATAS DAN BAWAH	5D25	5D25
TULANGAN KIRI DAN KANAN	3D25	3D25
SENGKANG	4D13-100	4D13-150
Note 1	Pada daerah sambungan, jarak sengkang yang dipasang sama dengan jarak sengkang pada daerah l_0	
Note 2	Apabila terdapat dua balok dengan tinggi berbeda, l_0 diukur dari muka kolom dengan tinggi balok terbesar	

Gambar 2.11.20 Detail Potongan A-A dan B-B pada Kolom K1



Gambar 2.11.21 Detail Potongan Memanjang Kolom K1

2.12 Hubungan Balok Kolom

Joint pada struktur beton bertulang berfungsi untuk meneruskan gaya aksial dari kolom yang terletak di atasnya dan juga berfungsi untuk menahan gaya geser dalam arah horizontal yang berasal dari balok yang merangka pada *joint* tersebut. *Joint* hubungan balok kolom harus didesain memenuhi kriteria *joint* SRPMK sesuai yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.8.

2.12.1 Tulangan Transversal

Berdasarkan CRSI (2020), tulangan transversal pada *joint* hubungan balok kolom diperlukan untuk mengekang beton sehingga akan menghasilkan perilaku daktail pada *joint* dan dapat

mempertahankan gaya aksial vertikal meskipun selimut beton telah runtuh. Persyaratan tulangan transversal pada *joint* hubungan balok kolom diatur dalam Pasal 18.8.3. Pada dasarnya pasal ini menjelaskan bahwa persyaratan tulangan transversal pada *joint* hubungan balok kolom mengikuti persyaratan tulangan transversal yang diatur dalam Pasal 18.7.5 (persyaratan tulangan transversal pada kolom).

Pasal 18.8.3.2 menjelaskan bahwa persyaratan tulangan transversal dapat direduksi apabila terdapat balok yang merangka pada keempat sisinya dan lebar balok minimal $\frac{3}{4}$ dari lebar kolom. Reduksi yang diizinkan adalah jumlah tulangan yang diperlukan dapat dikurangi menjadi setengahnya dan spasi maksimum yang disyaratkan sesuai Gambar 2.11.7 pada daerah l_0 dapat ditingkatkan menjadi 150 mm. Dalam melakukan desain, tulangan transversal pada *joint* hubungan balok kolom tetap dipasang sesuai jarak tulangan transversal yang telah ditetapkan dari perhitungan kebutuhan tulangan transversal kolom pada daerah l_0 .

2.12.2 Gaya Geser Pada *Joint*

Gaya geser horizontal yang bekerja pada *joint* ditentukan berdasarkan analisis statik melalui gaya tarik (T) dan gaya tekan (C) dari balok yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.1, serta gaya geser kolom berdasarkan momen *probable* dari balok yang merangka di muka *joint*, yaitu M_{pr}^- dan M_{pr}^+ . Pasal 18.8.2.1 menjelaskan bahwa gaya – gaya yang berasal dari tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus dihitung dengan asumsi bahwa tulangan longitudinal telah leleh, sehingga tegangan baja perlu dikalikan dengan 1,25. Asumsi lain yang diberikan adalah gaya aksial yang terdapat pada balok diabaikan.

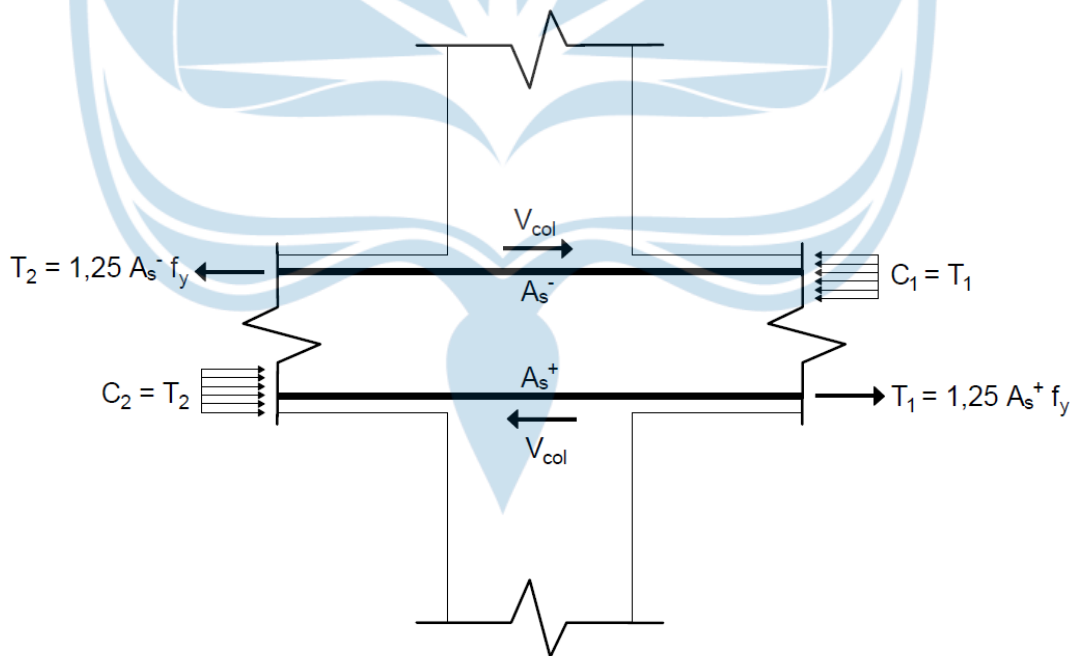
Analisis yang dilakukan pada *joint* harus ditinjau pada masing – masing arah, yaitu pada arah x maupun arah y sesuai dengan balok yang merangka pada masing – masing sisi. *Free body diagram* pada

joint akibat gempa dari arah kiri ke kanan dan gempa dari arah kanan ke kiri dapat dilihat pada Gambar 2.12.1 dan Gambar 2.12.2. Gaya geser ultimit (V_u) yang bekerja pada joint berdasarkan free body diagram pada Gambar 2.12.1 dan Gambar 2.12.2 apat dihitung melalui Persamaan (2.12.1) dan Persamaan (2.12.2), dimana V_{col} merupakan gaya geser pada kolom yang dihitung melalui Persamaan (2.12.3) dan nilai M_{pr} yang digunakan mengikuti tulangan pada balok yang mengalami tarik sesuai dengan arah goyangan gempa seperti pada saat melakukan pengecekan *strong column weak beam*.

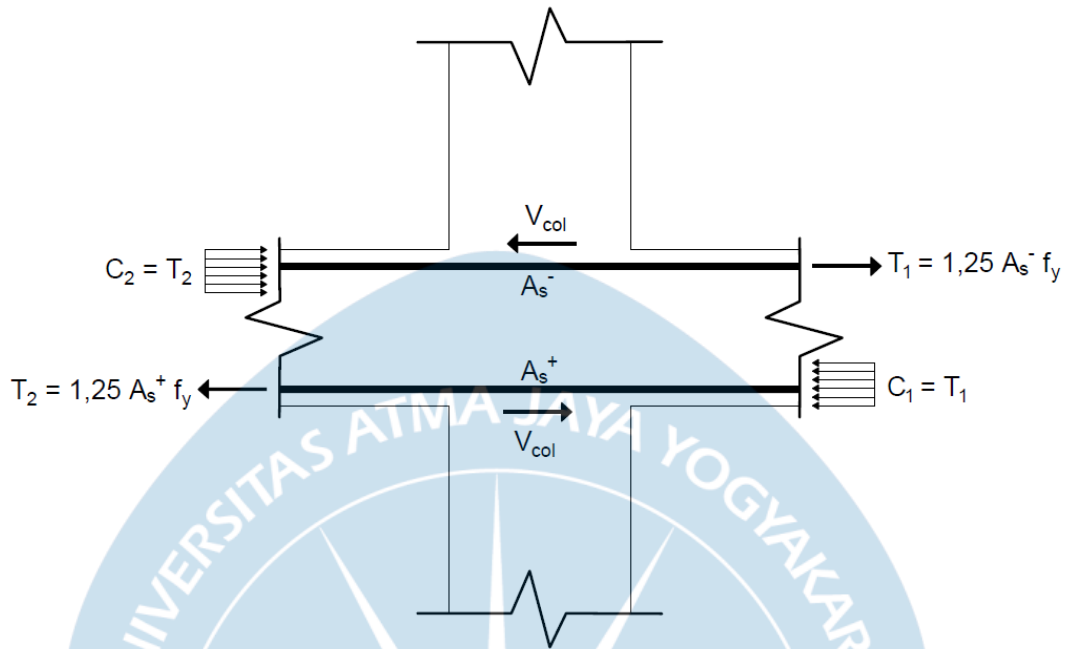
$$V_u = T_2 + C_1 - V_{col} \quad (2.12.1)$$

$$V_u = T_1 + C_2 - V_{col} \quad (2.12.2)$$

$$V_{col} = \frac{M_{prb}^- + M_{prb}^+}{h_n} \quad (2.12.3)$$



Gambar 2.12.1 *Free Body Diagram* pada *Joint Interior* Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan

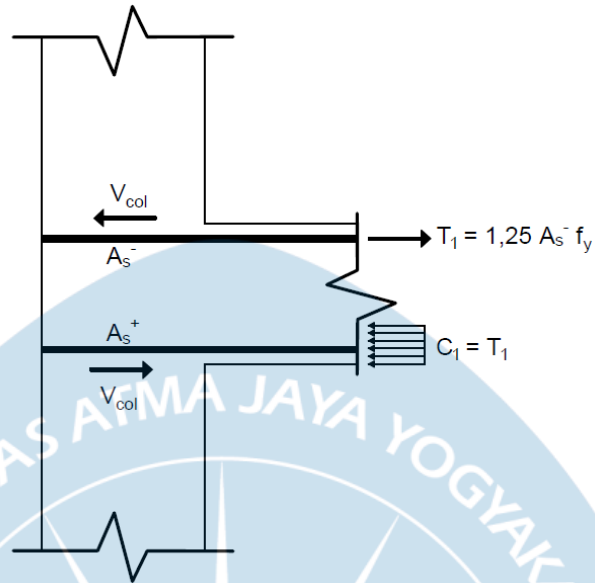


Gambar 2.12.2 *Free Body Diagram* pada *Joint* Interior Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri

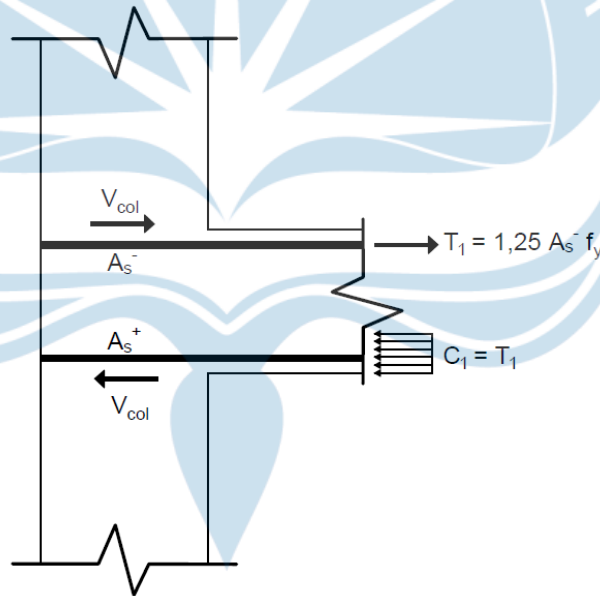
Gaya geser ultimit (V_u) yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.12.1) dan Persamaan (2.12.2) berlaku untuk pengecekan kolom interior yang dimana terdapat balok merangka pada keempat sisinya. Untuk kolom eksterior, dimana tidak semua sisi terdapat balok yang merangka, maka *free body diagram* pada *joint* dapat dilihat pada Gambar 2.12.3 dan Gambar 2.12.4. Berdasarkan *free body diagram* pada kedua gambar tersebut, maka gaya geser ultimit pada *joint* eksterior dapat dihitung melalui Persamaan (2.12.4) dan Persamaan (2.12.5).

$$V_u = T_1 - V_{col} \quad (2.12.4)$$

$$V_u = C_1 - V_{col} \quad (2.12.5)$$



Gambar 2.12.3 *Free Body Diagram* pada *Joint* Eksterior Akibat Gempa dari Kiri ke Kanan



Gambar 2.12.4 *Free Body Diagram* pada *Joint* Eksterior Akibat Gempa dari Kanan ke Kiri

2.12.3 Kekuatan Geser *Joint*

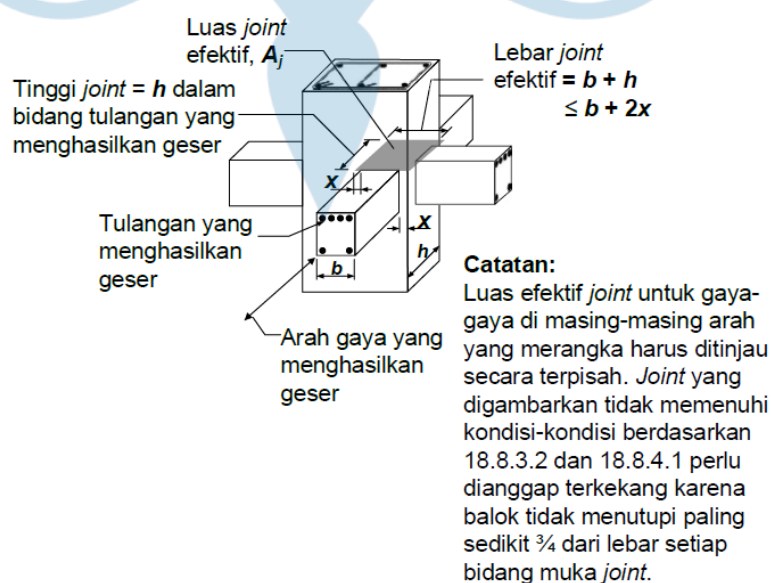
Kekuatan geser pada *joint* hubungan balok kolom merepresentasikan kapasitas geser horizontal dari *joint* tersebut. Gaya geser ultimit yang dihitung berdasarkan Persamaan (2.12.1) dan

Persamaan (2.12.2) tidak boleh melebihi kapasitas geser dari *joint* yang ditinjau. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1, kekuatan geser *joint* bergantung dengan kondisi muka *joint* tersebut dalam keadaan terkekang atau tidak. Suatu muka *joint* dapat diklasifikasikan terkekang apabila lebar balok yang merangka pada muka *joint* minimal $\frac{3}{4}$ dari lebar efektif *joint* (b_{eff}).

Berdasarkan Pasal 18.8.4.3, lebar efektif *joint* ditentukan berdasarkan Persamaan (2.12.6) dan tidak boleh melebihi dari Persamaan (2.12.7), dengan b adalah lebar balok, h adalah tinggi *joint*, dan x adalah jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12.5. Kekuatan geser *joint* untuk setiap kondisi muka *joint* dapat dilihat pada Tabel 2.12.1, dengan A_j merupakan luas efektif *joint* yang dihitung melalui tinggi *joint* (h) dikalikan dengan lebar efektif *joint* (b_{eff}), dimana tinggi *joint* harus sebesar lebar kolom yang sejajar dengan tulangan yang menghasilkan geser.

$$b_{eff} = b + h \quad (2.12.6)$$

$$b_{eff} \leq b + 2x \quad (2.12.7)$$



Gambar 2.12.5 Lebar Efektif dan Tinggi *Joint* (SNI 2847:2019 Gambar R18.8.4)

Tabel 2.12.1 Kapasitas Geser Nominal pada *Joint* (SNI 2847:2019 Tabel 18.8.4.1)

Konfigurasi <i>Joint</i>	Kapasitas Geser Nominal (V_n)	Pers.
Joint yang terkekang oleh balok pada keempat sisi	$V_n = 1,7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	(2.12.8)
Joint yang terkekang oleh balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan	$V_n = 1,2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	(2.12.9)
Kasus-kasus lainnya	$V_n = 1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	(2.12.10)

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 21.2.4.3, faktor reduksi kekuatan yang digunakan untuk sambungan balok kolom adalah 0,85, sehingga untuk menghitung kapasitas geser *joint* balok kolom, kapasitas geser nominal dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,85. Pasal 18.8.4.2 memberikan tambahan penjelasan apabila perpanjangan balok yang melewati muka *joint* dengan minimal panjang setinggi balok (h), maka boleh dianggap bahwa balok memberikan kekangan pada muka *joint*. Persyaratan lain yang harus dipenuhi adalah batasan dimensi balok, persyaratan tulangan longitudinal, dan persyaratan tulangan transversal yang diatur dalam Pasal 18.6.2 hingga 18.6.4.

2.12.4 Analisis Keamanan *Joint* Hubungan Balok Kolom pada Struktur yang Direncanakan

Salah satu contoh analisis pengecekan *joint* hubungan balok kolom yang akan diuraikan adalah pada *joint* K1-1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11.11, untuk *joint* yang lain direkapitulasi pada Lampiran 4 hingga Lampiran 11. Adapun spesifikasi kolom dan balok yang merangka pada muka *joint* K1-1 adalah sebagai berikut.

- Spesifikasi Kolom K1
 - Lebar kolom (b) : 700 mm

- Panjang kolom (h) : 700 mm
- Tulangan Transversal Sepanjang l_0 Arah X : 4D13-100
- Tulangan Transversal Sepanjang l_0 Arah Y : 4D13-100
- Spesifikasi Balok yang Merangka pada Muka *Joint*

Spesifikasi balok yang merangka pada muka *joint* K1-1 dapat dilihat pada Tabel 2.12.2 dan Tabel 2.12.3.

Tabel 2.12.2 Spesifikasi Balok yang Merangka pada *joint* K1-1

Posisi Balok	Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Tulangan Longitudinal			
			Ujung Kiri Atas	Ujung Kanan Atas	Ujung Kiri Bawah	Ujung Kanan Bawah
X+	B2	300 x 550	3D25	3D25	2D25	2D25
X-	B1-2	400 x 600	6D25	6D25	3D25	3D25
Y+	B1-2	400 x 600	6D25	6D25	3D25	3D25
Y-	B2	300 x 550	3D25	3D25	2D25	2D25

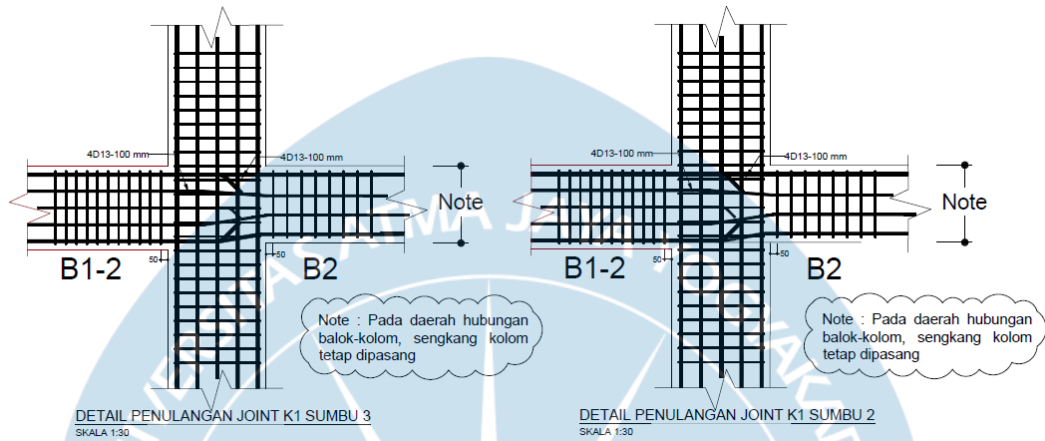
Tabel 2.12.3 Luas Tulangan Balok yang Merangka pada *Joint* K1-1

Posisi Balok	Jenis Balok	Dimensi (b x h) (mm)	Luas Tulangan (A_s)			
			Ujung Kiri Atas	Ujung Kanan Atas	Ujung Kiri Bawah	Ujung Kanan Bawah
X+	B2	300 x 550	1472,62	1472,62	981,75	981,75
X-	B1-2	400 x 600	2945,24	2945,24	1472,62	1472,62
Y+	B1-2	400 x 600	2945,24	2945,24	1472,62	1472,62
Y-	B2	300 x 550	1472,62	1472,62	981,75	981,75

- Tulangan Transversal pada *Joint* Hubungan Balok Kolom

Tulangan transversal pada daerah hubungan balok kolom dipasang sesuai dengan jarak tulangan transversal pada kolom

sepanjang l_0 , yaitu 4D13-100 pada arah X dan 4D13-100 pada arah Y. Detail tulangan transversal pada daerah *joint* hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 2.12.6.



Gambar 2.12.6 Detail Tulangan Transversal pada *Joint* K1-1

- Pengecekan Kondisi Muka *Joint* Terkekang atau Tidak Terkekang
 - Pengecekan Kondisi Muka *Joint* Terkekang atau Tidak pada Arah X
 - Perhitungan Lebar Efektif *Joint* Berdasarkan Balok B1-2

$$b_{eff} = b + h$$

$$b_{eff} = 700 + 700$$

$$b_{eff} = 1400 \text{ mm}$$

Lebar efektif yang dihitung tidak boleh melebihi Persamaan (2.12.7)

$$b_{eff} \leq b + 2x$$

$$b_{eff} \leq 400 + (700 - 400)$$

$$b_{eff} \leq 700 \text{ mm}$$

Karena lebar efektif berdasarkan Persamaan (2.12.6) lebih besara dari Persamaan (2.12.7), maka lebar efektif ditentukan dari Persamaan (2.12.7), yaitu $b_{eff} = 700 \text{ mm}$

- Perhitungan Lebar Efektif *Joint* Berdasarkan Balok B2

$$b_{eff} = b + h$$

$$b_{eff} = 700 + 700$$

$$b_{eff} = 1400 \text{ mm}$$

Lebar efektif yang dihitung tidak boleh melebihi Persamaan (2.12.7)

$$b_{eff} \leq b + 2x$$

$$b_{eff} \leq 300 + (700 - 300)$$

$$b_{eff} \leq 700 \text{ mm}$$

Karena lebar efektif berdasarkan Persamaan (2.12.6) lebih besara dari Persamaan (2.12.7), maka lebar efektif ditentukan dari Persamaan (2.12.7), yaitu $b_{eff} = 700 \text{ mm}$.

- Lebar Efektif *Joint* Penentu

Berdasarkan hasil perhitungan lebar efektif *joint* yang ditinjau untuk masing – masing balok, maka lebar efektif *joint* yang menentukan adalah $b_{eff} = 700 \text{ mm}$, karena dari hasil perhitungan menunjukkan hasil yang sama untuk setiap tinjauan balok. Apabila hasil keduanya berbeda, maka digunakan nilai terkecil.

- Balok Arah x⁻ (B1-2)

Balok dapat diklasifikasikan mengekang apabila lebar balok minimal $\frac{3}{4}$ lebar efektif *joint*, oleh karena itu diperlukan untuk menghitung $\frac{3}{4}$ lebar efektif *joint*.

$$\frac{3}{4} b_{eff} = \frac{3}{4} (700)$$

$$\frac{3}{4} b_{eff} = 525 \text{ mm}$$

Lebar balok B1-2 adalah 400 mm. Karena lebar balok B1-2 lebih kecil dari $\frac{3}{4} b_{\text{eff joint}}$, maka balok B1-2 tidak mengekang muka *joint*.

- Balok Arah x^+ (B2)

Berdasarkan hasil perhitungan lebar efektif *joint* sebelumnya, balok B2 tidak dapat diklasifikasikan mengekang karena memiliki lebar sebesar 300 mm, sehingga lebih kecil dari $\frac{3}{4} b_{\text{eff joint}}$.

- Kesimpulan

Muka *joint* pada arah X tidak dapat diklasifikasikan terkekang karena kedua lebar balok yang merangka lebih kecil dari $\frac{3}{4} b_{\text{eff joint}}$.

- Pengecekan Kondisi Muka *Joint* Terkekang atau Tidak pada Arah Y

- Perhitungan Lebar Efektif *Joint* Berdasarkan Balok B1-2

$$b_{\text{eff}} = b + h$$

$$b_{\text{eff}} = 700 + 700$$

$$b_{\text{eff}} = 1400 \text{ mm}$$

Lebar efektif yang dihitung tidak boleh melebihi Persamaan (2.12.7)

$$b_{\text{eff}} \leq b + 2x$$

$$b_{\text{eff}} \leq 400 + (700 - 400)$$

$$b_{\text{eff}} \leq 700 \text{ mm}$$

Karena lebar efektif berdasarkan Persamaan (2.12.6) lebih besara dari Persamaan (2.12.7), maka lebar efektif ditentukan dari Persamaan (2.12.7), yaitu $b_{\text{eff}} = 700 \text{ mm}$

- Perhitungan Lebar Efektif *Joint* Berdasarkan Balok B2

$$b_{eff} = b + h$$

$$b_{eff} = 700 + 700$$

$$b_{eff} = 1400 \text{ mm}$$

Lebar efektif yang dihitung tidak boleh melebihi Persamaan (2.12.7)

$$b_{eff} \leq b + 2x$$

$$b_{eff} \leq 300 + (700 - 300)$$

$$b_{eff} \leq 700 \text{ mm}$$

Karena lebar efektif berdasarkan Persamaan (2.12.6) lebih besara dari Persamaan (2.12.7), maka lebar efektif ditentukan dari Persamaan (2.12.7), yaitu $b_{eff} = 700 \text{ mm}$.

- Lebar Efektif *Joint* Penentu

Berdasarkan hasil perhitungan lebar efektif *joint* yang ditinjau untuk masing – masing balok, maka lebar efektif *joint* yang menentukan adalah $b_{eff} = 700 \text{ mm}$, karena dari hasil perhitungan menunjukkan hasil yang sama untuk setiap tinjauan balok. Apabila hasil keduanya berbeda, maka digunakan nilai terkecil.

- Balok Arah y^+ (B1-2)

Balok dapat diklasifikasikan mengekang apabila lebar balok minimal $\frac{3}{4}$ lebar efektif *joint*, oleh karena itu diperlukan untuk menghitung $\frac{3}{4}$ lebar efektif *joint*.

$$\frac{3}{4} b_{eff} = \frac{3}{4} (700)$$

$$\frac{3}{4} b_{eff} = 525 \text{ mm}$$

Lebar balok B1-2 adalah 400 mm. Karena lebar balok B1-2 lebih kecil dari $\frac{3}{4} b_{\text{eff joint}}$, maka balok B1-2 tidak mengekang muka *joint*.

▪ Balok Arah y⁻ (B2)

Berdasarkan hasil perhitungan lebar efektif *joint* sebelumnya, balok B2 tidak dapat diklasifikasikan mengekang karena memiliki lebar sebesar 300 mm, sehingga lebih kecil dari $\frac{3}{4} b_{\text{eff joint}}$.

▪ Kesimpulan

Muka *joint* pada arah Y tidak dapat diklasifikasikan terkekang karena kedua lebar balok yang merangka lebih kecil dari $\frac{3}{4} b_{\text{eff joint}}$.

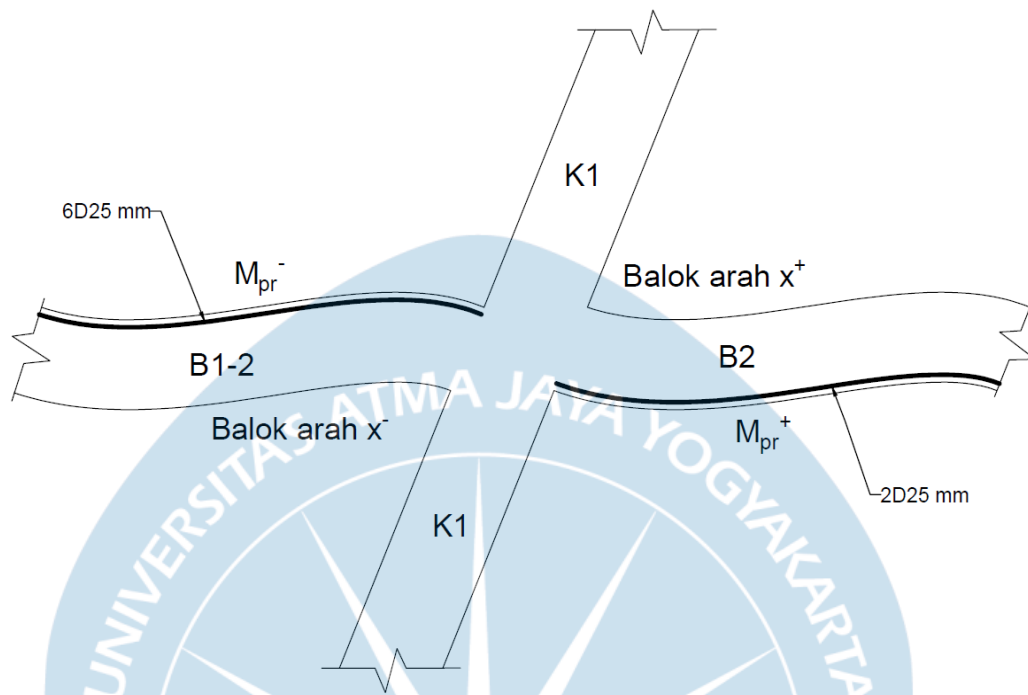
- Perhitungan Gaya Geser Ultimit *Joint* Pada Arah X Akibat Gempa Dari Arah Kiri ke Kanan
 - Perhitungan Gaya Geser pada Kolom (V_{col})

Akibat gempa dari arah kiri ke kanan, maka balok akan berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12.7, sehingga gaya geser yang bekerja pada kolom dihitung berdasarkan M_{pr}^- balok x⁻ (B1-2) dan M_{pr}^+ balok x⁺ (B2). Nilai M_{pr} untuk masing – masing balok pada arah x dapat dilihat pada Tabel 2.11.6 dan untuk tinggi bersih Tingkat (h_n) adalah 3150 mm (Lihat Gambar 2.11.18).

$$V_{\text{col}} = \frac{M_{\text{prb}}^- + M_{\text{prb}}^+}{h_n}$$

$$V_{\text{col}} = \frac{709,27 + 232,36}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{\text{col}} = 298,93 \text{ kN}$$



Gambar 2.12.7 Deformasi Balok Arah X Akibat Gempa dari Arah Kiri ke Kanan

➤ Perhitungan Gaya pada Tulangan Longitudinal Balok

Untuk menghitung gaya pada tulangan, membutuhkan luas tulangan yang terpasang. Adapun data luas tulangan yang terpasang pada balok arah x dan arah y pada *joint* K1-1 dapat dilihat pada Tabel 2.12.3.

▪ Perhitungan Gaya Akibat Tulangan Sisi Atas Balok B1-2

$$T_2 = 1,25 A_s^- f_y$$

$$T_2 = 1,25 \frac{(2945,24)(420)}{1000}$$

$$T_2 = 1546,25 \text{ kN}$$

▪ Perhitungan Gaya Akibat Desak Beton Sisi Atas Balok B2

$$C_1 = T_1$$

$$C_1 = 1,25 A_s^+ f_y$$

$$C_1 = 1,25 \frac{(981,75)(420)}{1000}$$

$$C_1 = 515,42 \text{ kN}$$

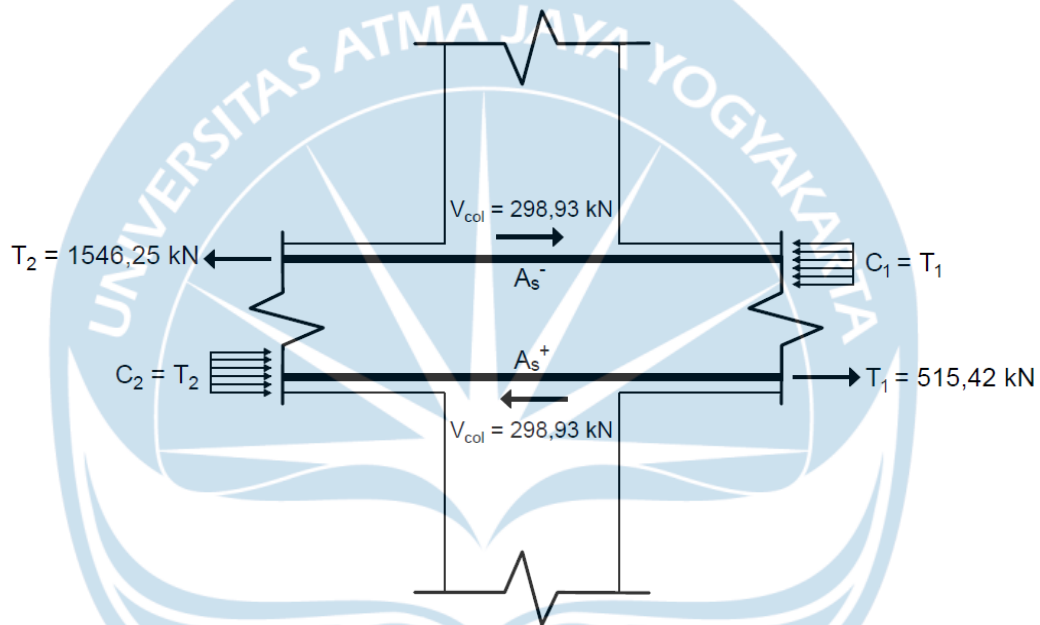
- Perhitungan Gaya Geser Ultimit pada *Joint*

$$V_u = T_2 + C_1 - V_{col}$$

$$V_u = 1546,25 + 515,42 - 298,93$$

$$V_u = 1762,74 \text{ kN}$$

- *Free Body Diagram* pada *Joint*



Gambar 2.12.8 *Free Body Diagram* pada *Joint* Arah X Akibat Gempa dari Arah Kiri ke Kanan

- Perhitungan Gaya Geser Ultimit *Joint* Pada Arah X Akibat Gempa dari Arah Kanan ke Kiri
- Perhitungan Gaya Geser pada Kolom (V_{col})

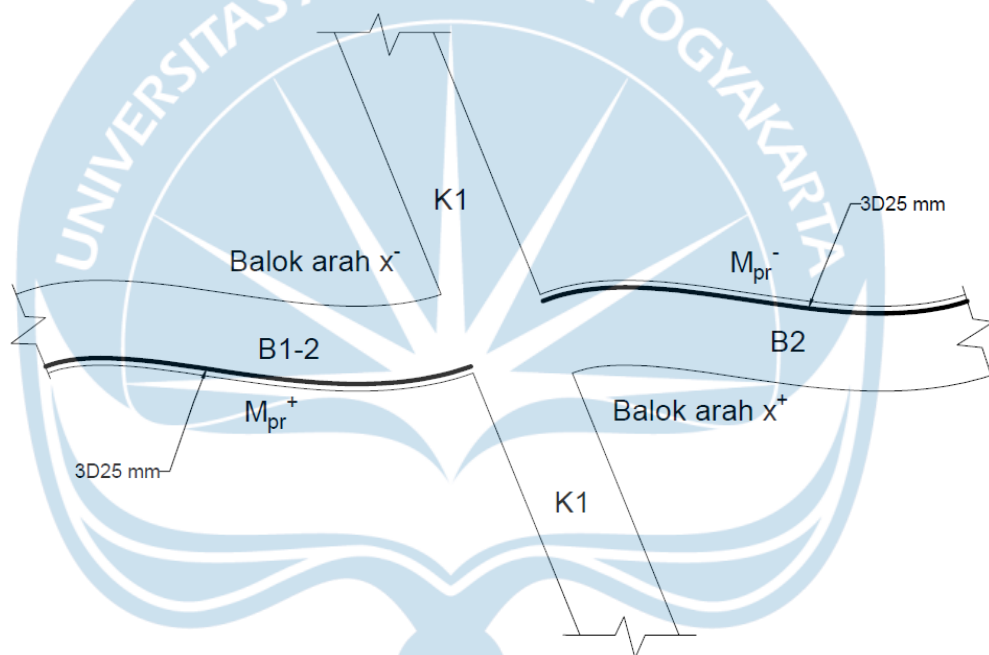
Akibat gempa dari arah kiri ke kanan, maka balok akan berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12.9, sehingga gaya geser yang bekerja pada kolom dihitung berdasarkan M_{pr}^+ balok x^- (B1-2) dan M_{pr}^- balok x^+ (B2). Nilai M_{pr} untuk masing – masing balok pada arah x dapat dilihat

pada Tabel 2.11.6 dan untuk tinggi bersih Tingkat (h_n) adalah 3150 mm (Lihat Gambar 2.11.18).

$$V_{col} = \frac{M_{prb}^+ + M_{prb}^-}{h_n}$$

$$V_{col} = \frac{383,94 + 335,51}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{col} = 228,40 \text{ kN}$$



Gambar 2.12.9 Deformasi Balok Arah X Akibat Gempa dari Arah Kanan ke Kiri

➤ Perhitungan Gaya pada Tulangan Longitudinal Balok

Untuk menghitung gaya pada tulangan, membutuhkan luas tulangan yang terpasang. Adapun data luas tulangan yang terpasang pada balok arah x dan arah y pada *joint* K1-1 dapat dilihat pada Tabel 2.12.3.

▪ Perhitungan Gaya Akibat Tulangan Sisi Atas Balok B2

$$T_1 = 1,25 A_s^- f_y$$

$$T_1 = 1,25 \frac{(1472,62)(420)}{1000}$$

$$T_1 = 773,13 \text{ kN}$$

- Perhitungan Gaya Akibat Desak Beton Sisi Atas Balok B1-2

$$C_2 = T_2$$

$$C_2 = 1,25 A_s^+ f_y$$

$$C_2 = 1,25 \frac{(1472,62)(420)}{1000}$$

$$C_2 = 773,13 \text{ kN}$$

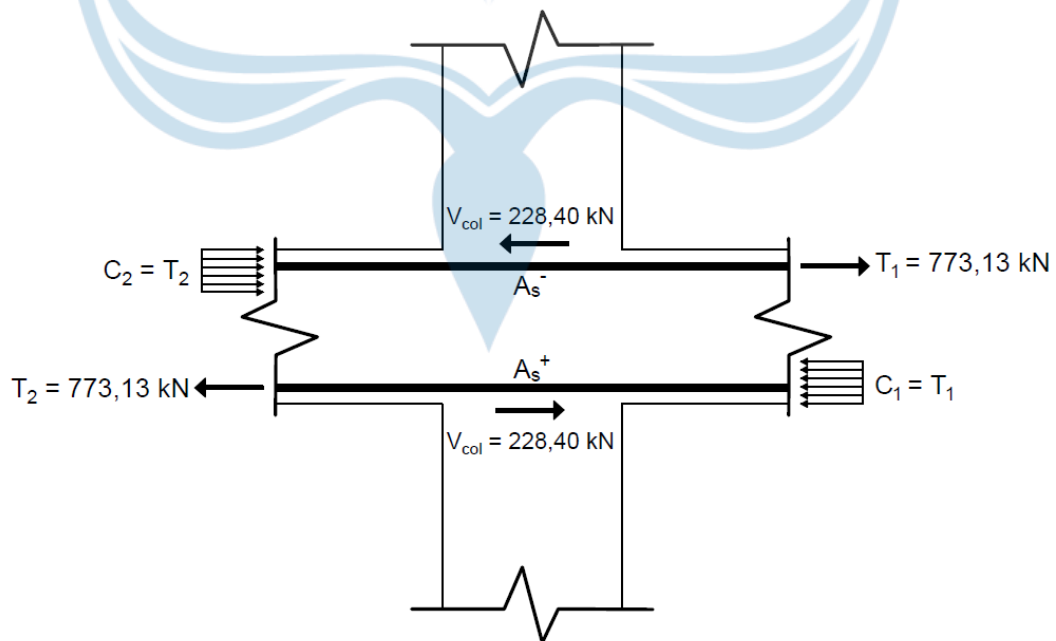
- Perhitungan Gaya Geser Ultimit pada Joint

$$V_u = T_1 + C_2 - V_{col}$$

$$V_u = 773,13 + 773,13 - 228,40$$

$$V_u = 1317,86 \text{ kN}$$

- Free Body Diagram pada Joint



Gambar 2.12.10 Free Body Diagram pada Joint Arah X Akibat Gempa dari Arah Kanan ke Kiri

- Perhitungan Gaya Geser Ultimit *Joint* Pada Arah Y Akibat Gempa Dari Arah Kiri ke Kanan

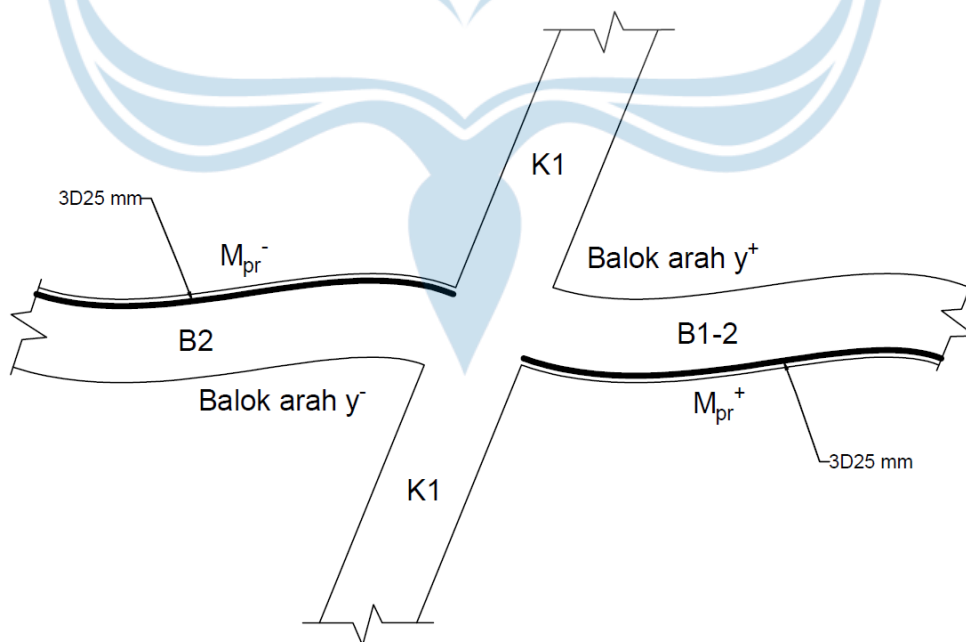
➤ Perhitungan Gaya Geser pada Kolom (V_{col})

Akibat gempa dari arah kiri ke kanan, maka balok akan berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12.11, sehingga gaya geser yang bekerja pada kolom dihitung berdasarkan M_{pr}^- balok y^- (B2) dan M_{pr}^+ balok y^+ (B1-2). Nilai M_{pr} untuk masing – masing balok pada arah y dapat dilihat pada Tabel 2.11.6 dan untuk tinggi bersih Tingkat (h_n) adalah 3150 mm (Lihat Gambar 2.11.18).

$$V_{col} = \frac{M_{prb}^- + M_{prb}^+}{h_n}$$

$$V_{col} = \frac{335,51 + 383,94}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{col} = 228,40 \text{ kN}$$



Gambar 2.12.11 Deformasi Balok Arah Y Akibat Gempa dari Arah Kiri ke Kanan

➤ Perhitungan Gaya pada Tulangan Longitudinal Balok

Untuk menghitung gaya pada tulangan, membutuhkan luas tulangan yang terpasang. Adapun data luas tulangan yang terpasang pada balok arah x dan arah y pada *joint* K1-1 dapat dilihat pada Tabel 2.12.3.

▪ Perhitungan Gaya Akibat Tulangan Sisi Atas Balok B2

$$T_2 = 1,25 A_s^- f_y$$

$$T_2 = 1,25 \frac{(1472,62)(420)}{1000}$$

$$T_2 = 773,13 \text{ kN}$$

▪ Perhitungan Gaya Akibat Desak Beton Sisi Atas Balok B1-2

$$C_1 = T_1$$

$$C_1 = 1,25 A_s^+ f_y$$

$$C_1 = 1,25 \frac{(1472,62)(420)}{1000}$$

$$C_1 = 773,13 \text{ kN}$$

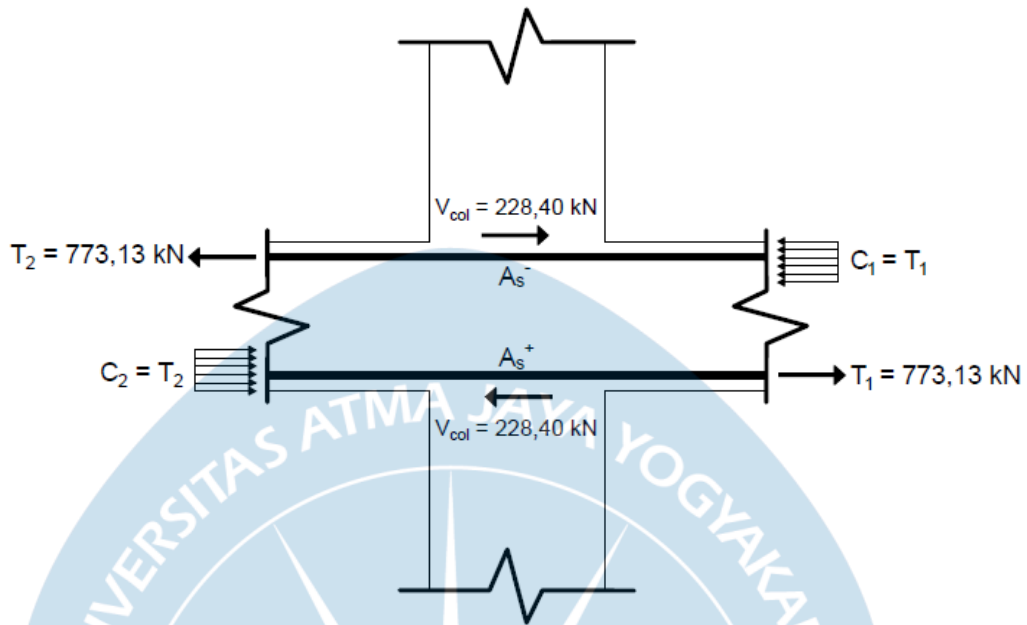
➤ Perhitungan Gaya Geser Ultimit pada *Joint*

$$V_u = T_2 + C_1 - V_{col}$$

$$V_u = 773,13 + 773,13 - 228,40$$

$$V_u = 1317,86 \text{ kN}$$

➤ *Free Body Diagram* pada *Joint*



Gambar 2.12.12 *Free Body Diagram* pada *Joint* Arah Y Akibat Gempa dari Arah Kiri ke Kanan

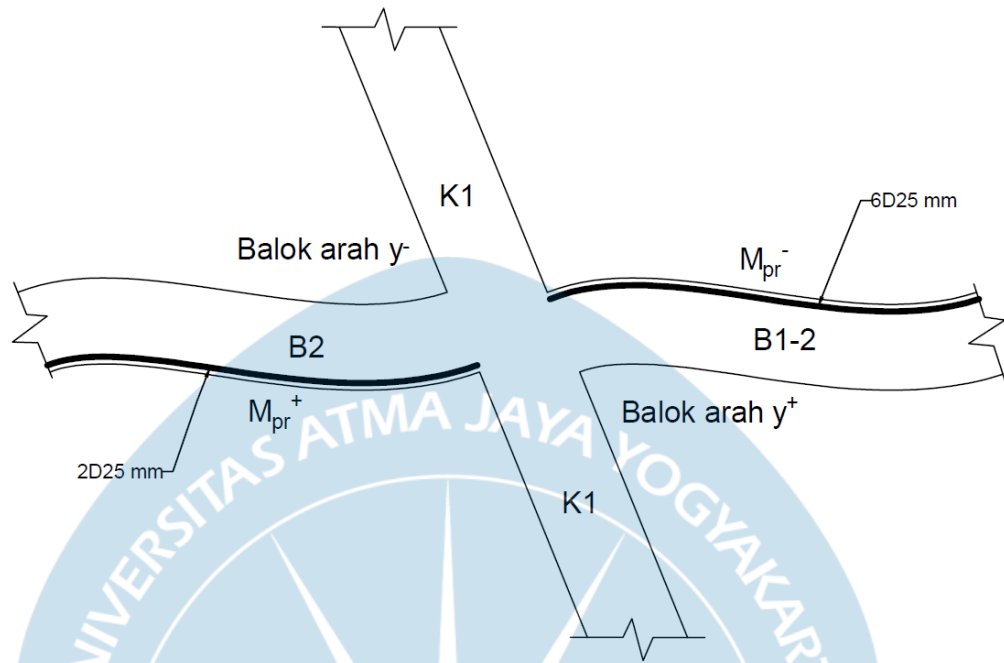
- Perhitungan Gaya Geser Ultimit *Joint* Pada Arah Y Akibat Gempa dari Arah Kanan ke Kiri
 - Perhitungan Gaya Geser pada Kolom (V_{col})

Akibat gempa dari arah kiri ke kanan, maka balok akan berdeformasi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12.13, sehingga gaya geser yang bekerja pada kolom dihitung berdasarkan M_{pr}^+ balok y⁻ (B2) dan M_{pr}^- balok y⁺ (B1-2). Nilai M_{pr} untuk masing – masing balok pada arah y dapat dilihat pada Tabel 2.11.6 dan untuk tinggi bersih Tingkat (h_n) adalah 3150 mm (Lihat Gambar 2.11.18).

$$V_{col} = \frac{M_{prb}^+ + M_{prb}^-}{h_n}$$

$$V_{col} = \frac{232,36 + 709,27}{\frac{3150}{1000}}$$

$$V_{col} = 298,93 \text{ kN}$$



Gambar 2.12.13 Deformasi Balok Arah Y Akibat Gempa dari Arah Kanan ke Kiri

➤ Perhitungan Gaya pada Tulangan Longitudinal Balok

Untuk menghitung gaya pada tulangan, membutuhkan luas tulangan yang terpasang. Adapun data luas tulangan yang terpasang pada balok arah x dan arah y pada *joint* K1-1 dapat dilihat pada Tabel 2.12.3.

▪ Perhitungan Gaya Akibat Tulangan Sisi Atas Balok B2

$$T_1 = 1,25 A_s^- f_y$$

$$T_1 = 1,25 \frac{(2945,24)(420)}{1000}$$

$$T_1 = 1546,25 \text{ kN}$$

▪ Perhitungan Gaya Akibat Desak Beton Sisi Atas Balok B1-2

$$C_2 = T_2$$

$$C_2 = 1,25 A_s^+ f_y$$

$$C_2 = 1,25 \frac{(981,75)(420)}{1000}$$

$$C_2 = 515,42 \text{ kN}$$

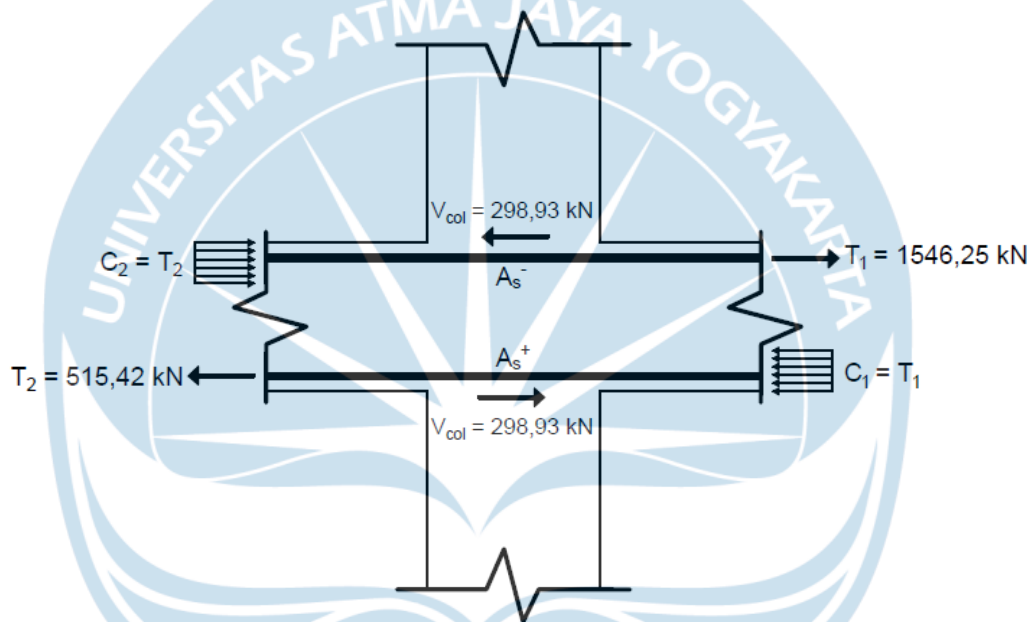
- Perhitungan Gaya Geser Ultimit pada *Joint*

$$V_u = T_1 + C_2 - V_{col}$$

$$V_u = 1546,25 + 515,42 - 298,93$$

$$V_u = 1762,74 \text{ kN}$$

- *Free Body Diagram* pada *Joint*



Gambar 2.12.14 *Free Body Diagram* pada *Joint* Arah Y Akibat Gempa dari Arah Kanan ke Kiri

- Rekapitulasi Gaya Geser Ultimit *Joint* pada Masing – Masing Arah

Tabel 2.12.4 Rekapitulasi Gaya Geser Ultimit yang Bekerja pada *Joint*

Arah Analisis	V_u (Gempa dari Kiri ke Kanan) (kN)	V_u (Gempa dari Kanan ke Kiri) (kN)
X	1762,74	1317,86
Y	1317,86	1762,74

- Perhitungan Kapasitas Geser *Joint*

Joint yang ditinjau memiliki klasifikasi sebagai *joint* yang tidak terkekang, sehingga kekuatan geser *joint* pada masing – masing arah analisis ditentukan berdasarkan Persamaan (2.12.10), dengan $\lambda = 1,0$ karena digunakan beton normal.

➤ Perhitungan Kapasitas Geser *Joint* Arah X

$$\phi V_{nx} = 1,0\lambda \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\phi V_{nx} = 1,0\lambda \sqrt{f'_c} (b_{eff})(h)$$

$$\phi V_{nx} = \frac{1,0 (1,0) \sqrt{30} (700)(700)}{1000}$$

$$\phi V_{nx} = 2281,26 \text{ kN}$$

➤ Perhitungan Kapasitas Geser *Joint* Arah Y

$$\phi V_{ny} = 1,0\lambda \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\phi V_{ny} = 1,0\lambda \sqrt{f'_c} (b_{eff})(h)$$

$$\phi V_{ny} = \frac{1,0 (1,0) \sqrt{30} (700)(700)}{1000}$$

$$\phi V_{ny} = 2281,26 \text{ kN}$$

• Pengecekan Keamanan *Joint* Terhadap Gaya Geser Ultimit

Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas geser *joint* dari masing – masing tinjauan analisis, *joint* aman terhadap gaya geser ultimit akibat gempa dari arah kiri ke kanan maupun dari kanan ke kiri, karena gaya geser ultimit (V_u) yang ditunjukkan pada Tabel 2.12.4 lebih kecil daripada kapasitas geser *joint* pada setiap arah yang dianalisis.

2.13 Desain Penulangan Tangga dan Bordes

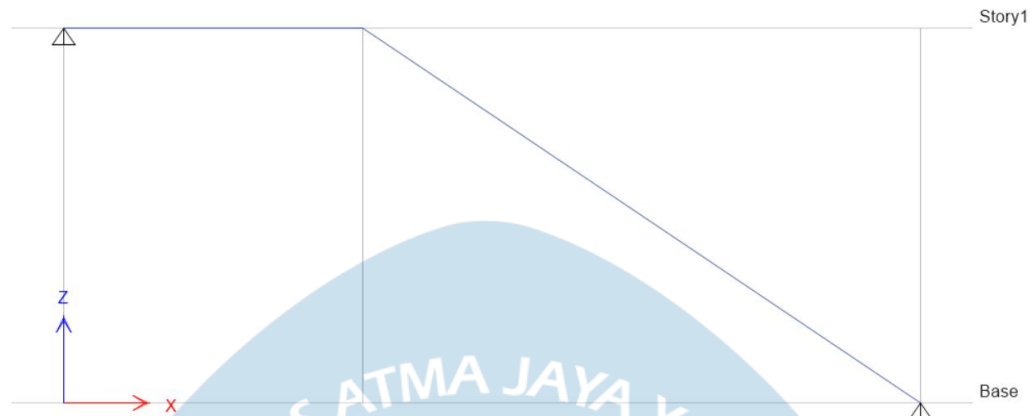
Desain penulangan pada tangga dan bordes secara mendasar sama dengan desain penulangan pada pelat lantai satu arah, hanya saja pelat tangga dalam posisi yang miring. Hasil akhir yang diperoleh berupa jarak tulangan longitudinal dan keamanan pelat tangga terhadap gaya geser.

2.13.1 Pemodelan dan Analisis Struktur

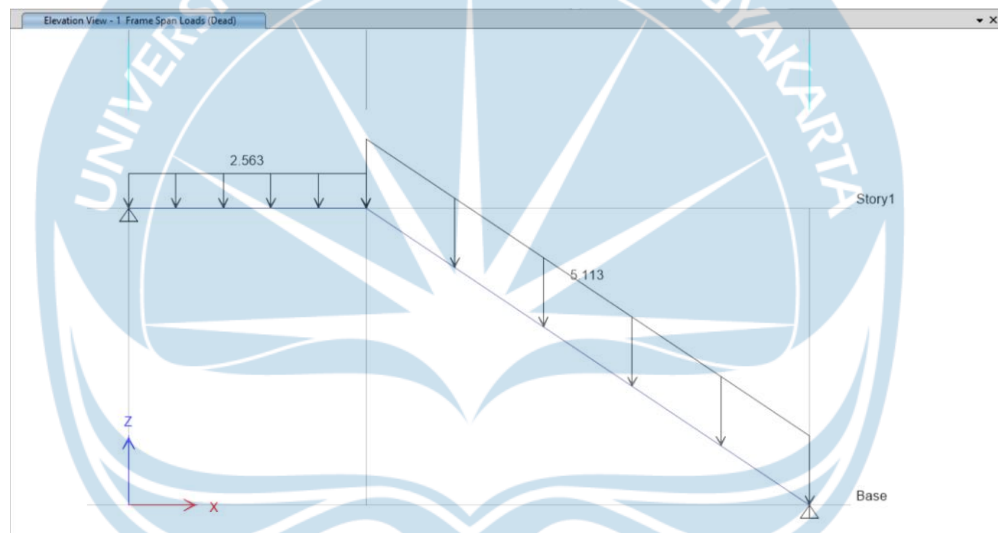
Pemodelan dan analisis struktur tangga dan bordes dimodelkan dalam satu kesatuan dengan tinjauan analisis dalam dua dimensi menggunakan *software* ETABS. Model pelat dibuat dengan *frame section* balok dengan lebar sebesar lebar tangga (1250 mm) dan tinggi setebal hasil *preliminary design* (Lihat Gambar 2.13.1), serta tumpuan pada kedua ujung dimodelkan sebagai tumpuan sendi (Lihat Gambar 2.13.2). Karena analisis dilakukan dalam dua dimensi, sehingga beban yang telah dihitung pada subbab 2.5.2 perlu dikalikan dengan lebar pelat, yaitu sebesar 1250 mm supaya tinjauan dalam beban per meter panjang (Lihat Gambar 2.13.3 dan Gambar 2.13.4).



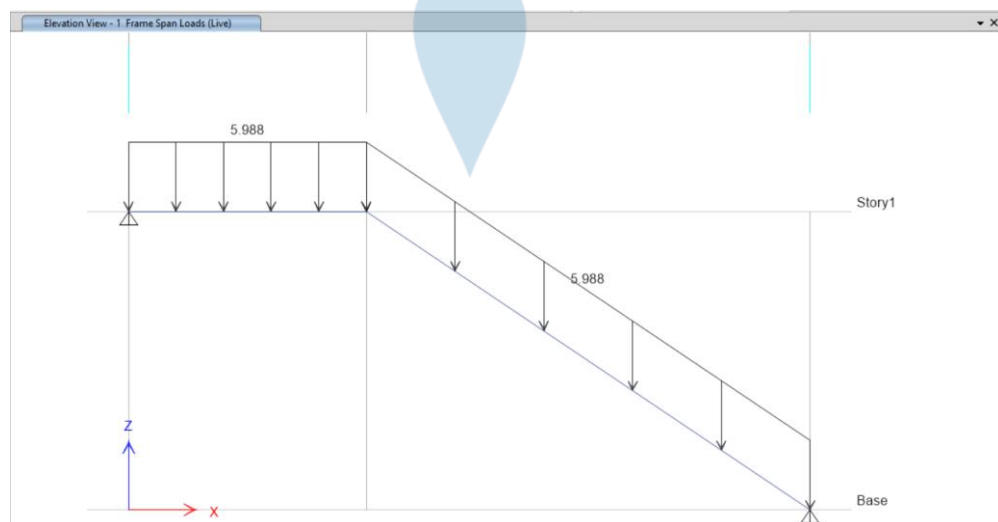
Gambar 2.13.1 Model Penampang Pelat pada ETABS



Gambar 2.13.2 Model Tumpuan pada Tangga yang Direncanakan



Gambar 2.13.3 Beban Mati pada Struktur Tangga yang Direncanakan



Gambar 2.13.4 Beban Hidup pada Struktur Tangga yang Direncanakan

2.13.2 Pengambilan Gaya Dalam Hasil Analisis Struktur

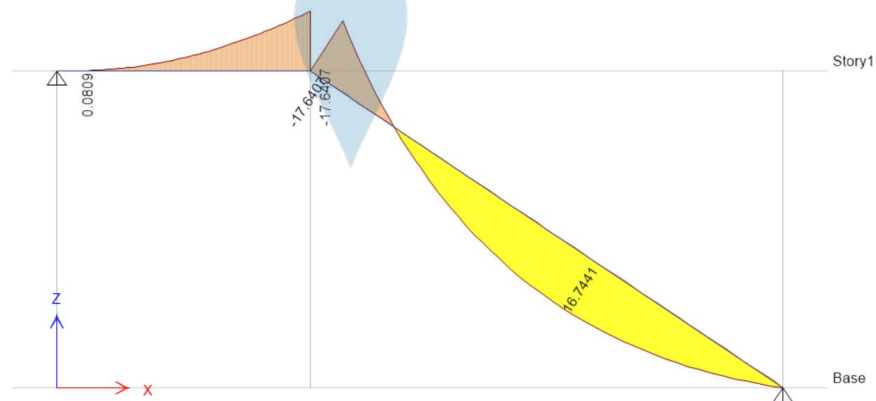
Gaya dalam hasil analisis struktur diambil berdasarkan gaya terbesar dari masing – masing kombinasi beban, dimana kombinasi beban yang digunakan adalah berdasarkan beban mati dan beban hidup yang mengacu pada SNI 1727:2020 Pasal 2.3.1. Kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut.

1) **1,4 D**

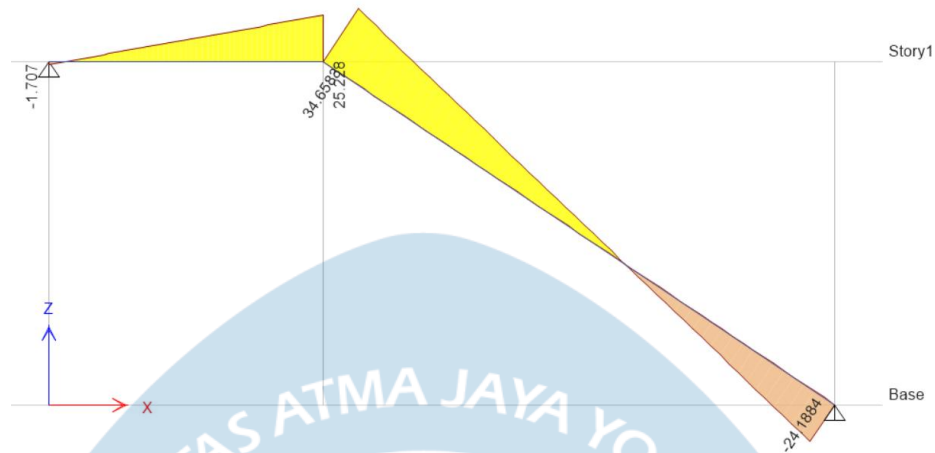
2) **1,2 D + 1,6 L**

Gaya dalam yang diambil adalah momen lentur dan gaya geser. Momen lentur yang diambil adalah momen positif terbesar (pada tengah bentang) dan momen negatif terbesar (pada daerah tumpuan), sedangkan gaya geser yang diambil merupakan gaya geser terbesar.

Hasil analisis yang telah dilakukan dapat dilihat pada Gambar 2.13.5 dan Gambar 2.13.6. Berdasarkan hasil analisis struktur, maka gaya – gaya dalam terbesar pada struktur tangga yang direncanakan direkapitulasi pada Tabel 2.13.1. Gaya dalam tersebut akan digunakan sebagai dasar untuk desain penulangan lentur dan pengecekan keamanan pelat tangga terhadap gaya geser.



Gambar 2.13.5 *Bending Moment Diagram* pada Struktur Tangga



Gambar 2.13.6 *Shear Force Diagram* pada Struktur Tangga

Tabel 2.13.1 Rekapitulasi Gaya Dalam Terbesar Hasil Analisis Struktur

Letak	M_u (kNm)	V_u (kN)
Tumpuan	17,64	34,66
Lapangan	16,74	5,230

2.13.3 Desain Tulangan Lentur dan Pengecekan Keamanan Terhadap Geser

- Spesifikasi Material yang Digunakan

- Mutu Beton (f'_c) : 30 MPa
- Mutu baja tulangan longitudinal (f_y) : 420 MPa
- Diameter tulangan longitudinal (d_b) : 16 mm
- Diameter tulangan susut (d_{b_susut}) : 10 mm
- Selimut beton (c_c) : 20 mm

- Tinggi Efektif Pelat

$$d = h - c_c - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 150 - 20 - \frac{16}{2}$$

$$d = 122 \text{ mm}$$

- Perhitungan Kapasitas Geser Beton

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi V_c = \frac{(0,75) 0,17 (1,0) \sqrt{30} (1000) (122)}{1000}$$

$$\phi V_c = 85,2 \text{ kN}$$

- Pengecekan Keamanan Pelat Terhadap Gaya Geser

Gaya geser terbesar dari analisis struktur adalah 34,66 kN dan apabila dibandingkan dengan kapasitas geser beton (ϕV_c) masih lebih kecil, sehingga dapat disimpulkan bahwa penampang aman terhadap gaya geser.

- Koefisien Tahanan Lentur dan Rasio Tulangan

- Koefisien Tahanan Lentur

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Tumpuan

$$k = \frac{M_u^-}{\phi b d^2}$$

$$k = \frac{17,64 \times 10^6}{(0,9)(1000)(122)^2}$$

$$k = 1,317$$

- Koefisien Tahanan Lentur Pada Lapangan

$$k = \frac{M_u^+}{\phi b d^2}$$

$$k = \frac{16,74 \times 10^6}{(0,9)(1000)(122)^2}$$

$$k = 1,250$$

- Rasio Tulangan

- Rasio Tulangan Pada Tumpuan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,317)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,00322$$

▪ Rasio Tulangan Pada Lapangan

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 (30)}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,250)}{0,85 (30)}} \right)$$

$$\rho_{req} = 0,00305$$

➤ 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

$$A_{s_{req}} = \rho_{req} b d$$

$$A_{s_{req}} = 0,00322(1000)(122)$$

$$A_{s_{req}} = 392,95 \text{ mm}^2$$

➤ Luas Tulangan Lentur Pada Lapangan

$$A_{s_{req}} = \rho_{req} b d$$

$$A_{s_{req}} = 0,00305(1000)(122)$$

$$A_{s_{req}} = 372,45 \text{ mm}^2$$

➤ Luas Tulangan Lentur Minimum

Mutu baja tulangan yang digunakan adalah $f_y = 420 \text{ MPa}$, maka berdasarkan Tabel 2.9.4, luas minimum diambil dari nilai terbesar kedua persamaan berikut:

$$A_{s_{min}} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_{min}} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(150); 0,0014(1000)(150)\right)$$

$$A_{s_{min}} = \max(270; 210)$$

$$A_{s_{min}} = 270 \text{ mm}^2$$

Hasil perhitungan menunjukkan luas minimum tulangan lentur adalah 270 mm^2 dan luas tulangan yang dibutuhkan pada daerah tumpuan dan lapangan lebih dari luas tulangan minimum, sehingga untuk desain tulangan lentur mengikuti kebutuhan luas tulangan yang telah dihitung.

• Jarak Tulangan Dipasang

➤ Jarak Tulangan Lentur Pada Tumpuan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (16)^2 (1000)}{392,95}$$

$$s = 511,67 \text{ mm}$$

➤ Jarak Tulangan Lentur Pada Lapangan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (16)^2 (1000)}{372,45}$$

$$s = 539,84 \text{ mm}$$

➤ Jarak Tulangan Maksimum

- Spasi Maksimum Berdasarkan Persamaan (2.9.7)

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c$$

$$s_{maks_1} = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) - 2,5(20)$$

$$s_{maks_1} = 330 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum Berdasarkan Persamaan (2.9.8)

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right)$$

$$s_{maks_2} = 300 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan menunjukkan spasi maksimum berdasarkan Persamaan (2.9.8) lebih kecil dari Persamaan (2.9.7), sehingga spasi maksimum yang menentukan berdasarkan Persamaan (2.9.8). Karena hasil perhitungan jarak tulangan pada tumpuan dan lapangan melebihi dari batasan spasi maksimum, maka digunakan jarak tulangan sebesar 200 mm pada tumpuan (D16-200) dan 200 mm pada lapangan (D16-200)

- Pengecekan 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.

➤ Jarak Tulangan Maksimum

$$A_{s_{maks}} = \rho_{maks} b d$$

$$A_{s_{maks}} = 0,0215 (1000)(122)$$

$$A_{s_{maks}} = 2623 \text{ mm}^2$$

➤ Luas Tulangan Terpasang Pada Tumpuan

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{s}$$

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi (16)^2 (1000)}{200}$$

$$A_{s_{use}} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

➤ Luas Tulangan Terpasang Pada Lapangan

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi d_b^2 b}{s}$$

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \pi (16)^2 (1000)}{200}$$

$$A_{s_{use}} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

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 dan Jarak Tulangan Susut

Mutu baja yang digunakan pada tulangan susut adalah $f_y = 420 \text{ MPa}$, sehingga luas minimum diambil terbesar dari kedua persamaan yang tertera pada Tabel 2.9.4.

➤ Luas Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(150); 0,0014(1000)(150)\right)$$

$$A_{s_min} = \max(270; 210)$$

$$A_{s_min} = 270 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Susut Pada Lapangan

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g; 0,0014 A_g\right)$$

$$A_{s_min} = \max\left(\frac{0,0018 \times 420}{420} (1000)(150); 0,0014(1000)(150)\right)$$

$$A_{s_min} = \max(270; 210)$$

$$A_{s_min} = 270 \text{ mm}^2$$

- Jarak Tulangan Susut Pada Tumpuan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{b_susut}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (10)^2 (1000)}{270}$$

$$s = 290,89 \text{ mm}^2$$

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

- Jarak Tulangan Susut Pada Lapangan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d_{b_susut}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi (10)^2 (1000)}{270}$$

$$s = 290,89 \text{ mm}^2$$

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

- Jarak Tulangan Maksimum

$$s_{maks} = \min (5h; 450 \text{ mm})$$

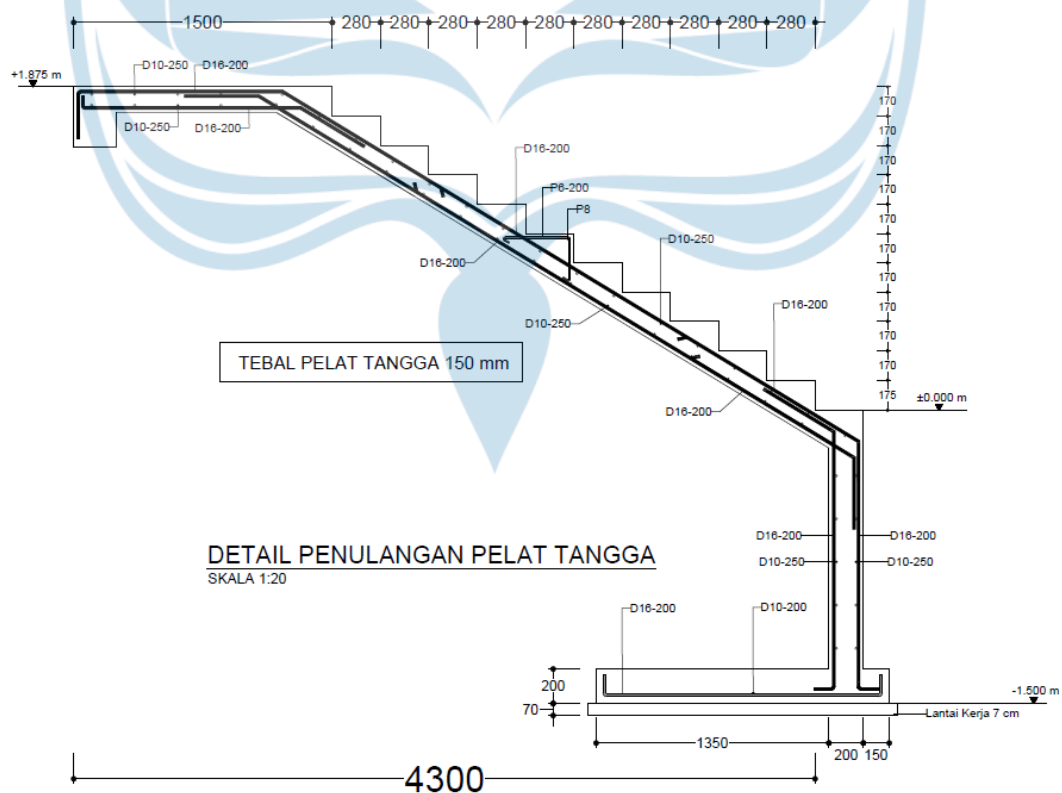
$$s_{maks} = \min [(5(130)); 450 \text{ mm}]$$

$$s_{maks} = 450 \text{ mm}$$

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 D10-250

- Desain Akhir Tulangan Lentur dan Susut yang Digunakan

Berdasarkan hasil perhitungan, jarak tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan dan lapangan adalah D16-200 dan tulangan susut pada tumpuan serta lapangan adalah D10-250. Detail gambar penulangan tangga dapat dilihat pada Gambar 2.13.7.



Gambar 2.13.7 Detail Penulangan Pelat Tangga