

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Spesifikasi Material

Mutu bahan yang digunakan dalam perancangan bangunan ini adalah sebagai berikut:

2.1.1 Beton

Digunakan beton normal (nilai $\lambda = 1$), dengan spesifikasi sebagai berikut:

1. Kuat tekan beton:

- $f'_c = 30 \text{ MPa}$ digunakan untuk pelat.
- $f'_c = 30 \text{ MPa}$ digunakan untuk balok.
- $f'_c = 30 \text{ MPa}$ digunakan untuk kolom.
- $f'_c = 30 \text{ MPa}$ digunakan untuk pondasi.

2. Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$

2.1.2 Baja Tulangan

Digunakan baja dengan mutu atau tegangan leleh sebesar 420 MPa untuk tulangan longitudinal (f_y) dan tulangan transversal (f_{yt}).

2.1.3 Baja Profil

Digunakan baja profil dengan jenis mutu BJ37 ($F_y = 240 \text{ Mpa}$ dan $F_u = 370 \text{ Mpa}$).

2.2 Perancangan Struktur Atap

Dalam merencanakan struktur atap bangunan Gedung Perkantoran Fakultas Kesehatan Masyarakat, digunakan struktur baja dengan bentuk joglo yang terdiri dari dua kemiringan. Selanjutnya akan digunakan baja konvensional yang disesuaikan dengan ketersediaan bentuk profil dan dimensi yang tersedia pada pasaran Indonesia. Perancangan struktur atap baja ini akan mengacu pada beberapa peraturan, yaitu SNI 1729:2020 dan SNI 1727:2020. SNI 1729:2020 memberikan

panduan standar dan teknis yang dapat diikuti untuk merencanakan struktur atap dengan menggunakan profil baja, sedangkan SNI 1727:2020 akan digunakan untuk menentukan beban serta kombinasi pembebanan yang akan digunakan dalam merencanakan struktur atap ini.

2.2.1 Layout Kuda-Kuda Baja

1. Kuda-Kuda Bawah

$$\text{Kemiringan } (\alpha) = 30^\circ$$

$$\text{Bentang kuda-kuda (L)} = 3,25 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi kuda-kuda} = L \times \tan (\alpha) = 3,25 \times \tan (30^\circ) = 1,88 \text{ m}$$

$$\text{Bentang miring kuda-kuda} = \frac{L}{\cos (\alpha)} = \frac{3,25}{\cos (30^\circ)} = 3,75 \text{ m}$$

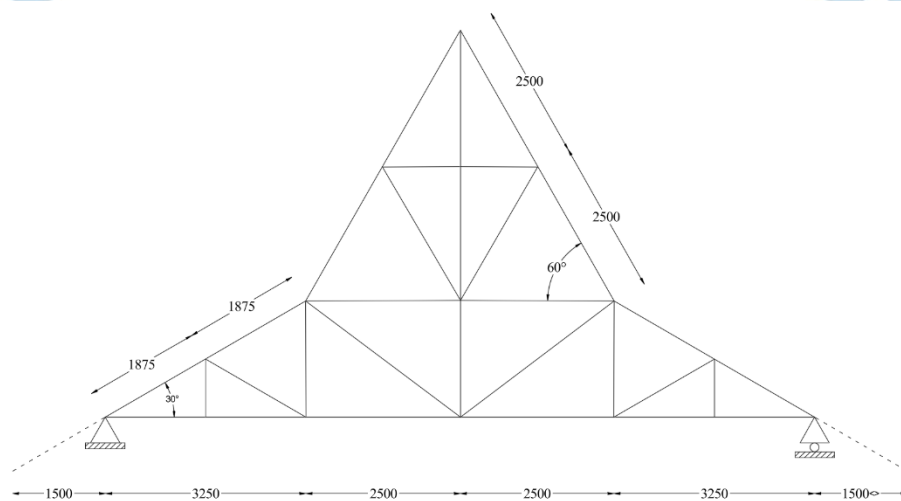
2. Kuda-Kuda Atas

$$\text{Kemiringan } (\alpha) = 60^\circ$$

$$\text{Bentang kuda-kuda (L)} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi kuda-kuda} = L \times \tan (\alpha) = 2,5 \times \tan (60^\circ) = 4,33 \text{ m}$$

$$\text{Bentang miring kuda-kuda} = \frac{L}{\cos (\alpha)} = \frac{2,5}{\cos (60^\circ)} = 5 \text{ m}$$



Gambar 2.1 Layout Kuda-Kuda Atap

2.2.2 Perancangan Profil Gording

Gording merupakan bagian dari rangka atau baja yang memiliki fungsi utama sebagai penghubung antara penutup atap dengan profil kuda-kuda baja yang digunakan. Lewat gording pula akan ditransfer beban-beban dari penutup atap menuju rangka kuda-kuda baja. Untuk merencanakan profil gording yang digunakan, diperlukan beberapa langkah perhitungan sebagai berikut:

1. Menghitung Pembebanan Gording

Dalam merencanakan profil gording, beban-beban yang dipertimbangkan adalah beban mati (q) yang meliputi berat sendiri profil gording, berat penutup atap dan berat dari plafon, serta beban hidup.

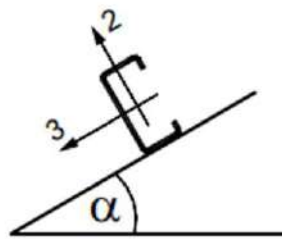
$$\text{Berat atap} = \frac{\text{Jarak antar gording}}{\cos(\alpha)} \times \text{berat penutup atap} \quad (2.1)$$

$$\text{Berat plafon} = \text{Jarak antar gording} \times \text{berat plafon} \quad (2.2)$$

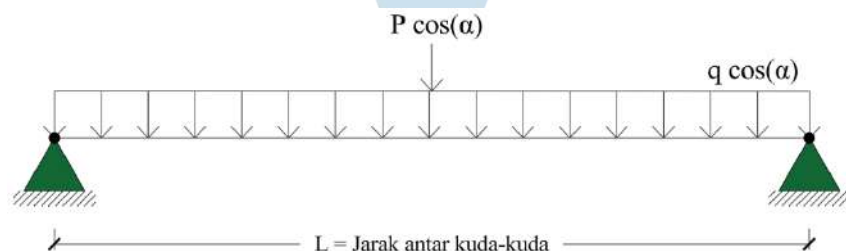
Berat profil gording = diperoleh dari tabel profil baja

Beban hidup (P) diambil sebesar 1 kN

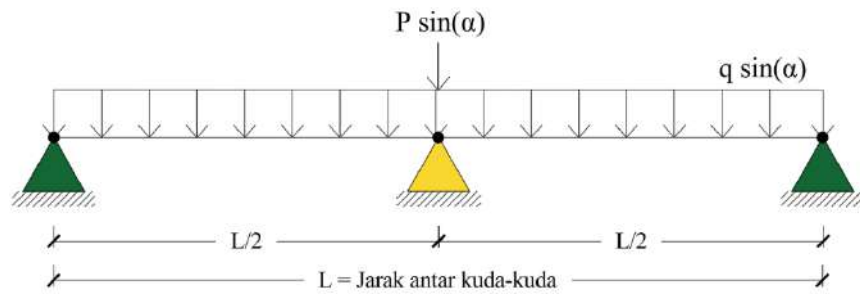
Sketsa beban yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:



Gambar 2.2 Sumbu 2 dan Sumbu 3 Gording



Gambar 2.3 Beban Gording Arah Sumbu 2



Gambar 2.4 Beban Gording Arah Sumbu 3

Perlu diperhatikan pada Gambar 2.4, tumpuan yang diberi warna kuning merepresentasikan posisi sagrod. Oleh karena itu, nilai $L/2$ akan berubah tergantung dari perencanaan lokasi sagrod pada atap.

2. Menghitung Momen Pada Gording

Berdasarkan beban seperti pada Gambar 2.3 dan Gambar 2.4, maka momen yang terjadi pada profil gording dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2 \quad (2.3)$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} P \cos \alpha L \quad (2.4)$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L}{2}\right)^2 \quad (2.5)$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \frac{L}{2} \quad (2.6)$$

Dengan,

$M_{3,D}$ = Momen akibat beban mati arah sumbu 2

$M_{3,L}$ = Momen akibat beban hidup arah sumbu 2

$M_{2,D}$ = Momen akibat beban mati arah sumbu 3

$M_{2,L}$ = Momen akibat beban hidup arah sumbu 3

Setelah diperoleh momen-momen yang terjadi, maka berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 2.3.1 dipilih momen terbesar (M_u) arah sumbu 2 dan arah sumbu 3 berdasarkan kombinasi beban berikut:

$$M_{3,U1} = 1,4 M_{3,D} \quad (2.7)$$

$$M_{3,U2} = 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L} \quad (2.8)$$

$$M_{2,U1} = 1,4 M_{2,D} \quad (2.9)$$

$$M_{2,U2} = 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L} \quad (2.10)$$

3. Pengecekan Tegangan Pada Profil Gording

Beban yang bekerja pada profil gording akan menimbulkan tegangan yang perlu diperhitungkan. Tegangan yang terjadi ini tidak boleh melebihi tegangan yang diizinkan. Kontrol tegangan yang terjadi pada profil gording dapat menggunakan persamaan berikut:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2} \leq F_y \quad (2.11)$$

Dengan,

f_b = Tegangan yang terjadi

$M_{3,U}$ = Momen ultimit arah sumbu 2

$M_{2,U}$ = Momen ultimit arah sumbu 3

F_y = Kuat leleh baja profil

W_3 dan W_2 = Modulus penampang

ϕ = 0,9

Jika diperoleh nilai f_b lebih kecil dari F_y baja yang digunakan, maka tegangan yang terjadi pada profil gording dinyatakan aman.

4. Pengecekan Defleksi Gording

Defleksi pada gording adalah lendutan atau perubahan bentuk dari profil gording akibat beban yang bekerja. Pada gording yang direncanakan, terdapat beban terpusat dan beban merata yang bekerja. Oleh karena itu, defleksi yang terjadi pada gording adalah hasil penjumlahan dari defleksi akibat beban merata dan defleksi akibat beban terpusat. Dengan menggunakan beban terjadi seperti Gambar 2.3 dan Gambar 2.4, persamaan untuk menghitung defleksi pada gording adalah sebagai berikut:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI} \quad (2.12)$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^3 \quad (2.13)$$

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \quad (2.14)$$

Dengan,

δ_2 = Defleksi arah sumbu 2

δ_3 = Defleksi arah sumbu 3

δ = Defleksi total gording

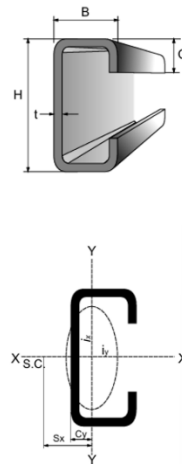
$\frac{1}{240} L$ = Defleksi maksimal yang diizinkan

Jika defleksi yang terjadi telah memenuhi persamaan (2.14), maka defleksi yang terjadi pada profil gording dinyatakan aman.

2.2.2.1 Profil Gording Kuda-Kuda Bawah ($\alpha = 30^\circ$)

Profil gording yang digunakan adalah profil kanal C dengan data seperti pada

DIMENSION	THICKNESS	SECTION AREA	WEIGHT UNIT	GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		MODULUS OF SECTION		RADIUS OF GYRATION		CENTER OF GRAVITY	SHEAR CENTER	TORSION CONSTANT	WARPING CONSTANT
H x B x C	t	A	kg/m	I _x	I _y	Z _x	Z _y	r _x	r _y	C _y	X _o	J	C _w
mm	mm	cm ²		cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁶
C 100 x 50 x 20	2.0	4.54	3.56	71	17	14.3	5.4	3.97	1.93	1.87	4.48	605	444
	2.3	5.17	4.06	81	19	16.1	6.0	3.95	1.92	1.86	4.46	912	496
	2.5	5.59	4.39	87	20	17.3	6.5	3.94	1.90	1.86	4.45	1164	528
	2.8	6.20	4.87	95	22	19.1	7.1	3.92	1.89	1.86	4.42	1621	574
	3.0	6.61	5.19	101	23	20.2	7.4	3.91	1.88	1.86	4.41	1982	603
C 125 x 50 x 20	3.2	7.01	5.50	106	24	21.3	7.8	3.90	1.87	1.86	4.40	2392	630
	2.0	5.04	3.95	120	18	19.3	5.5	4.89	1.91	1.69	4.15	672	675
	2.3	5.75	4.51	136	21	21.8	6.2	4.87	1.89	1.69	4.12	1013	755
	2.5	6.21	4.88	147	22	23.5	6.6	4.86	1.88	1.69	4.11	1295	805
	2.8	6.90	5.42	162	24	25.9	7.2	4.84	1.86	1.69	4.08	1804	877
C 150 x 50 x 20	3.0	7.36	5.78	172	25	27.5	7.6	4.83	1.85	1.69	4.07	2207	922
	3.2	7.81	6.13	181	27	29.0	8.0	4.82	1.84	1.68	4.05	2665	965
	2.0	5.54	4.35	185	19	24.7	5.6	5.79	1.87	1.55	3.86	738	971
	2.3	6.32	4.96	210	22	28.0	6.3	5.77	1.86	1.55	3.84	1115	1088
	2.5	6.84	5.37	226	23	30.2	6.8	5.75	1.85	1.55	3.82	1425	1162
C 150 x 65 x 20	2.8	7.60	5.97	250	26	33.3	7.4	5.73	1.83	1.54	3.80	1987	1267
	3.0	8.11	6.37	265	27	35.4	7.8	5.72	1.82	1.54	3.78	2432	1334
	3.2	8.61	6.76	280	28	37.4	8.2	5.71	1.81	1.54	3.77	2938	1398
	2.0	6.14	4.82	218	36	29.1	8.3	5.96	2.43	2.12	5.19	818	1784
	2.3	7.01	5.50	248	41	33.0	9.4	5.94	2.42	2.12	5.16	1236	2006
C 150 x 65 x 20	2.5	7.59	5.96	267	44	35.6	10.0	5.93	2.41	2.12	5.15	1581	2148
	2.8	8.44	6.63	295	48	39.4	11.0	5.91	2.39	2.12	5.13	2207	2352
	3.0	9.01	7.07	314	51	41.8	11.6	5.90	2.38	2.11	5.11	2702	2482
	3.2	9.57	7.51	332	54	44.2	12.2	5.89	2.37	2.11	5.09	3265	2608
	2.0	7.54	5.92	467	56	46.7	10.6	7.87	2.73	2.20	5.49	1005	4571
C 200 x 75 x 20	2.3	8.62	6.77	531	64	53.1	12.0	7.85	2.72	2.20	5.47	1520	5159
	2.5	9.34	7.33	573	68	57.3	12.9	7.84	2.71	2.20	5.45	1946	5537
	2.8	10.40	8.17	636	75	63.6	14.2	7.82	2.69	2.20	5.42	2719	6085
	3.0	11.11	8.72	676	80	67.6	15.0	7.80	2.68	2.19	5.41	3332	6437
	3.2	11.81	9.27	716	84	71.6	15.8	7.79	2.67	2.19	5.39	4030	6779



Gambar 2.5 Data Baja Profil Kanal C
(Sumber: Katalog PT. Gunung Raja Paksi Tbk)

Diketahui:

Sebuah sagrod dipasang pada tengah jarak setiap kuda-kuda

Jarak antar kuda-kuda (L) = 3,5 m

Material penutup atap = Genteng keramik

Massa atap genteng keramik = $45 \text{ kg/m}^2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$

Massa plafon = $20 \text{ kg/m}^2 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

Profil gording = C150×50×20 dengan tebal 3 mm

Berat gording = 6,37 kg/m

$I_3 = I_x = 2650000 \text{ mm}^4$

$I_2 = I_y = 270000 \text{ mm}^4$

$W_3 = Z_x = 35400 \text{ mm}^3$

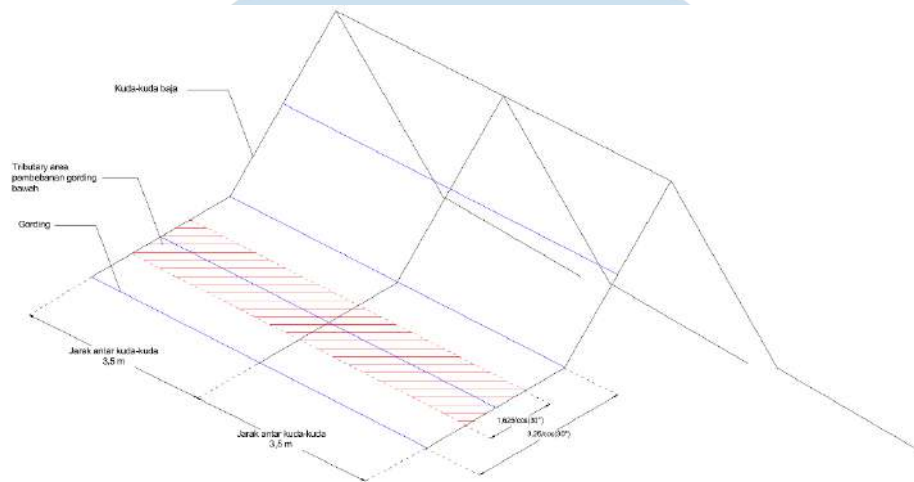
$W_2 = Z_y = 7800 \text{ mm}^3$

Modulus elastisitas baja, E = 200000 MPa

F_y = 240 MPa

1. Pembebanan Gording

Tributary area pembebanan gording bawah dapat dilihat pada Gambar 2.6 berikut ini:



Gambar 2.6 *Tributary Area* Pembebanan Gording Bawah

Jarak antar gording = 1,625 m

Berat sendiri = $\frac{6,37}{100} = 0,0637$ kN/m

Berat atap = $\frac{1,625}{\cos(30^\circ)} \times 0,45 = 0,844$ kN/m

Berat plafon = $1,625 \times 0,2 = 0,325$ kN/m

Total beban mati (q) = $0,0637 + 0,844 + 0,325 = 1,233$ kN/m

Beban hidup (P) diambil sebesar 1 kN

2. Perhitungan Momen Pada Gording

- Momen rencana gording arah sumbu 2

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

$$= \frac{1}{8} \times 1,233 \times \cos (30^\circ) \times (3,5)^2$$

$$= 1,635 \text{ kNm}$$

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

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos (30^\circ) \times 3,5$$

$$= 0,758 \text{ kNm}$$

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

$$= 1,4 \times 1,635$$

$$= 2,289 \text{ kNm}$$

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

$$= 1,2 \times 1,635 + 1,6 \times 0,758$$

$$= 3,175 \text{ kNm}$$

Digunakan nilai $M_{3,U}$ yang terbesar, yaitu $M_{3,U} = 3,175 \text{ kNm}$

- Momen rencana gording arah sumbu 3

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

$$= \frac{1}{8} \times 1,233 \times \sin (30^\circ) \times \left(\frac{3,5}{2} \right)^2$$

$$= 0,236 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \frac{L}{2}$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin (30^\circ) \times \frac{3,5}{2}$$

$$= 0,219 \text{ kNm}$$

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

$$= 1,4 \times 0,236$$

$$= 0,330 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U2} &= 1,2 \times M_{2,D} + 1,6 \times M_{2,L} \\ &= 1,2 \times 0,236 + 1,6 \times 0,219 \\ &= 0,633 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Digunakan nilai $M_{2,U}$ yang terbesar, yaitu $M_{2,U} = 0,633 \text{ kNm}$

3. Pengecekan Tegangan pada Profil C yang Digunakan

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2} \leq F_y \\ &= \frac{3,175 \times 10^6}{0,9 \times 35400} + \frac{0,633 \times 10^6}{0,9 \times 7800} = 189,846 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka tegangan profil C yang digunakan dapat dinyatakan aman.

4. Cek Defleksi Gording

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,233 \times \cos(30^\circ) \times (3500)^4}{200000 \times 2650000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos(30^\circ) \times (3500)^3}{200000 \times 2650000} \\ &= 3,938 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,233 \times \sin(30^\circ) \times (3500)^4}{200000 \times 270000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin(30^\circ) \times (3500)^3}{200000 \times 270000} \\ &= 1,395 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{(1,395)^2 + (3,938)^2} \leq \frac{1}{240} \times 3500 \\ &= 4,178 \text{ mm} \leq 14,583 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, defleksi yang terjadi sebesar 4,178 mm lebih kecil dari defleksi maksimum yang diizinkan yaitu 14,583 mm. Oleh karena itu, defleksi gording dinyatakan aman.

2.2.2.2 Profil Gording Kuda-Kuda Atas ($\alpha = 60^\circ$)

Profil gording yang digunakan pada kuda-kuda atas sama dengan yang digunakan pada kuda-kuda bawah.

1. Perhitungan Pembebanan Gording

$$\text{Jarak antar gording} = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat sendiri} = \frac{6,37}{100} = 0,0637 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{1,25}{\cos(60^\circ)} \times 0,45 = 1,125 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat plafon} = 1,25 \times 0,2 = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total beban mati (q)} = 0,0637 + 1,125 + 0,25 = 1,439 \text{ kN/m}$$

Beban hidup (P) diambil sebesar 1 kN

2. Perhitungan Momen Rencana Gording

- Momen rencana gording arah sumbu 2

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,439 \times \cos(60^\circ) \times (3,5)^2 \\ &= 1,102 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,L} &= \frac{1}{4} P \cos \alpha L \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos(60^\circ) \times 3,5 \\ &= 0,438 \text{ kNm} \end{aligned}$$

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

$$= 1,4 \times 1,102$$

$$= 1,542 \text{ kNm}$$

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

$$= 1,2 \times 1,102 + 1,6 \times 0,438$$

$$= 2,022 \text{ kNm}$$

Digunakan nilai $M_{3,U}$ yang terbesar, yaitu $M_{3,U} = 2,022 \text{ kNm}$

- Momen rencana gording arah sumbu 3

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

$$= \frac{1}{8} \times 1,439 \times \sin (60^\circ) \times \left(\frac{3,5}{2}\right)^2$$

$$= 0,477 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \frac{L}{2}$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin (60^\circ) \times \frac{3,5}{2}$$

$$= 0,379 \text{ kNm}$$

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

$$= 1,4 \times 0,477$$

$$= 0,668 \text{ kNm}$$

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

$$= 1,2 \times 0,477 + 1,6 \times 0,379$$

$$= 1,179 \text{ kNm}$$

Digunakan nilai $M_{2,U}$ yang terbesar, yaitu $M_{2,U} = 1,179 \text{ kNm}$

3. Pengecekan Tegangan pada Profil C yang Digunakan

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

$$= \frac{2,022 \times 10^6}{0,9 \times 35400} + \frac{1,179 \times 10^6}{0,9 \times 7800} = 231,347 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka tegangan profil C yang digunakan dapat dinyatakan aman.

4. Cek Defleksi Gording

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1,439 \times \cos(60^\circ) \times (3500)^4}{200000 \times 2650000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos(60^\circ) \times (3500)^3}{200000 \times 2650000}$$

$$= 2,652 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^3$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1,439 \times \sin(60^\circ)}{200000 \times 270000} \times \left(\frac{3500}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin(60^\circ)}{200000 \times 270000} \times \left(\frac{3500}{2}\right)^3$$

$$= 0,558 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$= \sqrt{(0,558)^2 + (2,652)^2} \leq \frac{1}{240} \times 3500$$

$$= 2,710 \text{ mm} \leq 14,583 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, defleksi yang terjadi sebesar 2,710 mm lebih kecil dari defleksi maksimum yang diizinkan yaitu 14,583 mm. Oleh karena itu, defleksi gording dinyatakan aman.

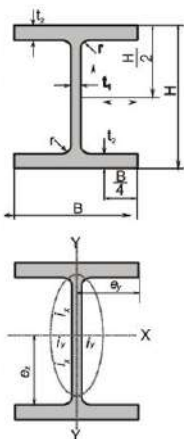
2.2.3 Perancangan Profil Nok

Nok atau bubungan adalah bagian dari atap yang terletak paling atas dan menjadi tempat pertemuan dari dua sisi atap. Nok berfungsi sebagai penutup dan pelindung dari air hujan. Profil baja untuk nok tetap perlu diperhitungkan karena

akan menerima beban hidup dari manusia yang melakukan *maintenance* pada atap. Pada prinsipnya, profil nok dirancang sama seperti perancangan profil gording.

Pada bangunan ini, direncanakan nok menggunakan baja profil IWF dengan data seperti pada Gambar 2.7

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS					SECTION AREA	UNIT WEIGHT		INFORMATIVE REFERENCE					
Nominal Dimensional	H x B	t1	t2	r				GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION	
mm	mm x mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg/m	Kg/12m	Ix	Iy	Ix	Iy	Zy	Zy
150 x 75	150 x 75	5	7	8	17.85	14	188	866	49.5	6.11	1.85	88.8	13.2
150 x 100	146 x 100	6	9	8	26.35	21.1	253	1,000	150	6.17	2.39	135	30.1
200 x 100	198 x 99	4.5	7	11	23.18	18.2	218	1,580	114	8.26	2.21	160	23.0
	200 x 100	5.5	8	11	27.16	21.3	256	1,840	134	8.24	2.22	184	26.8
200 x 150	194 x 150	6	9	8	36.11	30.6	367	2,630	507	8.30	3.65	271	67.6
250 x 125	248 x 124	5	8	12	32.68	25.7	308	3,540	255	10.4	2.79	265	41.1
	250 x 125	6	9	12	37.66	29.6	355	4,050	294	10.4	2.79	324	47.0
300 x 150	298 x 149	5.5	8	13	40.80	32	384	6,320	442	12.4	3.29	424	56.3
	300 x 150	6.5	9	13	46.78	36.7	440	7,210	508	12.4	3.29	481	67.7
350 x 175	346 x 174	6	9	14	52.68	41.4	487	11,100	792	14.5	3.86	641	91.0
	350 x 175	7	11	14	63.14	49.6	595	13,800	984	14.7	3.95	775	112
400 x 200	398 x 199	7	11	16	72.16	56.6	679	20,000	1,450	16.7	4.46	1,010	145
	400 x 200	8	13	16	84.12	66	792	23,700	1,740	16.8	4.54	1,190	174
450 x 200	450 x 200	9	14	16	96.8	76	912	33,500	1,870	18.6	4.40	1,490	187
500 x 200	500 x 200	10	16	20	114.23	89.6	1075	47,800	2,140	20.5	4.43	1,910	214
600 x 200	600 x 200	11	17	22	134.4	106	1272	77,600	2,280	24.0	4.12	2,590	228
600 x 300	588 x 300	12	20	28	192.5	151	1812	181,000	9,020	24.80	8.85	4,020	601



Gambar 2.7 Data Baja Profil IWF
(Sumber: Katalog PT. Gunung Raja Paksi Tbk)

Jarak antar kuda-kuda (L) = 3,5 m

Material penutup atap = Genteng keramik

Massa bubungan = 45 kg/m² = 0,45 kN/m²

Profil Nok = IWF 150×75×5×7

Berat Profil Nok = 14 kg/m

$I_3 = I_x$ = 6660000 mm⁴

$I_2 = I_y$ = 495000 mm⁴

$W_3 = Z_x$ = 88800 mm³

$W_2 = Z_y$ = 13200 mm³

Modulus elastisitas baja, E = 200000 MPa

F_y = 240 MPa

1. Perhitungan Pembebanan

$$\text{Berat sendiri} = \frac{14}{100} = 0,14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat atap} = 0,15 \times 0,45 = 0,0675 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total beban mati (q)} = 0,14 + 0,0675 = 0,208 \text{ kN/m}$$

Beban hidup (P) diambil sebesar 1 kN

2. Perhitungan Momen Rencana Nok

- Momen rencana nok arah sumbu 2

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} q L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,208 \times (3,5)^2 \\ &= 0,318 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,L} &= \frac{1}{4} PL \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times 3,5 \\ &= 0,875 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U1} &= 1,4 \times M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 0,318 \\ &= 0,445 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U2} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 0,318 + 1,6 \times 0,875 \\ &= 1,781 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Digunakan nilai $M_{3,U}$ yang terbesar, yaitu $M_{3,U} = 1,781 \text{ kNm}$

- Momen rencana nok arah sumbu 3

$$\begin{aligned}
 M_{2,D} &= \frac{1}{8} q \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0,208 \times \left(\frac{3,5}{2}\right)^2 \\
 &= 0,079 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,L} &= \frac{1}{4} P \frac{L}{2} \\
 &= \frac{1}{4} \times 1 \times \frac{3,5}{2} \\
 &= 0,438 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,U1} &= 1,4 \times M_{2,D} \\
 &= 1,4 \times 0,079 \\
 &= 0,111 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,U2} &= 1,2 \times M_{2,D} + 1,6 \times M_{2,L} \\
 &= 1,2 \times 0,079 + 1,6 \times 0,438 \\
 &= 0,795 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai $M_{2,U}$ yang terbesar, yaitu $M_{2,U} = 0,795 \text{ kNm}$

3. Pengecekan Tegangan pada Profil IWF yang digunakan

$$f_b = \frac{1,781 \times 10^6}{0,9 \times 88800} + \frac{0,795 \times 10^6}{0,9 \times 13200} = 89,234 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka tegangan profil IWF yang digunakan dapat dinyatakan aman.

4. Cek Defleksi pada Profil Nok

$$\begin{aligned}
 \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{PL^3}{EI} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{0,208 \times (3500)^4}{200000 \times 666000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times (3500)^3}{200000 \times 666000} \\
 &= 0,305 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,208}{200000 \times 495000} \times \left(\frac{3500}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1}{200000 \times 495000} \times \left(\frac{3500}{2}\right)^3 \\ &= 0,257 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{(0,257)^2 + (0,305)^2} \leq \frac{1}{240} \times 3500 \\ &= 0,399 \text{ mm} \leq 14,583 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, defleksi yang terjadi sebesar 0,399 mm lebih kecil dari defleksi maksimum yang diizinkan yaitu 14,583 mm. Oleh karena itu, defleksi profil nok dinyatakan aman.

2.2.4 Perancangan Sagrod

Sagrod atau dikenal juga dengan nama trekstang, merupakan batang baja yang digunakan pada rangka atap baja. Batang baja ini memiliki fungsi utama yaitu untuk mencegah kelengkungan atau defleksi pada sumbu lemah profil gording.

2.2.4.1 Kuda-Kuda Bawah ($\alpha = 30^\circ$)

1. Beban pada Sag-Rod

Jumlah gording di bawah nok (n) = 3

$$\begin{aligned}F_{t,D} &= n \times \left(\frac{L}{2} \times q \times \sin \alpha\right) \\ &= 3 \times \left(\frac{3,5}{2} \times 1,233 \times \sin(30^\circ)\right) \\ &= 3,237 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha \\ &= \frac{3}{2} \times 1 \times (30^\circ)\end{aligned}$$

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

2. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} F_{t,U1} &= 1,4 \times F_{t,D} \\ &= 1,4 \times 3,237 \\ &= 4,532 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,U2} &= 1,2 \times F_{t,D} + 1,6 \times F_{t,L} \\ &= 1,2 \times 3,237 + 1,6 \times 0,75 \\ &= 5,084 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan nilai $F_{t,U}$ yang terbesar, yaitu $F_{t,U} = 5,084 \text{ kN}$

3. Luas Batang Sag-Rod yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_{sr} &= \frac{F_t \cdot 10^3}{\phi F_y} \\ &= \frac{5,084 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\ &= 15,268 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4. Diameter Sag-Rod

$$\begin{aligned} D_{sr} &= \sqrt{\frac{A_{sr}}{0,25 \times \pi}} \\ &= \sqrt{\frac{15,268}{0,25 \times \pi}} \\ &= 4,409 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan sag-rod dengan diameter 10 mm.

2.2.4.2 Kuda-Kuda Atas ($\alpha = 60^\circ$)

1. Beban pada Sag-Rod

Jumlah gording di bawah nok (n) = 3

$$\begin{aligned}
 F_{t,D} &= n \times \left(\frac{L}{2} \times q \times \sin \alpha \right) \\
 &= 3 \times \left(\frac{3,5}{2} \times 1,439 \times \sin(60^\circ) \right) \\
 &= 6,541 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha \\
 &= \frac{4}{2} \times 1 \times (60^\circ) \\
 &= 1,299 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Kombinasi Pembebanan

$$F_{t,U1} = 1,4 \times F_{t,D} = 1,4 \times 6,541 = 9,158 \text{ kN}$$

$$F_{t,U2} = 1,2 \times F_{t,D} + 1,6 \times F_{t,L} = 1,2 \times 6,541 + 1,6 \times 1,299 = 9,928 \text{ kN}$$

Digunakan nilai $F_{t,U}$ yang terbesar, yaitu $F_{t,U} = 9,928 \text{ kN}$

3. Luas batang sag-rod yang dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{F_t \cdot 10^3}{\phi F_y} = \frac{9,928 \times 10^3}{0,9 \times 240} = 45,963 \text{ mm}^2$$

4. Diameter sag-rod

$$D_{sr} = \sqrt{\frac{A_{sr}}{0,25 \times \pi}} = \sqrt{\frac{45,963}{0,25 \times \pi}} = 7,650 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Digunakan sag-rod dengan diameter 10 mm.

2.2.5 Perencanaan Beban Kuda-Kuda

Beban pada kuda-kuda terdiri dari beban mati yang meliputi beban akibat berat sendiri profil kuda-kuda, berat gording, atap dan plafon. Selain itu, beban pada kuda-kuda juga terdiri dari beban angin dan beban hidup. Pada struktur kuda-kuda tipe truss, semua beban dianggap bekerja tepat pada *joint*.

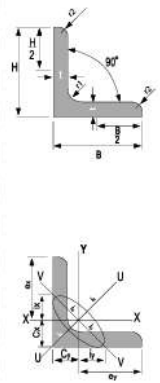
1. Beban Mati

Direncanakan kuda-kuda atap menggunakan profil *double angle* atau 2L dengan data sebagai berikut:

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS					SECTION AREA		UNIT WEIGHT				INFORMATIVE REFERENCE								REMARKS	
											CENTER OF GRAVITY Cx = Cy	GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA			RADIUS OF GYRATION OF AREA			MODULUS OF SECTION		
H x B	t	r1	r2	A	kg/m	kg/6m	kg/12m	cm	cm ²	cm ⁴		cm ⁴	cm ⁴	ix = iy	Max ix	Min ix	Zx = Zy	cm ³		
mm x mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	kg/6m	kg/12m	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm	cm ³				
40 x 40	4	4.5	2	3.080	2.42	14.52	29	1.090	3.530	5.80	1.460	1.230	1.55	0.79	1.210					
50 x 50	5	6.5	3	4.802	3.77	22.62	45	1.410	11.100	17.50	4.580	1.520	1.91	0.98	3.080					
50 x 50	6	6.5	4.5	5.644	4.43	26.58	53	1.440	12.600	20.00	5.230	1.500	1.88	0.96	3.550					
60 x 60	5	6.5	3	5.802	4.55	27.5	55	1.660	19.800	31.20	8.090	1.840	2.32	1.18	4.520					
60 x 60	6	6.5	3	6.910	5.42	32.5	65	1.700	22.790	36.16	9.420	1.820	2.29	1.17	5.280					
65 x 65	5	8.5	3	6.367	5.00	30	60	1.770	25.300	40.10	10.500	1.990	2.51	1.28	5.350					
65 x 65	6	8.5	4	7.527	5.91	35.5	71	1.810	29.400	46.60	12.200	1.980	2.49	1.27	6.260					
70 x 70	6	8.5	4	8.127	6.38	38.5	77	1.930	37.100	58.90	15.300	2.140	2.69	1.37	7.330					
75 x 75	6	8.5	4	8.727	6.85	41	82	2.060	46.100	73.20	19.000	2.300	2.90	1.48	8.470					
80 x 80	6	8.5	4	9.230	7.32	43.9	88	2.180	56.400	89.60	23.200	2.460	3.10	1.58	9.700					
90 x 90	7	10	5	12.220	9.59	57.6	115	2.460	93.000	148.00	38.300	2.760	3.48	1.77	14.200					
90 x 90	10	10	7	17.000	13.30	80	160	2.570	125.000	199.00	51.700	2.710	3.42	1.74	19.500					
100 x 100	7	10	5	13.820	10.70	64	128	2.710	129.000	205.00	53.200	3.080	3.88	1.98	17.700					
100 x 100	10	10	7	19.000	14.90	89.5	179	2.820	175.000	278.00	72.000	3.040	3.83	1.95	24.400					
120 x 120	8	12	5	18.760	14.70	88	176	3.240	258.000	410.00	106.000	3.710	4.67	2.38	29.500					
120 x 120	11	13	6.5	25.370	19.90	119.5	239	3.300	340.000	541.00	140.000	3.660	4.62	2.35	39.360					
120 x 120	12	13	6.5	27.540	21.60	130	259	3.400	367.000	583.00	151.000	3.650	4.60	2.35	42.680					
130 x 130	9	12	6	22.740	17.90	107.4	215	3.530	366.000	583.00	150.000	4.010	5.06	2.57	38.700					
130 x 130	12	12	6.5	29.760	23.40	140.5	281	3.640	467.000	743.00	192.000	3.960	5.00	2.54	49.900					
150 x 150	12	14	7	34.770	27.30	164	328	4.140	740.000	1,180.00	304.000	4.610	5.82	2.96	68.100					
150 x 150	15	14	10	42.740	33.60	202	403	4.240	888.000	1,410.00	365.000	4.560	5.75	2.92	82.600					
150 x 150	19	14	10	53.380	41.90	251.5	503	4.400	1,090.000	1,730.00	451.000	4.520	5.69	2.91	103.000					
175 x 175	12	15	11	40.520	31.80	191	382	4.730	1,170.000	1,860.00	480.000	5.380	6.78	3.44	91.800					
175 x 175	15	15	11	50.210	39.40	236.5	473	4.850	1,440.000	2,290.00	589.000	5.350	6.75	3.48	114.000					
200 x 200	15	17	12	57.750	45.30	272	544	5.460	2,180.000	3,470.00	891.000	6.140	7.75	3.93	150.000					
200 x 200	20	17	12	76.000	59.70	358	716	5.670	2,820.000	4,490.00	1,160.000	6.090	7.88	3.90	197.000					
200 x 200	25	17	12	93.750	73.60	442	883	5.860	3,420.000	5,420.00	1,410.000	6.040	7.61	3.88	242.000					
250 x 250	25	24	12	119.400	93.70	562	1124	7.100	6,950.000	11,000.00	2,860.000	7.630	9.62	4.89	388.000					
250 x 250	35	24	18	162.600	128.00	768	1536	7.450	9,110.000	14,400.00	3,790.000	7.490	9.42	4.83	519.000					

Diagram of an L-section with dimensions H, B, t, r1, r2, and centroid coordinates Cx, Cy. It also shows the radii of gyration ix, iy and the modulus of section Zx, Zy.

Diagram of a circular section with diameter D, radius r, and centroid coordinates Cx, Cy. It also shows the radii of gyration ix, iy and the modulus of section Zx, Zy.

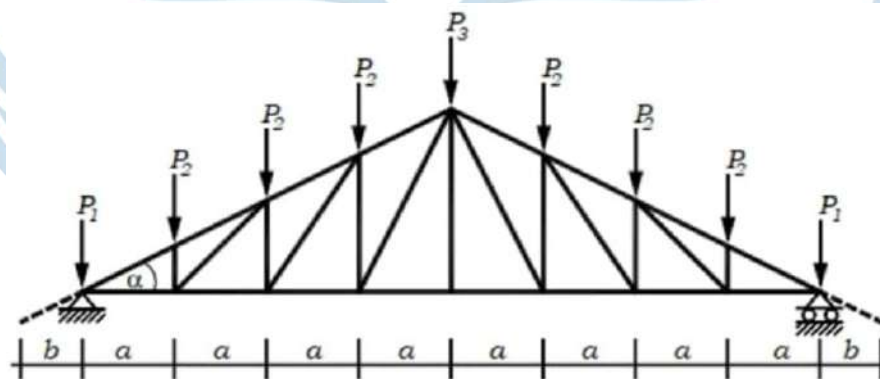


Gambar 2.8 Data Profil Baja *Equal Angle* (L)
(Sumber: Katalog PT. Gunung Raja Paksi Tbk)

Digunakan profil 2L 75×75×6 dengan berat profil kuda-kuda sebesar 6,85 kg/m atau 0,0685 kN/m

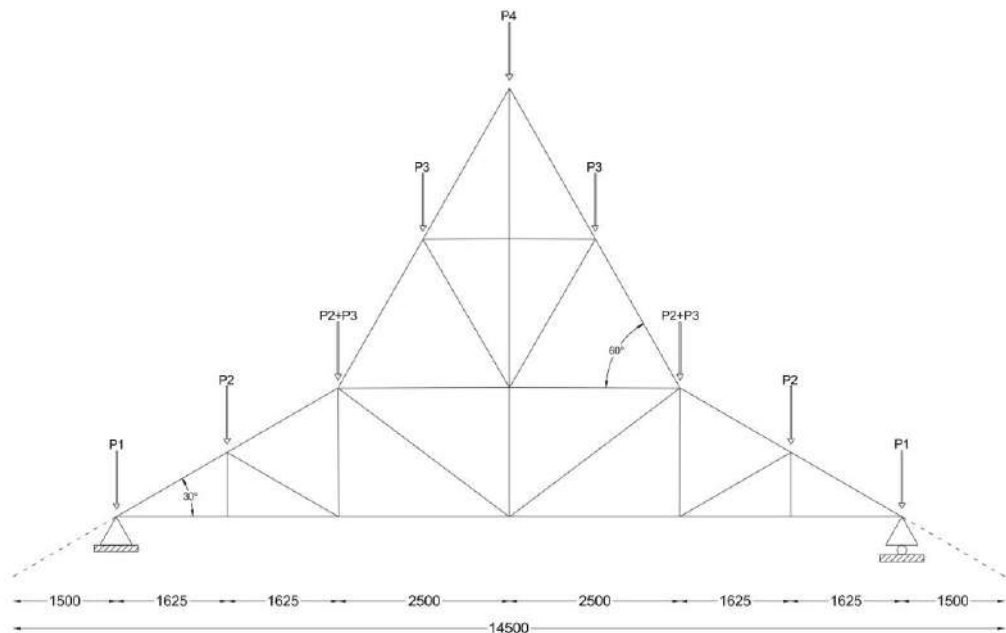
a 60° = 1,25 m

a 30° = 1,625 m



Gambar 2.9 Nilai a dan b pada Pembebanan Kuda-Kuda

Beban mati yang bekerja pada kuda-kuda bangunan ini dapat dilihat pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10 Beban Mati pada Kuda-Kuda

Perhitungan beban-beban mati yang bekerja pada kuda-kuda atap adalah sebagai berikut:

- Beban P1

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = \frac{a}{2} \times \text{berat kuda kuda} \quad (2.15)$$

$$= \frac{1,625}{2} \times 0,065$$

$$= 0,056 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m'} \quad (2.16)$$

$$= 3,5 \times 0,0637$$

$$= 0,223 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \quad (2.17)$$

$$= \frac{\left(\frac{1,625}{2} + 1,5\right)}{\cos 30^\circ} \times 3,5 \times 0,045$$

$$= 4,206 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafon} = \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafon} \quad (2.18)$$

$$= \left(\frac{1,625}{2} + 1,5 \right) \times 3,5 \times 0,02$$

$$= 1,619 \text{ kN}$$

$$P1 = 0,056 + 0,223 + 4,206 + 1,619 = 6,103 \text{ kN}$$

- Beban P2

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda kuda} \quad (2.19)$$

$$= 1,625 \times 0,0685$$

$$= 0,111 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m'} \quad (2.20)$$

$$= 3,5 \times 0,0637$$

$$= 0,223 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \quad (2.21)$$

$$= \frac{1,625}{\cos 30^\circ} \times 3,5 \times 0,045$$

$$= 2,955 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafon} = a \times L \times \text{berat plafon} \quad (2.22)$$

$$= 1,625 \times 3,5 \times 0,02$$

$$= 1,138 \text{ kN}$$

$$P2 = 0,111 + 0,223 + 2,955 + 1,138 = 4,437 \text{ kN}$$

- Beban P3

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda kuda}$$

$$= 1,25 \times 0,0685$$

$$= 0,086 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m'}$$

$$= 3,5 \times 0,0637$$

$$= 0,223 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$$

$$= \frac{1,25}{\cos 60^\circ} \times 3,5 \times 0,045$$

$$= 3,938 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafon} = a \times L \times \text{berat plafon}$$

$$= 1,25 \times 3,5 \times 0,02$$

$$= 0,875 \text{ kN}$$

$$\text{P3} = 0,086 + 0,223 + 3,938 + 0,875 = 5,121 \text{ kN}$$

- Beban P4

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda kuda}$$

$$= 1,25 \times 0,0685$$

$$= 0,086 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 2 \times L \times \text{berat gording per m'}$$

(2.23)

$$= 2 \times 3,5 \times 0,0637$$

$$= 0,446 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$$

$$= \frac{1,25}{\cos 60^\circ} \times 3,5 \times 0,045$$

$$= 3,938 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafon} = a \times L \times \text{berat plafon}$$

$$= 1,25 \times 3,5 \times 0,02$$

$$= 0,875 \text{ kN}$$

$$\text{Berat nok} = L \times \text{berat profil IWF} \quad (2.24)$$

$$= 3,5 \times 0,14$$

$$= 0,490 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,086 + 0,446 + 3,938 + 0,875 + 0,490$$

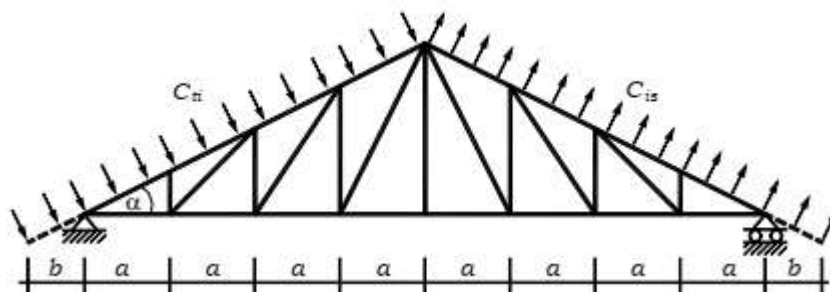
$$= 5,834 \text{ kN}$$

2. Beban Angin

Beban angin ditentukan oleh koefisien angin tiup (C_{ti}) dan angin isap (C_{is}) yang tertera dalam Tabel 2.1 dan seperti Gambar 2.11.

Tabel 2.1 Koefisien Tekanan Angin
Sumber: Gambar 27.3-1 SNI 1727:2020

Arah Angin	Di sisi angin datang									Di sisi angin pergi		
	Sudut, θ (derajat)									Sudut, θ (derajat)		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	$\geq 20^\circ$
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$		-0,7	-0,7	-0,3	-0,2	-0,2	0,0					
	$\leq 0,25$	-0,18	0,0	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,010	-0,3	-0,5	-0,6
		-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	0,010	-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	0,010	-0,7	-0,6	-0,6



Gambar 2.11 Beban Angin

Tanda positif dan negatif menandakan tekanan yang bekerja menuju dan menjauhi permukaan. Nilai L adalah dimensi horizontal bangunan gedung, diukur paralel terhadap arah angin, dan nilai h adalah tinggi atap rata-rata diukur dari dasar bangunan.

$$h/L = \frac{27122,5}{32000} = 0,848$$

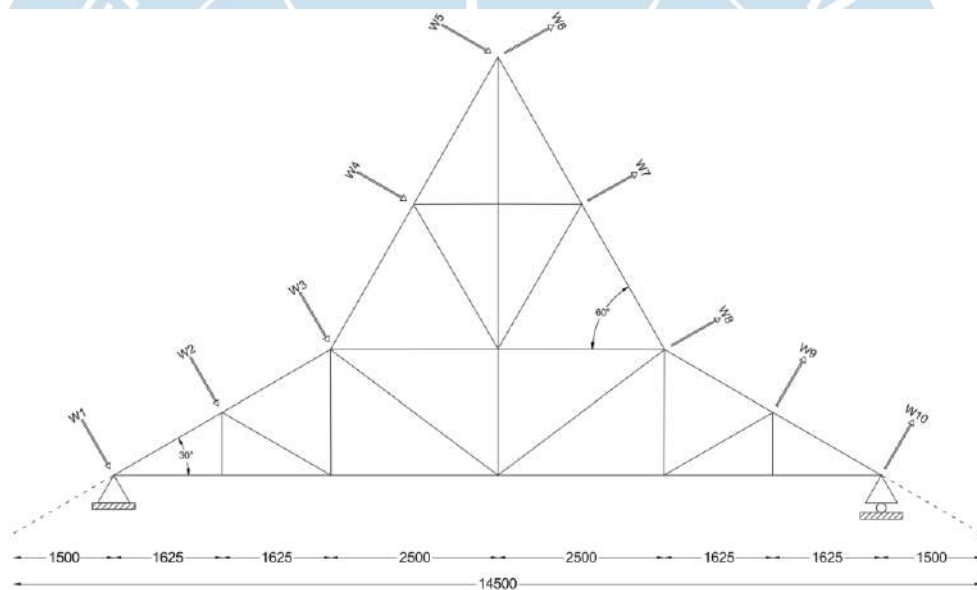
dengan inlai h/L yang diperoleh, dilakukan interpolasi dan diperoleh :

$$\text{Koefisien} = C_{ti} (\text{angin datang}) = 0,2$$

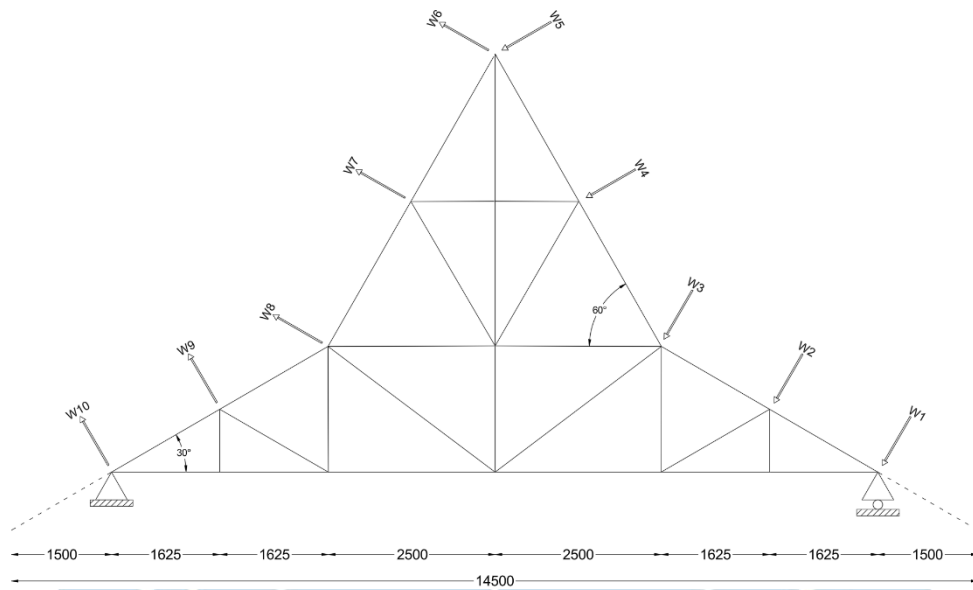
$$C_{is} (\text{angin pergi}) = -0,6$$

$$Q_w = 0,25$$

Beban angin yang bekerja pada bangunan ini dapat dilihat pada Gambar 2.12 dan Gambar 2.13.



Gambar 2.12 Beban Angin dari Kiri pada *Joint*



Gambar 2.13 Beban Angin dari Kanan pada *Joint*

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban } W1 &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w & (2.25) \\
 &= \frac{\left(\frac{1,625}{2} + 1,5\right)}{\cos 30^\circ} \times 0,2 \times 3,5 \times 0,25 \\
 &= 0,467 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban } W2 &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w & (2.26) \\
 &= \frac{1,625}{\cos 30^\circ} \times 0,2 \times 3,5 \times 0,25 \\
 &= 0,328 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban } W3_{60^\circ} &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w & (2.27) \\
 &= \frac{1}{2} \frac{1,25}{\cos 60^\circ} \times (0,6) \times 3,5 \times 0,25 \\
 &= 0,656 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban } W3_{30^\circ} &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{1}{2} \frac{1,625}{\cos 30^\circ} \times (0,2) \times 3,5 \times 0,25
 \end{aligned}$$

$$= 0,164 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W4} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1,25}{\cos 60^\circ} \times 0,2 \times 3,5 \times 0,25 \\ &= 0,438 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W5} &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \frac{1,25}{\cos 60^\circ} \times 0,2 \times 3,5 \times 0,25 \\ &= 0,219 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W6} &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \quad (2.28) \\ &= \frac{1}{2} \frac{1,25}{\cos 60^\circ} \times (-0,6) \times 3,5 \times 0,25 \\ &= -0,656 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W7} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \quad (2.29) \\ &= \frac{1,25}{\cos 60^\circ} \times (-0,6) \times 3,5 \times 0,25 \\ &= -1,313 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W8}_{60^\circ} &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= 121,25 \cos 60^\circ \times (-0,6) \times 3,5 \times 0,25 \\ &= -0,656 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W8}_{30^\circ} &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= 121,625 \cos 30^\circ \times (-0,6) \times 3,5 \times 0,25 \\ &= -0,493 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- \text{Beban W9} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
&= 1,625 \cos 30^\circ \times (-0,6) \times 3,5 \times 0,25 \\
&= -0,985 \text{ kN} \\
- \text{Beban W10} &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.30) \\
&= \frac{\left(\frac{1,625}{2} + 1,5\right)}{\cos 30^\circ} \times (-0,6) \times 3,5 \times 0,25 \\
&= -1,402 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2.2.6 Desain Elemen Kuda-Kuda Baja

Untuk mendesain elemen kuda-kuda, diperlukan gaya dalam yang terjadi pada setiap batang penyusun kuda-kuda. Oleh karena itu, digunakan bantuan *software ETABS* untuk melakukan pemodelan kuda-kuda agar diperoleh gaya dalam batang. Saat melakukan pemodelan, dilakukan input beban seperti yang telah dihitung pada bagian 2.2.5 Perencanaan Beban Kuda-Kuda. Selain itu, didefinisikan juga material yang digunakan yaitu profil baja 2L 75×75×6 dengan mutu BJ37. Untuk kombinasi beban, digunakan kombinasi 1,4D; 1,2D+1,6L; 1,2D+1,6L+0,5W; 0,9D+1W.

Setelah melakukan pemodelan dan *running analysis* pada *software ETABS*, langkah selanjutnya adalah pengambilan gaya dalam kuda-kuda, perencanaan elemen kuda-kuda, pemeriksaan kekuatan pada batang tekan, dan pemeriksaan kekuatan pada batang tarik.

2.2.6.1 Data Profil Baja

1. Data Profil L Terpakai

Profil L 75 × 75 × 6

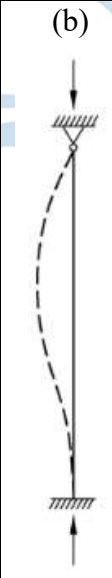
$$A = 872,7 \text{ mm}^2$$

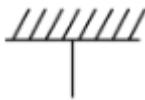
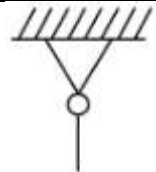
$$I_x = I_y = 461000 \text{ mm}^4$$

$i_x = i_y$	= 23 mm
$C_x = C_y$	= 20,6 mm
Tebal pelat buhul, T_p	= 10 mm
Tebal profil L, t	= 6 mm
Lebar profil L, b	= 75 mm
Modulus elastisitas baja, E	= 200000 MPa
Konstanta torsi, J	= 10368 mm ³
Modulus geser baja, G	= 77200
Faktor panjang tekuk, K	= 1 (sendi-sendu)

Pada analisis *truss* yang ideal, sambungan antar batang dianggap berbentuk sendi, yang berarti setiap komponen hanya mengalami gaya aksial tarik atau tekan saja. Oleh karena itu, faktor panjang tekuk atau K , digunakan nilai 1 (Tabel 2.2).

Tabel 2.2 Faktor Panjang Efektif (K)
Sumber: Tabel C-A-7.1 AISC 360-16

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Garis putus-putus menunjukkan bentuk tekukan pada saat kolom tertekuk						
Nilai K teoritis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0

Nilai K desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Keterangan	 Jepit	 Sendi	 Rol tanpa rotasi	 Ujung bebas		

2. Data Profil 2L Terpakai

Profil 2L 75 × 75 × 6

$$A_g = 2 \times 872,7 = 1745,4 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 461000 = 922000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = I_y + A_g \left(c_y + \frac{T_p}{2} \right)^2 \quad (2.31)$$

$$= 461000 + 1745,4 \left(20,6 + \frac{10}{2} \right)^2$$

$$= 1604865,344 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = i_x = 23 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} \quad (2.32)$$

$$= \sqrt{\frac{1604865,344}{1745,4}}$$

$$= 30,323 \text{ mm}$$

$X_0 = 0 \text{ mm}$, untuk profil *double angle*

$$Y_0 = C_y - \frac{t}{2} \quad (2.33)$$

$$= 20,6 - \frac{6}{2}$$

$$= 17,6 \text{ mm}$$

$$\bar{r}_0 = \frac{I_{xg} + I_{yg}}{A_g} + X_0^2 + Y_0^2 \quad (2.34)$$

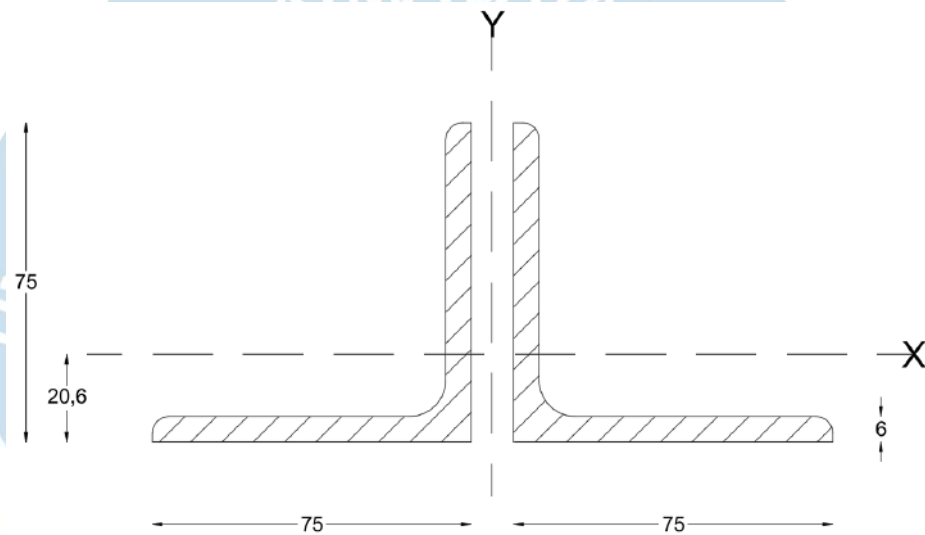
$$= \frac{922000 + 1604865,344}{1745,4} + 0^2 + 17,6^2$$

$$= 1757,489 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{\bar{r}_0} \quad (2.35)$$

$$= 1 - \frac{0^2 + 17,6^2}{1757,489}$$

$$= 0,824$$

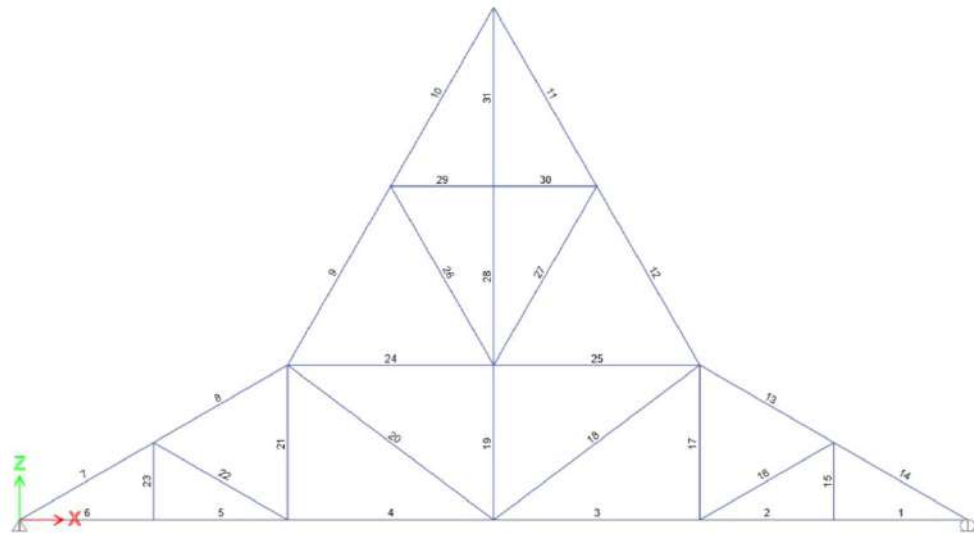


Gambar 2.14 Profil 2L 75x75x6

2.2.6.2 Pemodelan dan Output Gaya Dalam

Contoh perhitungan dilakukan pada kuda-kuda KD1. Untuk Kuda-Kuda lainnya, akan dibuat dalam bentuk rekapan.

1. Pemodelan Kuda-Kuda KD1



Gambar 2.15 Model Kuda-Kuda KD1 pada *ETABS*

2. Gaya Dalam Elemen Kuda-Kuda

Dalam analisis truss yang ideal, gaya yang terjadi hanya gaya aksial tarik dan tekan. Untuk contoh perhitungan, diambil nilai gaya tarik dan tekan terbesar dari batang eksterior dan interior dengan hasil sebagai berikut:

Batang Interior

Pu tekan = 25,564 kN

Pu tarik = 7,613 kN

L tekan = 2,5 m

L tarik = 1,8763 m

Batang Eksterior

Pu tekan = 52,737 kN

Pu tarik = 46,349 kN

L tekan = 1,8763 m

L tarik = 1,625 m

2.2.6.3 Perencanaan Sambungan Baut

Desain rencana ditentukan sebagai asumsi awal sambungan baut yang akan digunakan pada profil kuda – kuda. Desain rencana awal adalah sebagai berikut:

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$F_u = 370 \text{ MPa}$$

Kekuatan nominal dari baut dapat dilihat pada Tabel 2.3 berikut ini:

Tabel 2.3 Kekuatan Nominal Pengencang dan Bagian Berulir
Sumber: Tabel J3.2 SNI 1729:2020

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_{nt} , ksi (MPa)	Kekuatan Geser Nominal pada Sambungan Tipe Tumpu, F_{nv} , ksi (MPa)
Baut A307	45 (310)	27 (186)
Baut kelompok A (misal, A325), apabila ulir ada di bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut kelompok A (misal, A325), apabila ulir di luar bidang geser	90 (620)	68 (469)

Diameter baut serta besarnya lubang akibat baut yang akan digunakan dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.4 Dimensi Lubang Nominal, mm
Sumber: Tabel J3.3M SNI 1729:2020

Diameter Baut	Dimensi Lubang			
	Standar (Diameter)	Ukuran Berlebih (Diameter)	Standar (Diameter)	Slot Panjang (Lebar × Panjang)
M16	18	20	18 × 22	18 × 40
M20	22	24	22 × 26	22 × 50

Diameter Baut	Dimensi Lubang			
	Standar (Diameter)	Ukuran Berlebih (Diameter)	Standar (Diameter)	Slot Panjang (Lebar × Panjang)
M22	24	28	24 × 22	24 × 55
M24	27	30	27 × 22	27 × 60
M27	30	35	30 × 22	30 × 67
M30	33	38	33 × 22	33 × 75
≥M36	d+3	d+8	(d+3) × (d+10)	(d+3) × (2,5d)

Digunakan baut A325 dengan ulir pada bidang geser.

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter baut, } d_b = 18 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang, } d = 20 \text{ mm}$$

$$A_g (\text{profil 2L}) = 1745,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tebal profil, } t = 6 \text{ mm}$$

$$U_{bs} = 1 \text{ (Profil siku)}$$

$$\text{Tebal pelat buhul, } t_p = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Beban rencana, } P_u = 46,349 \text{ kN (Pengecekan terhadap beban tarik terbesar)}$$

Perhitungan Jumlah Baut Terpasang

1. Rencana Kuat Geser Baut

$$R_n = F_{nv} A_b \text{ (jumlah bidang geser)} \quad (2.36)$$

$$= 372 \times (0,25 \times \pi \times 18^2) \times 2$$

$$= 189324,940 \text{ N}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times R_n \quad (2.37)$$

$$= 0,75 \times 189324,940$$

$$= 141993 \text{ N}$$

$$= 141,994 \text{ kN}$$

2. Rencana Kuat Tumpu Baut

$$R_n = 2,4 \times d_b \times t \times F_u \quad (2.38)$$

$$= 2,4 \times 18 \times 6 \times 370$$

$$= 95904 \text{ N}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 95904$$

$$= 71928 \text{ N}$$

$$= 71,928 \text{ kN}$$

3. Jumlah Baut Terpakai (n)

Dipilih nilai terkecil dari kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut sebagai kekuatan baut, yaitu $\phi R_n = 71,928 \text{ kN}$

$$n = \frac{P_u}{\phi R_n}$$

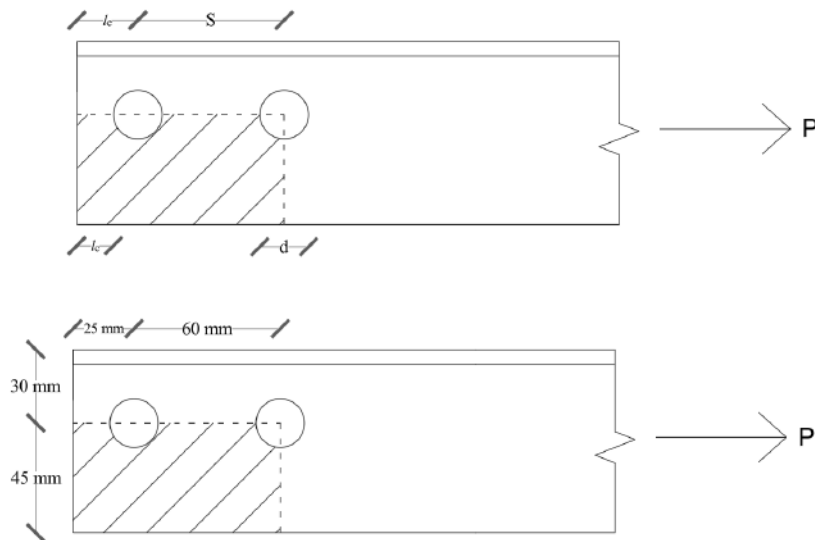
$$(2.39)$$

$$= \frac{46,349}{71,928}$$

$$= 0,644 \text{ dibulatkan menjadi 2 baut}$$

Pengecekan Keamanan Baut Terpasang Terhadap Beban Rencana

Dua baut yang diperoleh akan disusun dengan konfigurasi seperti pada Gambar 2.16.



Gambar 2.16 Susunan Baut Terpasang

1. Bearing strength: Tear Out

Nilai tear out strength baut berbeda antara baut tepi dan baut dalam.

$$l_c \text{ baut tepi} = l_e - \frac{d}{2} = 25 - \frac{20}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$l_c \text{ baut dalam} = S - d = 60 - 20 = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n \text{ baut tepi} &= 1,2 \times l_c \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 15 \times 6 \times 370 \\ &= 39960 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n \text{ baut dalam} &= 1,2 \times l_c \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 40 \times 6 \times 370 \\ &= 106560 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Rencana Kuat Geser Baut

Kuat geser baut bernilai sama untuk baut tepi maupun baut dalam.

$$R_n = 189324,940 \text{ N}$$

3. Rencana Kuat Tumpu Baut

Kuat tumpu baut bernilai sama untuk baut tepi maupun baut dalam.

$$R_n = 95904 \text{ N}$$

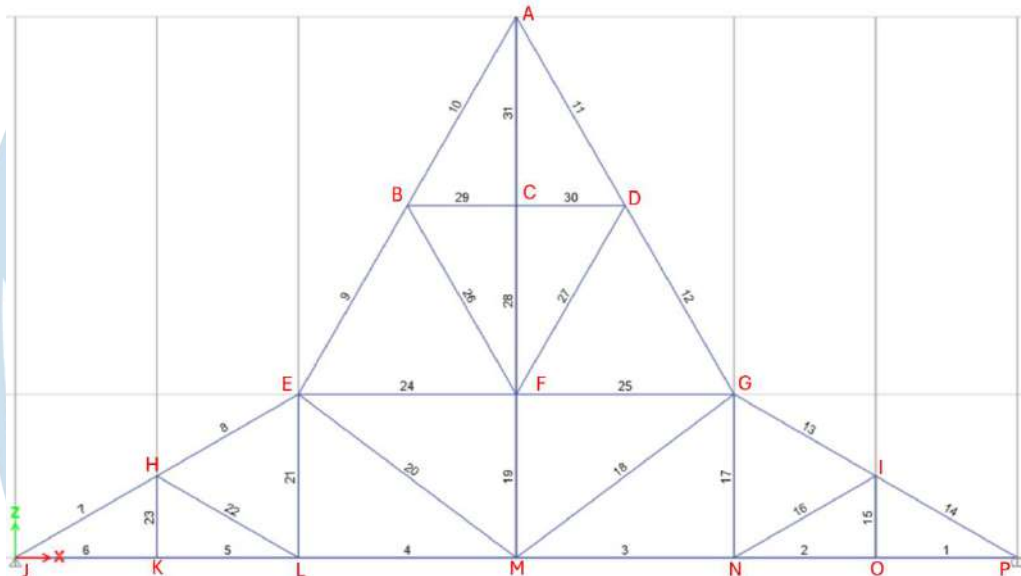
4. Kekuatan Baut Terpasang

$$R_n \text{ baut tepi} = 39960 \text{ N}$$

$$R_n \text{ baut dalam} = 95904 \text{ N}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times \frac{39960 + 95904}{1000} = 101,898 \text{ kN} > P_u = 45,369 \text{ kN} \text{ (aman)}$$

5. Rekapitulasi Jumlah Baut Setiap Sambungan pada KD1



Gambar 2.17 Sambungan KD1

Rekapan Jumlah baut pada KD1 adalah sebagai berikut:

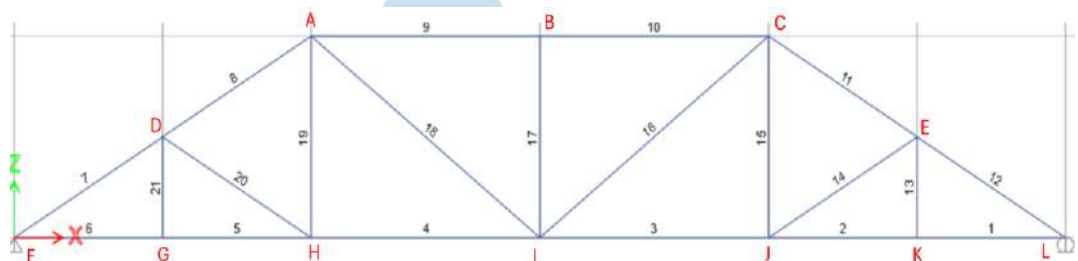
Tabel 2.5 Rekap Jumlah Baut KD1

Join/Sambungan	Batang Penyusun	$P_u(\text{kN})$	Jumlah baut (n) $n = \frac{P_u}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
A	11	6,523	0,091	2
	10	6,415	0,089	
	31	1,394	0,019	
B	9	18,346	0,255	2
	10	6,415	0,089	
	26	4,814	0,067	

Join/Sambungan	Batang Penyusun	Pu(kN)	Jumlah baut (n) $n = \frac{Pu}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
	29	8,141	0,113	
C	26	4,814	0,067	2
	27	5,730	0,080	
	28	1,339	0,019	
	29	8,141	0,113	
	30	8,141	0,113	
	31	1,394	0,019	
D	11	6,523	0,091	2
	12	19,107	0,266	
	27	5,730	0,080	
	30	8,141	0,113	
E	8	45,870	0,638	2
	9	18,346	0,255	
	20	6,482	0,090	
	21	6,163	0,086	
	24	25,564	0,355	
F	19	7,613	0,106	2
	24	25,564	0,355	
	25	25,564	0,355	
	26	4,814	0,067	
	27	5,730	0,080	
	28	1,339	0,019	
G	12	19,107	0,266	2
	13	45,870	0,638	
	17	3,510	0,049	
	18	6,543	0,091	
	25	25,564	0,355	
H	7	52,737	0,733	2
	8	45,870	0,638	
	22	6,875	0,096	
	23	0,048	0,001	
I	13	45,870	0,638	2
	14	52,737	0,733	
	15	0,048	0,001	
	16	6,875	0,096	
J	6	46,349	0,644	2

Join/Sambungan	Batang Penyusun	Pu(kN)	Jumlah baut (n) $n = \frac{Pu}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
	7	52,737	0,733	
K	5	46,349	0,644	2
	6	46,349	0,644	
	23	0,048	0,001	
L	4	40,501	0,563	2
	5	46,349	0,644	
	21	6,163	0,086	
	22	6,875	0,096	
M	3	39,720	0,552	2
	4	40,501	0,563	
	18	6,543	0,091	
	19	7,613	0,106	
	20	6,482	0,090	
N	2	45,668	0,635	2
	3	39,720	0,552	
	16	6,875	0,096	
	17	3,510	0,049	
	18	6,543	0,091	
O	1	45,668	0,635	2
	2	45,668	0,635	
	15	0,048	0,001	
P	1	45,668	0,635	2
	14	52,737	0,733	

6. Rekapitulasi Jumlah Baut Setiap Sambungan pada KD2



Gambar 2.18 Sambungan KD2

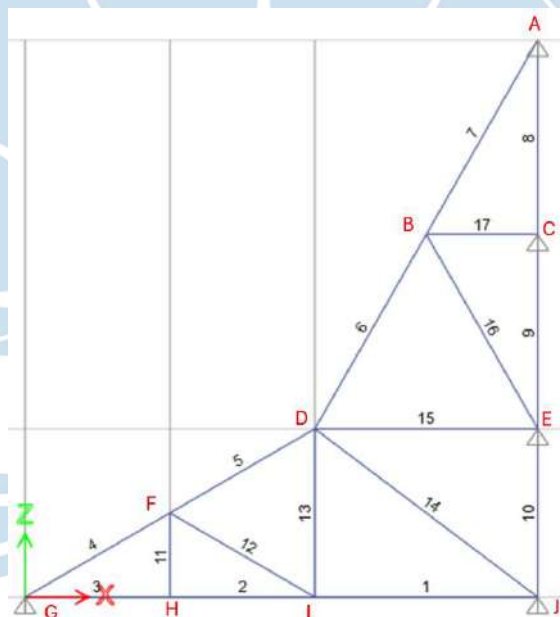
Rekapan Jumlah baut pada KD2 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.6 Rekap Jumlah Baut KD2

Join/Sambungan	Batang Penyusun	Pu(kN)	Jumlah baut (n) $n = \frac{Pu}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
A	8	21,734	0,302	2
	9	18,924	0,263	
	18	1,077	0,015	
	19	3,510	0,049	
B	9	18,924	0,263	2
	10	18,924	0,263	
	16	1,193	0,017	
	17	0,081	0,001	
	18	1,077	0,015	
C	10	18,924	0,263	2
	11	21,734	0,302	
	15	3,510	0,049	
	16	1,193	0,017	
D	1	24,764	0,344	2
	8	21,734	0,302	
	20	6,875	0,096	
	21	0,048	0,001	
E	11	21,734	0,302	2
	12	28,601	0,398	
	13	0,048	0,001	
	14	6,874	0,096	
F	7	28,601	0,398	2
	6	24,764	0,344	
G	5	24,764	0,344	2
	6	24,764	0,344	
	21	0,048	0,001	
H	4	18,817	0,262	2
	5	24,764	0,344	
	19	3,510	0,049	
	20	6,875	0,096	
I	3	18,817	0,262	2
	4	18,817	0,262	
	16	1,193	0,017	
	17	0,081	0,001	

Join/Sambungan	Batang Penyusun	Pu(kN)	Jumlah baut (n) $n = \frac{Pu}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
	18	1,077	0,015	
J	2	24,764	0,344	2
	3	18,817	0,262	
	14	6,874	0,096	
	15	3,510	0,049	
K	1	24,764	0,344	2
	2	24,764	0,344	
	13	0,048	0,001	
L	1	24,764	0,344	2
	12	28,601	0,398	

7. Rekapitulasi Jumlah Baut Setiap Sambungan pada KD3



Gambar 2.19 Sambungan KD3

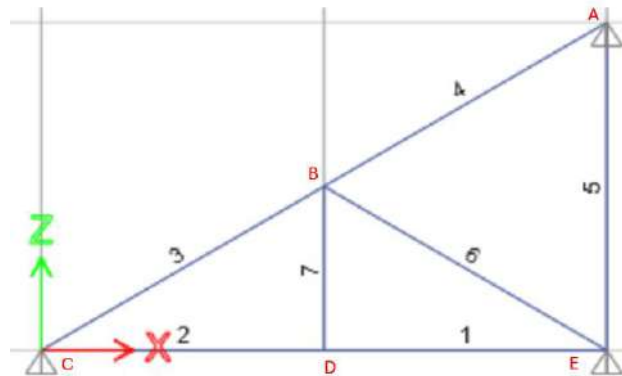
Rekapan Jumlah baut pada KD3 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.7 Rekap Jumla Baut KD3

Join/Sambungan	Batang Penyusun	Pu(kN)	Jumlah baut (n) $n = \frac{Pu}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
A	7	8,141	0,113	2
	8	0,020	0,000	

Join/Sambungan	Batang Penyusun	Pu(kN)	Jumlah baut (n) $n = \frac{Pu}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
B	6	6,136	0,085	2
	7	8,141	0,113	
	15	2,847	0,040	
	16	6,919	0,096	
	17	6,719	0,093	
C	8	0,020	0,000	2
	9	0,020	0,000	
	17	6,719	0,093	
D	5	2,328	0,032	2
	6	6,136	0,085	
	13	3,510	0,049	
	14	7,251	0,101	
	15	2,847	0,040	
E	9	0,020	0,000	2
	10	0,018	0,000	
	15	2,847	0,040	
	16	6,919	0,096	
F	4	9,195	0,128	2
	5	2,328	0,032	
	11	0,048	0,001	
	12	6,875	0,096	
G	3	2,586	0,036	2
	4	9,195	0,128	
H	2	2,586	0,036	2
	3	2,586	0,036	
	11	0,048	0,001	
I	1	3,362	0,047	2
	2	2,586	0,036	
	12	6,875	0,096	
	13	3,510	0,049	
J	1	3,362	0,047	2
	10	0,018	0,000	
	14	7,251	0,101	

8. Rekapitulasi Jumlah Baut Setiap Sambungan pada KD4



Gambar 2.20 Sambungan KD4

Rekap Jumlah baut pada KD4 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.8 Rekap Jumlah Baut KD4

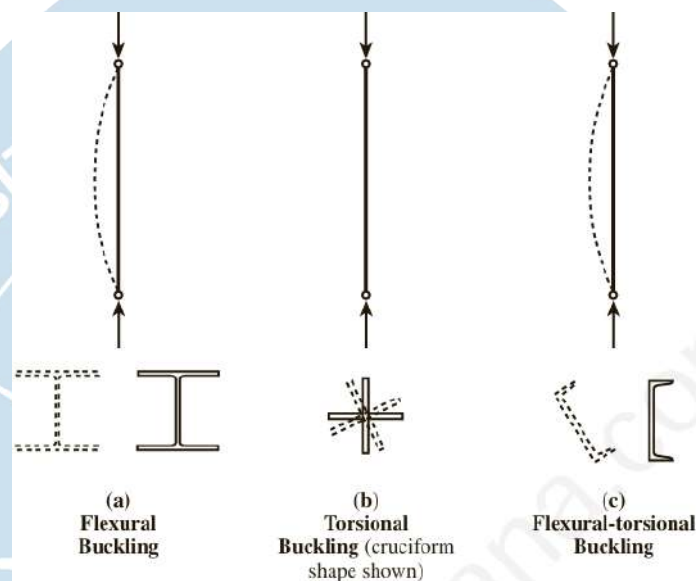
Join/Sambungan	Batang Penyusun	Pu (kN)	Jumlah baut (n) $n = \frac{Pu}{\phi R_n}$	Jumlah Baut Terpakai
A	4	3,441	0,048	2
	5	0,018	0,000	
B	3	3,441	0,048	2
	4	3,441	0,048	
	6	6,875	0,096	
	7	0,048	0,001	
C	2	0	0	2
	3	3,441	0,048	
D	1	0	0	2
	2	0	0	
	7	0,048	0,001	
E	1	0	0	2
	5	0,018	0	
	6	6,875	0,096	

2.2.6.4 Pemeriksaan Batang Tekan

Pada komponen struktur yang dibebani secara aksial tekan dan menyebabkan terjadinya tekuk global (tekuk yang dialami batang secara memanjang/longitudinal), ada tiga jenis potensi tekuk yang terjadi:

- Tekuk lentur, dapat terjadi pada seluruh penampang yang mengalami tekan. Bisanya terjadi pada sumbu dengan radius girasi (r) yang paling kecil.

- b. Tekuk torsi, dapat terjadi hanya pada profil sumbu simetri ganda dengan penampang langsing. Contohnya dalah penampang *cruciform* (penampang yang berbentuk tanda tambah “+”).
- c. Tekuk lentur-torsi, dapat terjadi pada batang dengan penampang yang memiliki satu sumbu simetri (profil CNP, T, siku tunggal sama kaki, dan siku ganda) dan penampang yang tidak memiliki sumbu simetri (profil siku tunggal tak sama kaki).



Gambar 2.21 Tekuk pada Komponen Batang Tekan
(Sumber: *Steel Design* 6th edition, William T. Segui, 2017)

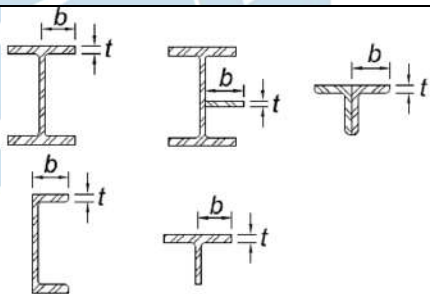
Karena profil yang digunakan adalah profil 2L atau siku ganda, maka potensi tekuk yang diperiksa adalah tekuk lentur dan tekuk lentur-torsi. Untuk tekuk torsi, diperiksa terlebih dahulu apakah penampang termasuk penampang langsing atau non-langsing.

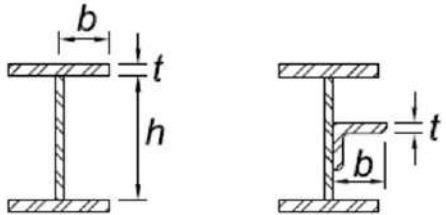
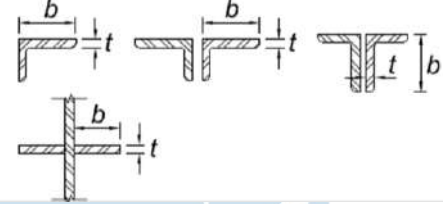
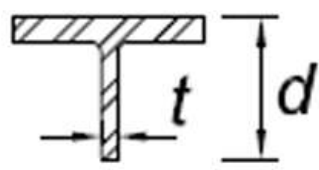
Klasifikasi Penampang:

Menurut SNI 1729:2020, penampang pada kondisi tekan dikategorikan sebagai elemen non-langsing atau elemen langsing. Sebuah profil dikatakan non-langsing apabila rasio tebal terhadap lebar pada elemen tekan tidak melebihi nilai batas λ_r yang tercantum dalam Tabel 2.9. Bila rasio tersebut melampaui nilai λ_r , maka penampang tersebut tergolong sebagai elemen langsing. Penampang langsing cenderung lebih rentan mengalami tekuk lokal sebelum dapat mencapai tegangan

leleh dari material, sedangkan penampang non-langsing mampu mencapai tegangan leleh material sebelum terjadinya tekuk lokal. Tekuk lokal yang terjadi pada penampang langsing menyebabkan penampang runtuh secara mendadak tanpa adanya deformasi plastis yang berarti. Oleh karena itu, untuk memastikan stabilitas, perlu dilakukan pemeriksaan terhadap rasio tebal-lebar sesuai ketentuan dalam Tabel 2.9, yang mengatur tentang batasan rasio tebal terhadap lebar pada elemen tekan dari komponen struktur yang menerima beban aksial.

Tabel 2.9 Rasio Lebar terhadap Tebal: Elemen Tekan
Komponen Struktur yang Mengalami Aksial Tekan
Sumber: Tabel B4.14 SNI 1729:2020

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio lebar terhadap tebal	Batasan rasio lebar terhadap tebal λ_r	Contoh
Elemen tidak diperkaku	1	Sayap dari Profil I canai panas, pelat yang diproyeksikan dari profil I canai panas; kaki berdiri bebas dari sepasang siku disambung dengan kontak menerus, sayap dari kanal, dan sayap dari T	$\frac{b}{t}$	$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio lebar terhadap tebal	Batasan rasio lebar terhadap tebal λ_r	Contoh
	2	Sayap profil I tersusun dan pelat atau kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	$\frac{b}{t}$	$0,64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
	3	Kaki siku tunggal, kaki siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tidak diperkaku lainnya	$\frac{b}{t}$	$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Badan T	$\frac{d}{t}$	$0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{b}{t} \\
 &(2.40) \\
 &= \frac{75}{6} \\
 &= 12,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\lambda_r &= 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
&= 12,990
\end{aligned}
\tag{2.41}$$

$\lambda = 12,5 < \lambda_r = 12,990$ maka penampang non-langsing.

Batang Interior:

1. Cek Rasio Kelangsingan Batang Tekan

SNI 1729:2020 menyatakan bahwa batang-batang yang di desain berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif, KL/r , sebaiknya tidak melebihi 200.

$$\begin{aligned}
\frac{KL}{r} &< 200 \\
\frac{KL}{r_{min}} &= \frac{1 \times 2500}{23} = 108,698 < 200, \text{ maka batang non-langsing}
\end{aligned}
\tag{2.42}$$

Digunakan r dengan nilai terkecil yaitu r_{xg} agar diperoleh rasio kelangsingan terbesar.

2. Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal E3, untuk komponen struktur tekan dengan elemen non-langsing, maka kekuatan tekan nominal atau P_n harus ditentukan berdasarkan keadaan batas saat terjadi tekuk lentur. Rumus untuk menghitung P_n adalah sebagai berikut:

$$P_n = F_{cr} \times A_g \tag{2.43}$$

Nilai F_{cr} atau tegangan kritis ditentukan sebagai berikut:

Jika $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$, maka digunakan persamaan:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \tag{2.44}$$

Jika $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$, maka digunakan persamaan:

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (2.45)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{min}}\right)^2} \quad (2.46)$$

Hasil pemeriksaan pada batang yang dianalisis adalah sebagai berikut:

$$\frac{KL}{r_{min}} = 108,696$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,966$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{108,696^2} = 167,073 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{167,073} = 1,437$$

Karena $\frac{KL}{r_{min}} = 108,696 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,966$ atau $\frac{F_y}{F_e} = 1,473 < 2,25$ maka batang mengalami *inelastic buckling* sehingga rumus mencari F_{cr} :

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{167,073}\right] 240 = 131,551 \text{ MPa}$$

3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur-Torsi

$$a = L = 2500 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r_{min}} = \frac{2500}{23} = 108,696 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r_{min}}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}, K_i = 0,5 \text{ untuk profil 2L (double angle)} \quad (2.47)$$

$$= \sqrt{\left(\frac{1 \times 2500}{23}\right)^2 + (0,5 \times 108,696)^2}$$

$$= 121,525$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 121,525 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,966$ maka rumus mencari F_{cr} :

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_m^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{121,525^2} \\ &= 133,658 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \\ &= \left[0,658^{\frac{240}{133,658}} \right] 240 \\ &= 113,191 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{crz} &= \frac{GJ}{A_g \times r_0^2} \\ &= \frac{77200 \times 10368}{1745,4 \times 1757,489} \\ &= 260,930 \text{ MPa} \end{aligned} \tag{2.48}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\ &= \left(\frac{113,191 + 260,930}{2 \times 0,824} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 113,191 \times 260,930 \times 0,824}{(113,191 + 260,930)^2}} \right] \\ &= 101,733 \text{ MPa} \end{aligned} \tag{2.49}$$

4. Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 131,551 \text{ MPa (pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 101,733 \text{ MPa (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai paling kecil yaitu $F_{cr} = 101,733 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g \tag{2.50}$$

$$= 0,9 \times 101,733 \times 1745,4$$

$$= 159,808 \text{ kN}$$

$\phi_c P_n = 159,808 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum (Pu tekan)} = 25,564 \text{ kN}$ maka batang dikatakan aman.

Batang Eksterior:

1. Cek Kelangsingan Batang Tekan

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{1 \times 1876,3}{23} = 81,578 < 200, \text{ maka batang non-langsing}$$

2. Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_{\min}} = 81,578$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,966$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{81,578^2} = 296,607 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{167,073} = 1,437$$

Karena $\frac{KL}{r_{\min}} = 81,578 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,966$ atau $\frac{F_y}{F_e} = 1,473 < 2,25$ maka batang mengalami *inelastic buckling* sehingga rumus mencari F_{cr} :

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{167,073} \right] 240 = 131,551 \text{ MPa}$$

3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$a = L = 1876,3 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r_{\min}} = \frac{1876,3}{23} = 81,578 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{1 \times 1876,4}{23}\right)^2 + (0,5 \times 81,578)^2}$$

$$= 91,207$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_m^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{91,207^2} = 237,285 \text{ MPa}$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 91,207 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,966$ maka rumus mencari F_{cr} :

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{237,285}\right] 240 = 157,166 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \times \bar{r}_0^2} = \frac{77200 \times 10368}{1745,4 \times 1757,489} = 260,930 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{157,166 + 260,930}{2 \times 0,824}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 157,166 \times 260,930 \times 0,824}{(157,166 + 260,930)^2}}\right]$$

$$= 132,868 \text{ MPa}$$

4. Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 171,052 \text{ MPa (pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 132,868 \text{ MPa (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai paling kecil yaitu $F_{cr} = 132,868 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 132,868 \times 1745,4$$

$$= 208,718 \text{ kN}$$

$\phi_c P_n = 208,718 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum (Pu tekan)} = 52,737 \text{ kN}$ maka penampang dikatakan aman.

2.2.6.5 Pemeriksaan Batang Tarik

Pu tarik terbesar = 46,349 kN

1. Cek Rasio Kelangsingan Batang :

SNI 1729:2020 menyatakan bahwa batang-batang yang di desain berdasarkan tekan, rasio kelangsingan, L/r , sebaiknya tidak melebihi 300.

$$\frac{L}{r} < 300 \quad (2.51)$$

Batang Interior

$$\lambda = \frac{L}{r_{\min}} = \frac{1876,3}{23} = 81,578$$

Karena $\lambda = 81,578 < 300$, maka batang non-langsing.

Batang Eksterior

$$\lambda = \frac{L}{r_{\min}} = \frac{1625}{23} = 70,652$$

Karena $\lambda = 70,652 < 300$, maka batang non-langsing.

2. Kegagalan Putus Tarik (*Fracture*) Pada Penampang Netto

Dua baut direncanakan disusun dalam satu baris sehingga $n = 1$, dan menggunakan profil 2L (*double angle*), sehingga digunakan faktor koreksi akibat shear-lag atau $U = 0,6$. Selain itu, nilai luas penampang netto dikalikan dengan 2 karena menggunakan profil *double angle* (ada 2 penampang).

$$A_n = A_g - n \times d \times t \quad (2.52)$$

$$= 1745,4 - (2 \times 20 \times 6 \times 1)$$

$$= 1505,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{n_{\max}} = 0,85 \times A_g \quad (2.53)$$

$$= 0,85 \times 1745,4$$

$$= 1483,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{n_{\text{use}}} = 1483,6 \text{ mm}^2$$

$$A_e = U \times A_n \quad (2.54)$$

$$= 0,6 \times 1483,6$$

$$= 890,154 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 F_u A_e \quad (2.55)$$

$$= 0,75 \times 370 \times 890,154$$

$$= 247017 \text{ N}$$

$$= 247,017 \text{ kN} > P_u = 46,349 \text{ kN (aman)}$$

3. Kegagalan Leleh Tarik (*Yield*) Pada Penampang Bruto

$$\phi P_n = 0,9 F_y A_g \quad (2.56)$$

$$= 0,9 \times 240 \times 1745,4$$

$$= 377006 \text{ N}$$

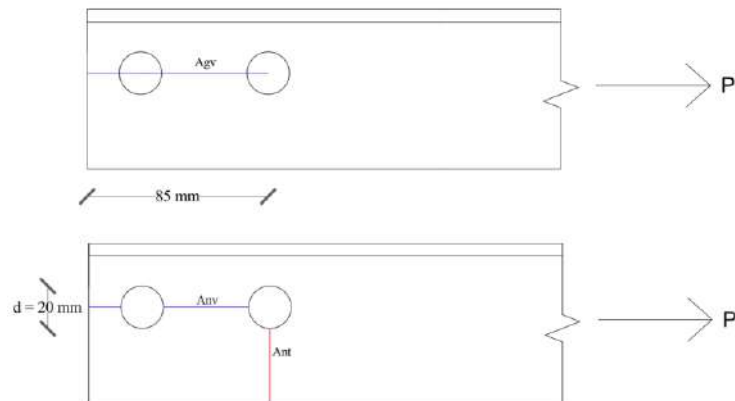
$$= 377,006 \text{ kN} > P_u = 46,349 \text{ kN (aman)}$$

4. *Block Shear*

Jarak as ke as baut minimum, $S = 3 \times d_b = 3 \times 18 = 54 \text{ mm}$, diambil 60 mm

Jarak tepi minimum, $l_e = 25 \text{ mm}$ (SNI 1729:2020 Tabel J3.4M)

Sketsa bidang geser dan bidang tarik akibat pemasangan baut dapat pada Gambar 2.22. beberapa parameter perhitungan dapat dilihat pada Gambar 2.16. nilai luas akan dikalikan dengan 2 karena terdapat 2 penampang (*double angle*).



Gambar 2.22 Sketsa Bidang Geser dan Bidang Tarik

$$\begin{aligned} A_{gv} &= \text{luas kotor di bagian yang mengalami geser} \\ &= t \times (S + l_e) \end{aligned} \quad (2.57)$$

$$= [6 \times (60 + 25)] \times 2$$

$$= 1020 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= \text{luas bersih yang mengalami geser} \\ &= A_{gv} - [(t \times 1,5 \times d) \times 2] \end{aligned} \quad (2.58)$$

$$= 1020 - [(6 \times 1,5 \times 20) \times 2]$$

$$= 660 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= \text{luas bersih bagian yang mengalami tarik} \\ &= [t \times (45 - 0,5 \times d)] \times 2 \end{aligned} \quad (2.59)$$

$$= [6 \times (45 - 0,5 \times 20)] \times 2$$

$$= 420 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 0,6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \quad (2.60)$$

$$= 0,6 \times 370 \times 660 + 1 \times 370 \times 420$$

$$= 301920 \text{ N}$$

$$R_{n_{\max}} = 0,6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \quad (2.61)$$

$$= 0,6 \times 240 \times 1020 + 1 \times 370 \times 420$$

$$= 302280 \text{ N}$$

$$R_{n_{use}} = 301920 \text{ N} = 301,92 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 301,92$$

$$= 226,44 \text{ kN} > P_u = 46,349 \text{ kN (aman)}$$

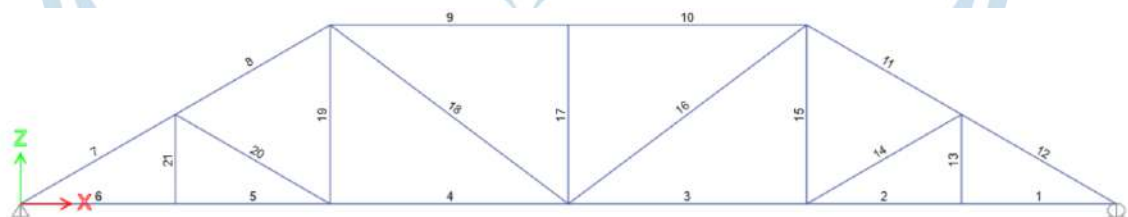
2.2.6.6 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD1

Tabel 2.10 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD1

No. Member	L (m)	P _u (kN)	Tipe Batang	KL/r Atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	φP _n (kN)	Cek
1	1,625	45,668	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
2	1,625	45,668	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
3	2,5	39,720	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
4	2,5	40,501	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
5	1,625	46,349	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
6	1,625	46,349	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
7	1,8763	-52,737	Tekan	81,578	Non-langsing	208,718	Aman
8	1,8763	-45,870	Tekan	81,578	Non-langsing	208,718	Aman
9	2,5	-18,346	Tekan	108,696	Non-langsing	159,808	Aman
10	2,5	-6,415	Tekan	108,696	Non-langsing	159,808	Aman
11	2,5	-6,523	Tekan	108,696	Non-langsing	159,808	Aman
12	2,5	-19,107	Tekan	108,696	Non-langsing	159,808	Aman
13	1,8763	-45,870	Tekan	81,578	Non-langsing	208,718	Aman
14	1,8763	-52,737	Tekan	81,578	Non-langsing	208,718	Aman
15	0,938	0,048	Tarik	40,783	Non-langsing	226,44	Aman
16	1,8763	-6,875	Tekan	81,578	Non-langsing	208,718	Aman
17	1,8763	3,510	Tarik	81,578	Non-langsing	226,44	Aman
18	3,1256	-6,543	Tekan	135,896	Non-langsing	110,597	Aman

No. Member	L (m)	Pu (kN)	Tipe Batang	KL/r Atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	ϕP_n (kN)	Cek
19	1,8763	7,613	Tarik	81,578	Non-langsing	226,44	Aman
20	3,1256	-6,482	Tekan	135,896	Non-langsing	110,597	Aman
21	1,876	6,163	Tarik	81,565	Non-langsing	226,44	Aman
22	1,8763	-6,875	Tekan	81,578	Non-langsing	208,718	Aman
23	0,938	0,048	Tarik	40,783	Non-langsing	226,44	Aman
24	2,5	-25,564	Tekan	108,696	Non-langsing	159,808	Aman
25	2,5	-25,564	Tekan	108,696	Non-langsing	159,808	Aman
26	2,5	4,814	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
27	2,5	5,730	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
28	2,165	1,339	Tarik	94,130	Non-langsing	226,44	Aman
29	1,25	-8,141	Tekan	54,348	Non-langsing	246,697	Aman
30	1,25	-8,141	Tekan	54,348	Non-langsing	246,697	Aman
31	2,165	1,394	Tarik	94,130	Non-langsing	226,44	Aman

2.2.6.7 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD2



Gambar 2.23 Model Kuda-Kuda KD2 pada ETABS

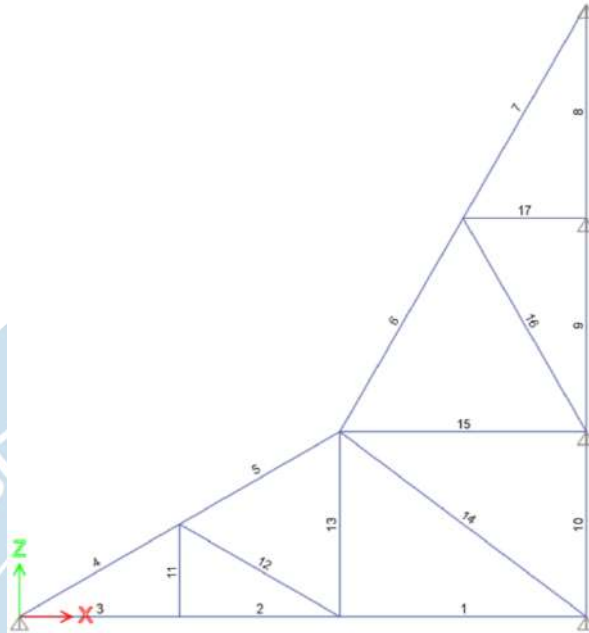
Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD2 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.11 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD2

No. Member	L (m)	Pu (kN)	Tipe Batang	KL/r atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	ϕP_n (kN)	Cek
1	1,625	24,764	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman

No. Member	L (m)	Pu (kN)	Tipe Batang	KL/r atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	ϕP_n (kN)	Cek
2	1,625	24,764	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
3	2,5	18,817	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
4	2,5	18,817	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
5	1,625	24,764	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
6	1,625	24,764	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
7	1,8763	-28,601	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
8	1,8763	-21,734	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
9	2,5	-18,924	Tekan	108,696	Non-langsing	116,918	Aman
10	2,5	-18,924	Tekan	108,696	Non-langsing	116,918	Aman
11	1,8763	-21,734	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
12	1,8763	-28,601	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
13	0,938	0,048	Tarik	40,783	Non-langsing	226,44	Aman
14	1,8763	-6,874	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
15	1,801	3,510	Tarik	78,304	Non-langsing	226,44	Aman
16	3,1256	1,193	Tarik	135,896	Non-langsing	226,44	Aman
17	1,801	-0,081	Tekan	78,304	Non-langsing	131,727	Aman
18	3,1256	1,077	Tarik	135,896	Non-langsing	226,44	Aman
19	1,801	3,510	Tarik	78,304	Non-langsing	226,44	Aman
20	1,8763	-6,875	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
21	0,938	0,048	Tarik	40,783	Non-langsing	226,44	Aman

2.2.6.8 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD3



Gambar 2.24 Model Kuda-Kuda KD3 pada ETABS

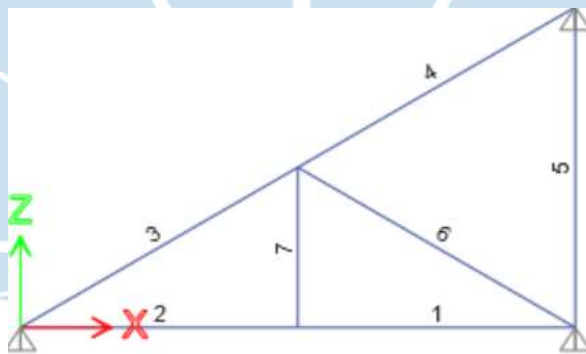
Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD3 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.12 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD3

No. Member	L (m)	Pu (kN)	Tipe Batang	KL/r Atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	ϕP_n (kN)	Cek
1	2,5	-3,362	Tekan	108,696	Non-langsing	116,918	Aman
2	1,625	2,586	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
3	1,625	2,586	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
4	1,8763	-9,195	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
5	1,8763	-2,328	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
6	2,5	6,136	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
7	2,5	8,141	Tarik	108,696	Non-langsing	226,44	Aman
8	2,165	-0,020	Tekan	94,130	Non-langsing	125,402	Aman
9	2,090	-0,020	Tekan	90,870	Non-langsing	126,923	Aman
10	1,8010	-0,018	Tekan	78,304	Non-langsing	131,727	Aman

No. Member	L (m)	Pu (kN)	Tipe Batang	KL/r Atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	ϕP_n (kN)	Cek
11	0,938	0,048	Tarik	40,783	Non-langsing	226,44	Aman
12	1,8763	-6,875	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
13	1,801	3,510	Tarik	78,304	Non-langsing	226,44	Aman
14	3,126	-7,251	Tekan	135,896	Non-langsing	93,415	Aman
15	2,5	-2,847	Tekan	108,696	Non-langsing	116,918	Aman
16	2,5	-6.919	Tekan	108,696	Non-langsing	116,918	Aman
17	0,789	6,719	Tarik	34,304	Non-langsing	226,44	Aman

2.2.6.9 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD4



Gambar 2.25 Model Kuda-Kuda KD4 pada ETABS

Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD4 adalah sebagai berikut:

Tabel 2.13 Rekap Perencanaan Profil Kuda-Kuda KD4

No. Member	L (m)	Pu (kN)	Tipe Batang	KL/r Atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	ϕP_n (kN)	Cek
1	1,625	0	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
2	1,625	0	Tarik	70,652	Non-langsing	226,44	Aman
3	1,8763	-3,441	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
4	1,8763	3,441	Tarik	81,578	Non-langsing	226,44	Aman

No. Member	L (m)	Pu (kN)	Tipe Batang	KL/r Atau L/r	Rasio Kelangsingan Batang	ϕP_n (kN)	Cek
5	1,8763	-0,018	Tekan	81,565	Non-langsing	130,626	Aman
6	1,8763	-6,875	Tekan	81,578	Non-langsing	130,622	Aman
7	0,938	0,048	Tarik	40,783	Non-langsing	226,44	Aman

2.2.7 Perancangan *Base Plate* dan Angkur

2.2.7.1 Properti Angkur dan *Base Plate*

1. Properti Angkur

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan ijin baja} = \frac{F_y}{1,67} = \frac{240}{1,67} = 143,71 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter angkur, } D_A = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah angkur, } n = 2$$

$$\text{Panjang Angkur, } L = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } \textit{Base Plate}, t = 15 \text{ mm}$$

$$P_u = 30,24 \text{ kN}$$

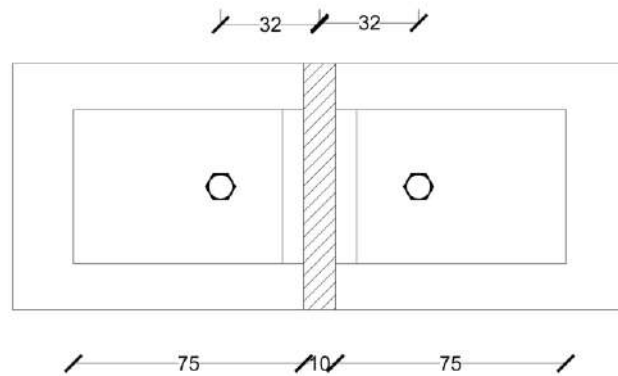
2. Properti *Base Plate*

Profil 2L 100x100x7

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$b = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi antar angkur} = 64 \text{ mm}$$



Gambar 2.26 Sketsa Pemasangan Angkur

2.2.7.2 Cek Kemampuan Beton, *Base Plate*, dan Angkur Terpasang

1. Cek Kemampuan Beton

$$\text{Tegangan Ijin Beton} = \frac{f'_c}{\phi} \quad (2.62)$$

$$= \frac{30}{0,45}$$

$$= 13,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan yang terjadi} = \frac{P}{DA \times n \times L} \quad (2.63)$$

$$= \frac{30,24 \times 1000}{16 \times 2 \times 350}$$

$$= 2,7 \text{ MPa} < \frac{f'_c}{\phi} = 13,5 \text{ MPa (Aman)}$$

2. Cek Kemampuan *Base Plate*

$$\text{Tegangan yang terjadi} = \frac{P_u}{DA \times n \times t} \quad (2.64)$$

$$= \frac{30,24 \times 1000}{16 \times 2 \times 15}$$

$$= 63 \text{ MPa} < \frac{F_y}{1,67} = 143,71 \text{ MPa (Aman)}$$

3. Cek Kekuatan Angkur

$$\text{Momen, M} = P_u \times b \quad (2.65)$$

$$= 30,24 \times 1000 \times 32$$

$$= 967680 \text{ Nmm}$$

$$\text{Torsi} = \frac{M \times c}{(n \times c)^2} \quad (2.66)$$

$$= \frac{967680 \times 10}{(2 \times 10)^2}$$

$$= 24192 \text{ N}$$

$$\text{Tegangan yang terjadi} = \frac{T}{n \times a} \quad (2.67)$$

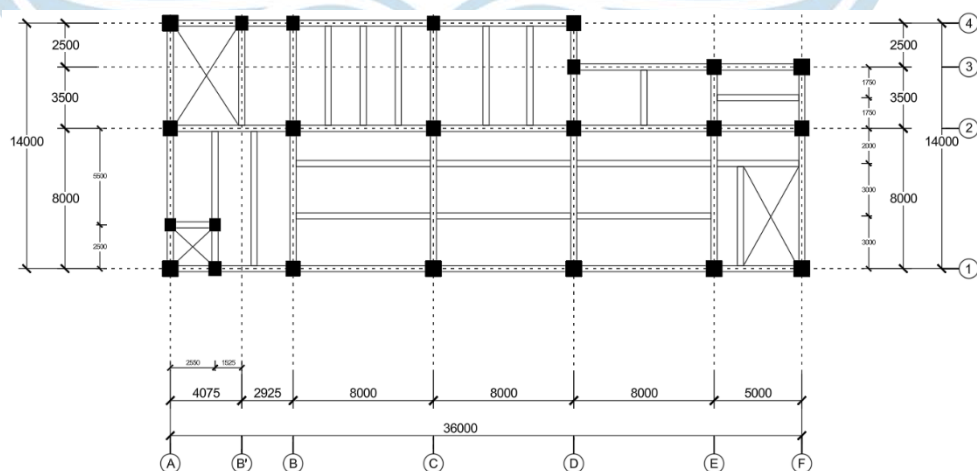
$$= \frac{24192}{2 \times 0.25 \times \pi \times 162}$$

$$= 60,161 \text{ MPa} < \frac{F_y}{1,67} = 143,71 \text{ MPa (Aman)}$$

2.3 Preliminary Design

Preliminary design adalah langkah untuk memperkirakan dimensi elemen struktur minimum. Hasil *preliminary design* sifatnya dapat berubah ketika telah dilakukan pemodelan bangunan pada *software* yang digunakan. Perubahan dimensi elemen seperti balok dan kolom dilakukan untuk memenuhi berbagai kriteria yang ada, misalnya untuk memenuhi simpangan antar lantai, dan sebagainya.

Direncanakan posisi pelat lantai, balok induk, balok anak, dan kolom sebagai berikut:



Gambar 2.27 Denah Bangunan

2.3.1 Kolom

Kolom adalah elemen struktural vertikal yang memiliki fungsi untuk menyalurkan beban struktur ke fondasi. Untuk *preliminary design*, digunakan:

Dimensi kolom : $b \times h = 700 \times 700 \text{ mm}$

2.3.2 Balok Induk

Balok induk merupakan komponen struktur utama yang berperan dalam menghubungkan dua kolom. Elemen ini berfungsi untuk mentransfer beban langsung menuju kolom. Proses perhitungan awal balok induk mengacu pada ketentuan dalam SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1 terkait tinggi minimum balok nonprategang.

Tabel 2.14 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Sumber: Tabel 9.3.1.1 SNI 2847:2019

Kondisi Perlekatan	Minimum h
Perlekatan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

Berdasarkan tabel tersebut, diambil perkiraan tinggi dan lebar balok induk berdasarkan kondisi tumpuan sebesar:

$$\text{Tinggi minimum } (h_{\min}) = \ell/16 \quad (2.68)$$

$$\text{Lebar minimum } (b_{\min}) = \frac{2}{3} h \quad (2.69)$$

Rekapitulasi *preliminary design* balok induk pada bangunan ini adalah sebagai berikut:

Tabel 2.15 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok Induk

Bentang, L (mm)	Tinggi Minimum, $h_{\min}$ (mm)	Lebar Minimum, $b_{\min}$ (mm)	Dimensi yang Digunakan
8000	500	333,33	350 × 600
7000	437,50	291,67	
6000	375	250	
5000	312,50	208,33	
4075	254,69	169,79	
2925	182,81	121,88	

2.3.3 Balok Anak

Balok anak merupakan elemen struktur yang menghubungkan dua balok induk dengan fungsi utama adalah untuk menyalurkan beban dari pelat secara langsung ke balok induk. *Preliminary design* balok anak mengacu pada Tabel 2.14, dengan asumsi bahwa balok anak memiliki kondisi tumpuan sederhana, sehingga tinggi dan lebarnya dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$\text{Tinggi minimum } (h_{\min}) = \ell / 16 \quad (2.70)$$

$$\text{Lebar minimum } (b_{\min}) = \frac{1}{2} h \quad (2.71)$$

Rekapitulasi *preliminary design* balok anak pada bangunan ini adalah sebagai berikut:

Tabel 2.16 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok Anak

Bentang, L (mm)	Tinggi Minimum, $h_{\min}$ (mm)	Lebar Minimum, $b_{\min}$ (mm)	Dimensi yang Digunakan
8000	500	250	350 × 500
6000	375	187,50	
5000	312,50	156,25	

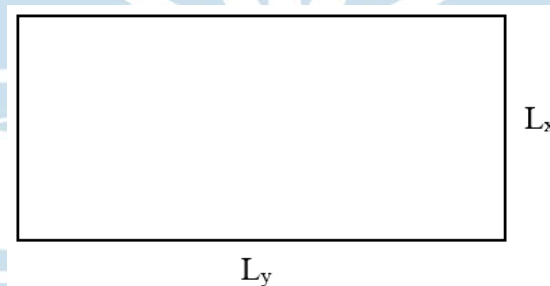
2.3.4 Pelat

Pelat atau slab merupakan elemen struktur yang memiliki fungsi utama sebagai permukaan lantai yang nantinya dapat digunakan untuk melakukan berbagai kegiatan. Pelat digunakan untuk menahan beban hidup (penghuni atau furnitur) dan beban mati (berat sendiri pelat dan penutup lantai), kemudian menyalurkannya ke balok. Jenis pelat pada bangunan dibedakan menjadi dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah.

2.3.4.1 Pelat Satu Arah

Menurut SNI 8900:2020, pelat dikategorikan sebagai pelat satu arah jika pelat memiliki bentuk persegi panjang dengan bentang yang lebih panjang atau L_y lebih dari dua kali bentang pelat yang lebih pendek atau L_x (Persamaan (2.72) dan Gambar 2.28)

$$\frac{L_y}{L_x} > 2 \quad (2.72)$$



Gambar 2.28 Geometri Pelat Satu Arah

Preliminary design untuk ketebalan pelat satu arah dilakukan berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 7.3.1.1.

Tabel 2.17 Ketebalan Minimum Pelat Satu Arah

Sumber: Tabel 7.3.1.1 SNI 2847:2019

Kondisi Tumpuan	h Minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Satu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$

Kondisi Tumpuan	h Minimum
Kantilever	$\ell/10$

Berikut adalah contoh *preliminary design* pelat satu arah tipe S1:

- Bentang panjang, L_y = 7000 mm
- Bentang pendek, L_x = 2925 mm
- Tipe pelat = $\frac{L_y}{L_x} = \frac{7000}{2925} = 2,393 > 2$, maka tergolong pelat satu arah
- Kondisi Tumpuan = Tumpuan sederhana
- Tebal minimum pelat = $\frac{L_x}{20} = \frac{2925}{20} = 146,25$ mm, digunakan 150 mm

Rekapitulasi *preliminary design* pelat satu arah dapat dilihat pada Tabel 2.18.

Tabel 2.18 Rekapitulasi *Preliminary Design* Pelat Satu Arah

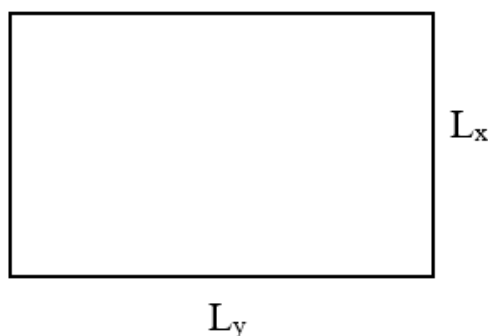
Kode Pelat	L_y (mm)	L_x (mm)	Kondisi Tumpuan	Tebal Minimum (mm)	Tebal Terpakai (mm)
S1	7000	2925	Tumpuan sederhana	146,250	150
S2	7000	2000	Satu ujung menerus	83,333	
S3	7000	3000	Tumpuan sederhana	150	
S4	7000	2500	Satu ujung menerus	104,167	
S6	5000	1750	Satu ujung menerus	72,917	
S7	5500	2550	Tumpuan sederhana	127,5	
S8	5500	2225	Satu ujung menerus	92,708	

Kode Pelat	L _y (mm)	L _x (mm)	Kondisi Tumpuan	Tebal Minimum (mm)	Tebal Terpakai (mm)
S9	8000	2000	Tumpuan sederhana	100	
S10	8000	3000	Satu ujung menerus	125	
S11	5000	2000	Tumpuan sederhana	100	
S12	6000	1500	Tumpuan sederhana	75	

2.3.4.2 Pelat Dua Arah

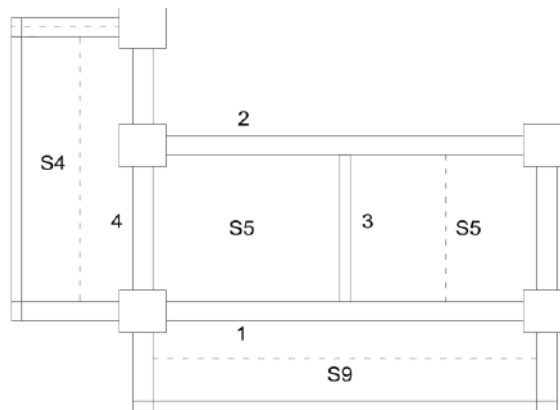
Menurut SNI 8900:2020, pelat dikategorikan sebagai pelat dua arah jika pelat memiliki bentuk persegi panjang dan ditumpu oleh tumpuan berupa dinding atau balok di semua sisi dengan bentang yang lebih panjang atau L_y kurang dari dua kali bentang pelat yang lebih pendek atau L_x (Persamaan (2.73) dan Gambar 2.29)

$$\frac{L_y}{L_x} \leq 2 \quad (2.73)$$



Gambar 2.29 Geometri Pelat Dua Arah

Pelat dua arah pada bangunan ini adalah pelat dengan kode S5. Berdasarkan gambar berikut, pelat S5 ditumpu oleh empat balok. Balok kode 1,2 dan 4 memiliki dimensi 350 × 600 dan balok kode 3 memiliki dimensi 350 × 500.



Gambar 2.30 Denah Pelat S5

Pelat tersebut ditumpu oleh balok pada seluruh sisinya. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.2, tebal pelat jenis ini tidak boleh kurang dari batasan yang tertera pada Tabel 2.19.

Tabel 2.19 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang yang Menumpu pada Balok di Semua Sisinya

Sumber: Tabel 8.3.1.2 SNI 2847:2019

α_{fm}	Tebal Minimum (mm)	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari	$\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)$
		$\frac{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}{125}$
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari	$\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)$
		$\frac{36 + 9\beta}{90}$

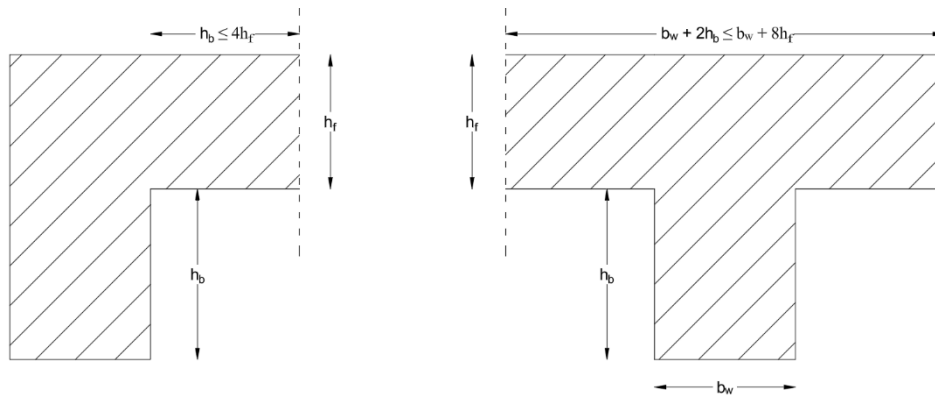
dengan,

α_{fm} = rata-rata rasio kekakuan pelat.

ℓ_n = jarak bersih terpanjang dari pelat.

β = rasio antara jarak bersih terpanjang dan jarak bersih terpendek dari pelat.

Jika pelat dicor secara monolit dengan balok, maka berdasarkan SNI 2847:2019 Gambar R8.4.1.8, penampang balok atau dimensi efektif dalam perhitungan momen inersia diatur sebagai berikut:



Gambar 2.31 Penampang Balok ketika Pelat dicor Monolit dengan Balok
Langkah-langkah *preliminary design* pelat dua arah S5 adalah sebagai berikut:

Diketahui:

Mutu tulangan pokok, f_y = 420 MPa

Kuat tekan beton, f_c' = 30 MPa

Bentang panjang, L_y = 4000 mm

Bentang pendek, L_x = 3500 mm

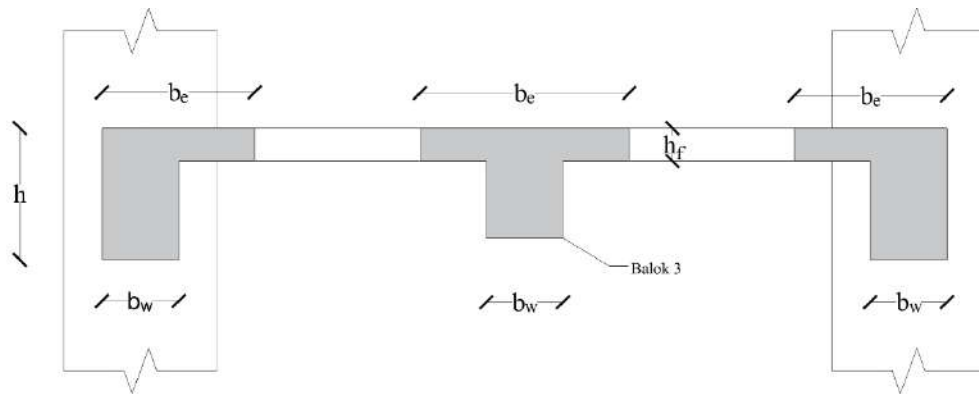
Tipe pelat = $\frac{L_y}{L_x} = \frac{4000}{3500} = 1,143 < 2$, maka tergolong pelat 2 arah

Tebal pelat, h_f (asumsi) = 150 mm

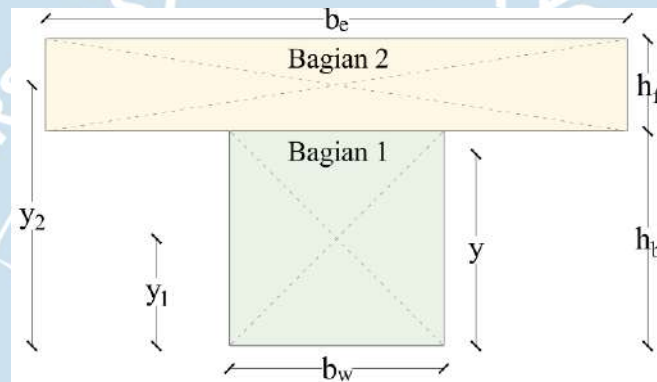
Perhitungan berikut adalah contoh perhitungan rasio kekakuan balok 3 terhadap pelat.

1. Dimensi efektif

Berdasarkan perletakannya, maka balok yang ditinjau berbentuk balok T dengan gambar sebagai berikut:



Gambar 2.32 Potongan Pelat Tipe S5



Gambar 2.33 Penampang Balok

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$h \text{ balok 3} = 500 \text{ mm}$$

$$h_b = 500 - 150 = 350 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = b_w + 2h_b = 350 + 2 \times 350 = 1050 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8h_f = 350 + 2 \times 150 = 1550 \text{ mm}$$

$$b_e = 1050 \text{ mm}$$

2. Luas Penampang Balok 3 (A_t)

$$\text{Bagian 1: } A_1 = h_b \times b_w = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Bagian 2: } A_2 = h_f \times b_e = 150 \times 1050 = 157500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total: } A_t = A_1 + A_2 = 122500 + 157500 = 280000 \text{ mm}^2$$

3. Titik Berat Penampang Balok 3 (y)

$$y_1 = \frac{h_b}{2} = \frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$$

$$y_2 = h_b + \frac{h_f}{2} = 350 + \frac{150}{2} = 425 \text{ mm}$$

$$y = \frac{A_1 \times y_1 + A_2 \times y_2}{A_t} = \frac{122500 \times 175 + 157500 \times 425}{280000} = 315,625 \text{ mm}$$

4. Momen Inersia Balok 3

$$\begin{aligned} I_{b3} &= \frac{1}{12} \times b_w \times h_b^3 + A_1 \times (y - y_1)^2 + \frac{1}{12} \times b_e \times h_f^3 + A_2 \times (y - y_2)^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 350 \times 350^3 + 122500 \times (315,625 - 175)^2 + \frac{1}{12} \times 1050 \times 150^3 + 157500 \\ &\quad \times (315,625 - 425)^2 \\ &= 5852473958 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

5. Inersia Pelat

- Inersia Pelat Bentang Panjang

$$I_{sL} = \frac{1}{12} \times L_x \times h_f^3 = \frac{1}{12} \times 3500 \times 150^3 = 984375000 \text{ mm}^4$$

- Inersia Pelat Bentang Pendek

$$I_{sS} = \frac{1}{12} \times L_y \times h_f^3 = \frac{1}{12} \times 4000 \times 150^3 = 1125000000 \text{ mm}^4$$

6. Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

- Modulus Elastisitas Beton pada Balok dan Pelat

$$E = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25743 \text{ MPa}$$

- Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat: Bentang Panjang

$$\alpha_{f1} = \frac{E \times I_{b3}}{E \times I_{sL}} = \frac{25743 \times 5852473958}{25743 \times 984375000} = 5,945$$

- Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat: Bentang Pendek

$$\alpha_{f2} = \frac{E \times I_{b3}}{E \times I_{sS}} = \frac{25743 \times 5852473958}{25743 \times 1125000000} = 5,202$$

- Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2}}{2} = \frac{5,945 + 5,202}{2} = 5,574$$

7. Rekap Perhitungan

Setelah melakukan perhitungan untuk Balok 3, selanjutnya dilakukan perhitungan untuk balok 1, 2, dan 4 yang dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.20 Rekapitulasi Perhitungan Rasio Kekakuan

Balok		Balok 1	Balok 2	Balok 3	Balok 4
Dimensi efektif (mm)	bw + 2hb atau hb	1250	450	1050	1250
	bw + 8hf atau 4hf	1550	600	1550	1550
Luasan penampang balok (mm ²)		345000	225000	280000	345000
Momen inersia balok (mm ⁴)		10713179348	7036875000	5852473958	10713179348
Inersia Pelat (mm ⁴)	Bentang panjang	984375000	984375000	984375000	984375000
	Bentang pendek	1125000000	1125000000	1125000000	1125000000
Modulus elastisitas balok dan pelat (MPa)		25743	25743	25743	25743
Rasio kekakuan balok terhadap pelat		10,203	6,702	5,574	10,203
Rasio kekakuan rata-rata		8,170			

8. Tebal Pelat Minimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2, maka tebal pelat minimum diambil

nilai terbesar antara 90 mm atau $h = \frac{L_n (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$

$$L_{ny} = 3650 \text{ mm}$$

$$L_{nx} = 3150 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_{ny}}{L_{nx}} = \frac{3650}{3150} = 1,159$$

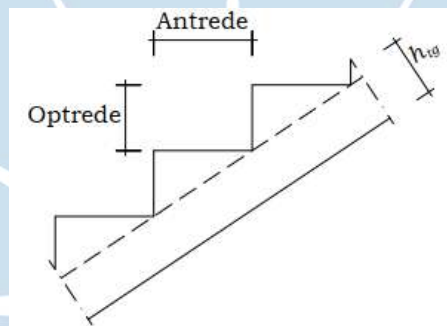
$$h = \frac{3650 \times (0,8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9 \times 1,159} = 86,477 \text{ mm}$$

Asumsi pelat = 150 mm > tebal minimum = 90 mm. Oleh karena itu, tebal pelat 150 mm dapat digunakan.

2.3.5 Tangga

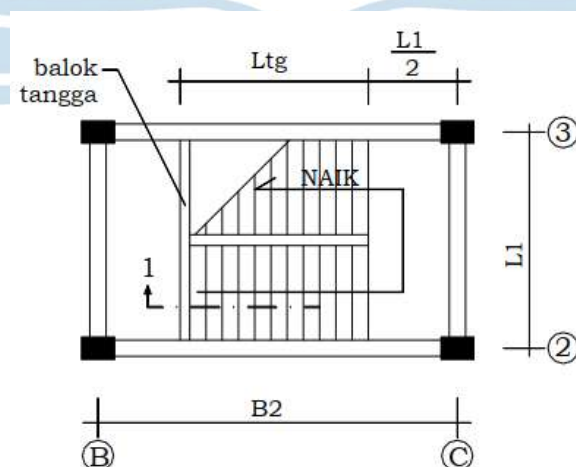
Untuk kenyamanan, terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam perancangan tangga, yaitu:

1. Lebar bordes minimal sama dengan lebar tangga
2. Tinggi oprade minimal 150 mm sampai 200 mm, dan lebar antrade minimal 280 mm sampai 300 mm. Ilustrasi dari oprade dan antrade pada tangga dapat dilihat pada Gambar 2.34.



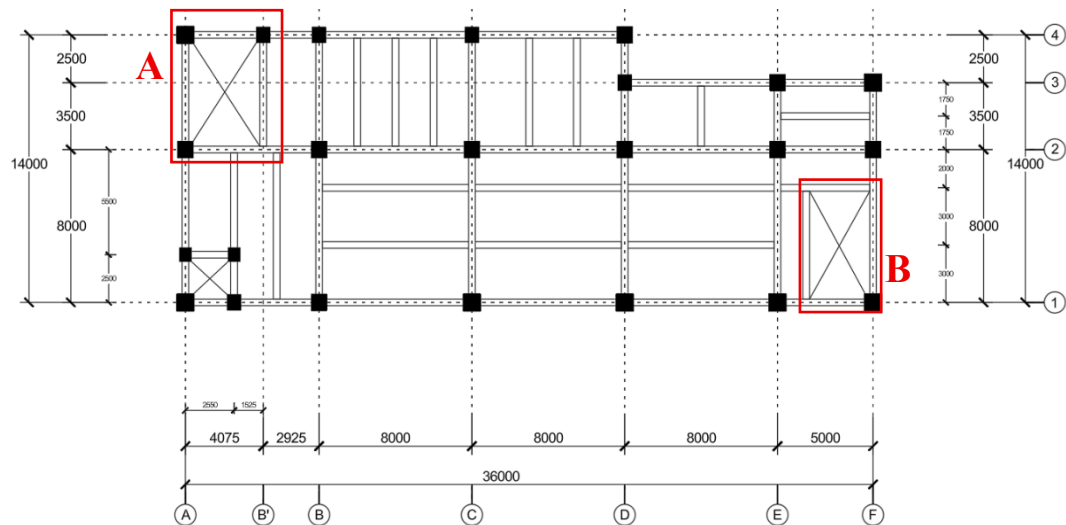
Gambar 2.34 Optrade dan Antrade pada Tangga

Denah ruang tangga dapat dilihat pada Gambar 2.35.



Gambar 2.35 Denah Ruang Tangga

Terdapat dua tangga pada bangunan ini yang dapat dilihat pada Gambar 2.36.



Gambar 2.36 Lokasi Tangga pada Bangunan

Lebar lantai tangga A, L_{1A} = 4075 mm

Lebar lantai tangga B, L_{1B} = 3500 mm

Lebar bordes A

$$= \frac{L_{1A}}{2}$$

$$= \frac{4075}{2}$$

$$= 2037,5 \text{ mm}$$

Lebar bordes B

$$= \frac{L_{1B}}{2}$$

$$= \frac{3500}{2}$$

$$= 1750 \text{ mm}$$

Optrade, O = 200 mm

Antrade, A = 280 mm

Tinggi antar lantai, H_{et} = 4000 mm

Tebal pelat tangga, H_{tg} = 140 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah anak tangga, } n &= \frac{H_{et}}{O} \\
 &= \frac{4000}{200} \\
 &= 20 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar tangga, } L_{tg} &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{H_{et}}{O} - 1 \right) A \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{4000}{200} - 1 \right) \times 280 \\
 &= 2520 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \tan^{-1} \left(\frac{O}{A} \right) \\
 &= \tan^{-1} \left(\frac{200}{280} \right) \\
 &= 35,54^\circ
 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal miring anak tangga (ekivalen) , } t_{at} = \frac{1}{2} \times O = \frac{1}{2} \times 200 = 100 \text{ mm}$$

2.4 Beban Pada Struktur

2.4.1 Beban Mati (DL)

Berat sendiri bangunan adalah berat yang berasal dari berat sendiri material penyusun elemen struktural bangunan. Cara untuk menghitung berat sendiri bangunan adalah dengan menghitung volume komponen struktural kemudian dikalikan dengan berat volume material bangunan. Bangunan Gedung Perkantoran Fakultas Kesehatan Masyarakat ini dirancang dengan menggunakan beton bertulang yang memiliki nilai berat volume (γ_{beton}) sebesar 24 kN/m³. Untuk menghitung berat sendiri bangunan dapat menggunakan cara manual maupun dengan menggunakan bantuan dari *software ETABS*. Contoh perhitungan berat sendiri komponen struktural secara manual adalah sebagai berikut:

- Berat sendiri balok

$$\text{Dimensi balok} = 350 \times 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat balok} &= 0,35 \times 0,6 \times 24 \\ &= 5,04 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Berat sendiri kolom

$$\begin{aligned}\text{Dimensi kolom} &= 700 \times 700 \text{ mm} \\ \text{Berat kolom} &= 0,7 \times 0,7 \times 24 \\ &= 11,76 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned}\text{Tebal pelat} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Berat sendiri pelat} &= 0,15 \times 24 \\ &= 3,6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

2.4.2 **Beban Mati Tambahan (SIDL)**

Superimposed dead load (SIDL) atau beban mati tambahan adalah beban mati yang bersifat permanen pada bangunan. Beban mati tambahan ini berbeda dari beban mati (akibat berat sendiri elemen struktural) karena berasal dari elemen-elemen non-struktural. Contoh dari beban mati tambahan adalah dari finishing lantai (keramik). Beban mati tambahan yang direncanakan pada bangunan ini adalah sebagai berikut:

1. Beban *waterproofing*

Berdasarkan SNI 8900:2020 Tabel 4.5.3.1d, diperoleh beban untuk membran tahan air berupa cairan yang dilapiskan adalah $0,05 \text{ kN/m}^2$.

2. Beban MEP

Berdasarkan SNI 8900:2020 Tabel 4.5.3.1a, diperoleh beban untuk saluran mekanikal sebesar $0,2 \text{ kN/m}^2$ dan untuk sistem elektrikal sebesar $0,05 \text{ kN/m}^2$. Oleh karena itu, total beban MEP pada bangunan ini adalah $0,25 \text{ kN/m}^2$

3. Beban spesi dan keramik

Berdasarkan SNI 8900:2020 Tabel 4.4, nilai massa jenis untuk ubin keramik diperoleh sebesar 24 kN/m^3 dan untuk spesi sebesar 21 kN/m^3 . Dengan menggunakan data tersebut, perhitungan untuk beban spesi dan keramik adalah sebagai berikut:

$$\text{Berat spesi} = \text{tebal spesi} \times \gamma_{\text{spesi}} = 0,04 \times 21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat keramik} = \text{tebal keramik} \times \gamma_{\text{keramik}} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban spesi dan keramik} = 0,84 + 0,24 = 1,08 \text{ kN/m}^2$$

4. Beban plafon

Berdasarkan SNI 8900:2020 Tabel 4.4, nilai massa jenis untuk gipsum diperoleh sebesar 8 kN/m^3 . Oleh karena itu, beban plafon adalah:

$$\text{Berat plafon} = \text{tebal plafon} \times \gamma_{\text{gypsum}} = \frac{9}{1000} \times 8 = 0,072 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan beban-beban yang telah diuraikan di atas, beban mati tambahan total pada pelat dapat dihitung sebagai berikut:

1. Pelat lantai tipikal

$$q_{DL} = 0,25 + 1,08 + 0,072 = 1,402 \text{ kN/m}^2$$

2. Pelat lantai rooftop

$$q_{DL} = 0,25 + 0,072 + 0,05 = 0,372 \text{ kN/m}^2$$

2.4.3 Beban Hidup (LL)

Beban hidup (*live load*) adalah beban maksimum yang dapat terjadi akibat dari penggunaan ruangan pada bangunan. Beban hidup bangunan bersifat sementara dan dapat berubah-ubah, seperti berat penghuni, perabotan, dan peralatan. Oleh karena itu, ruangan dengan fungsi yang berbeda akan memiliki nilai beban hidup yang berbeda pula. Penentuan beban hidup yang direncanakan untuk bangunan ini

mengacu pada SNI 1727:2020 tentang Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain. Berikut adalah beban hidup yang direncanakan pada bangunan:

1. LL Koridor = $4,79 \text{ kN/m}^2$
2. LL Kantor = $2,4 \text{ kN/m}^2$
3. LL Toilet = $2,87 \text{ kN/m}^2$
4. LL Gudang = 6 kN/m^2
5. LL Bordes = $4,79 \text{ kN/m}^2$
6. LL *Rooftop* = 1 kN/m^2

2.5 Distribusi Gaya Gempa Statik Ekuivalen

Bangunan ini akan direncanakan sebagai bangunan tahan gempa sesuai dengan konsep serta peraturan yang tertera dalam SNI 1726:2019. Untuk merencanakan struktur yang tahan gempa, perlu diperhatikan dan ditentukan parameter-parameter seperti klasifikasi situs, kategori risiko bangunan, faktor keutamaan gempa, parameter respon spektrum, periode fundamental bangunan, serta koefisien respon seismik.

1. Menentukan Nilai S_s dan S_1

Nilai S_s dan S_1 ditentukan berdasarkan lokasi bangunan yang dirancang. Dengan menggunakan website Desain Spektra Indonesia, diperoleh:

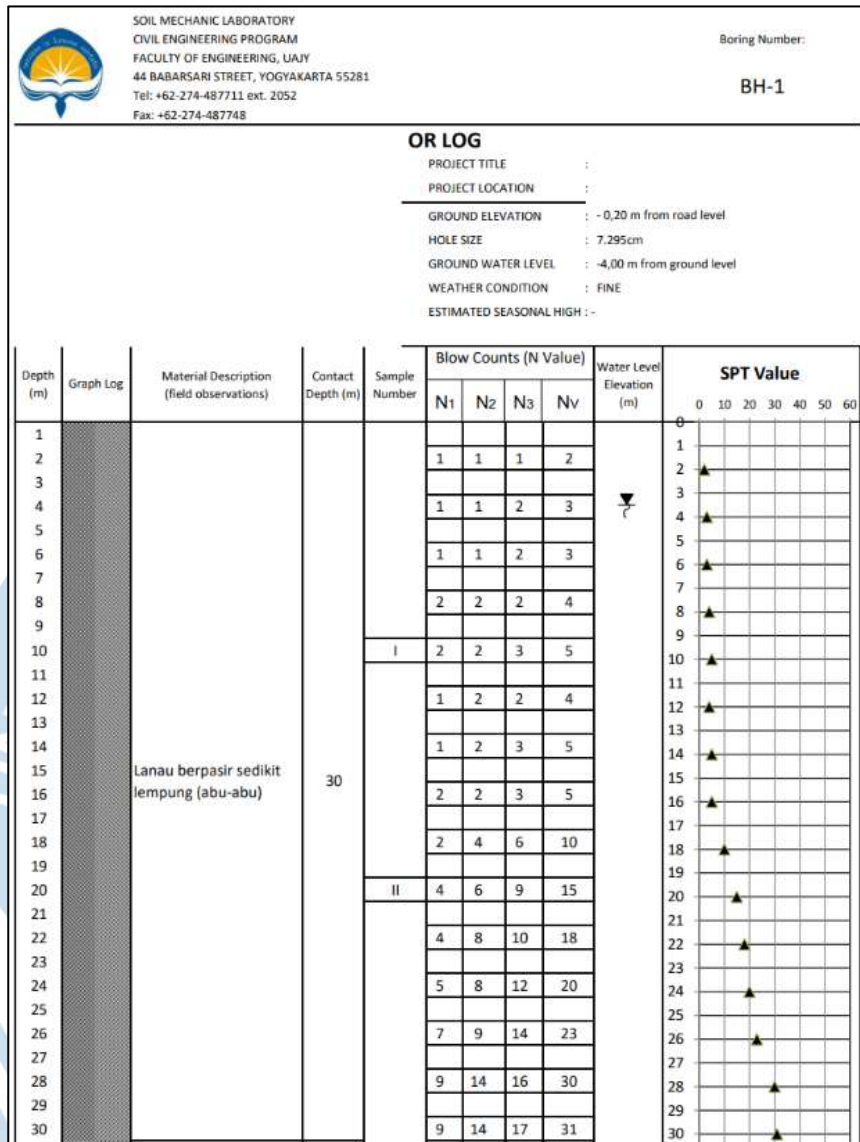
Nama kota = Semarang

S_s = $0,911 \text{ g}$

S_1 = $0,391 \text{ g}$

2. Menentukan kelas situs (*Classification Site*) berdasarkan hasil Penyelidikan Tanah

Pengujian tanah dilakukan dengan uji SPT dan juga CPT. Pada uji SPT, nilai N diperoleh setiap interval 2,0 meter dari permukaan tanah. Hasil uji SPT dapat dilihat pada Gambar 2.37.



Gambar 2.37 Hasil Pengujian SPT

Klasifikasi situs ini dikategorikan menjadi beberapa kelas situs, dimulai dari kelas situs A hingga kelas situs F. Penentuan kelas situs tersebut mengacu pada SNI 1726:2019 yang terperinci dalam Tabel 2.21 berikut :

Tabel 2.21 Klasifikasi Situs
Sumber: Tabel 5 SNI 1726:2019

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	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 plasitisitas $PI > 75$) lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		
Catatan: N/A = tidak dapat dipakai			

Dilakukan klasifikasi situs berdasarkan data hasil uji Standard Penetration Test (SPT) hingga kedalaman 30 m. Nilai N-SPT yang diperoleh harus dikoreksi terlebih dahulu. Koreksi nilai N-merupakan hal yang perlu

dilakukan karena selama pengujian terdapat faktor-faktor yang dapat mempengaruhi nilai N-SPT yang diperoleh. Untuk melakukan koreksi nilai N-SPT terhadap koreksi pelaksanaan pengujian, digunakan rumus berikut:

$$N_{60} = \frac{E_m \times C_B \times C_S \times C_R}{0,6} \times N \quad (2.74)$$

dengan ,

N_{60} = Hasil koreksi efisiensi terhadap SPT lapangan

N = Hasil N-SPT di lapangan

E_m = Hammer efficiency ($\approx 0,6$)

C_S = Koreksi sampler (digunakan tabung standar)

C_B = koreksi diameter bor (digunakan diameter 65 s.d 115 mm)

C_R = Koreksi panjang tali

Parameter koreksi tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.22 berikut:

Tabel 2.22 Koreksi-koreksi yang digunakan dalam Uji SPT

Sumber: Tabel 1 SNI 4153:2008

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
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_B	0,75
Panjang batang	3 s.d 4 m	C_B	0,8
Panjang batang	4 s.d 6 m	C_B	0,85
Panjang batang	6 s.d 10 m	C_B	0,95
Panjang batang	10 s.d 30 m	C_B	1,0
Pengambilan contoh	Tabung standar	C_S	1,0
Pengambilan contoh	Tabung dengan pelapis (liner)	C_S	1,1 s.d 1,3

Dengan demikian, dapat diperoleh nilai koreksi N-SPT terhadap pelaksanaan pengujian adalah sebagai berikut:

Tabel 2.23 Koreksi N-SPT

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	N-SPT	E_m	C_s	C_R	C_B	N_{60}
0,00 s/d 2,00	2	0,6	1	0,75	1	1,5
2,00 s/d 4,00	3	0,6	1	0,8	1	2,4
4,00 s/d 6,00	3	0,6	1	0,85	1	2,55
6,00 s/d 8,00	4	0,6	1	0,95	1	3,8
8,00 s/d 10,00	5	0,6	1	0,95	1	4,75
10,00 s/d 12,00	4	0,6	1	1	1	4
12,00 s/d 14,00	5	0,6	1	1	1	5
14,00 s/d 16,00	5	0,6	1	1	1	5
16,00 s/d 18,00	10	0,6	1	1	1	10
18,00 s/d 20,00	15	0,6	1	1	1	15
20,00 s/d 22,00	18	0,6	1	1	1	18
22,00 s/d 24,00	20	0,6	1	1	1	20
24,00 s/d 26,00	23	0,6	1	1	1	23
26,00 s/d 28,00	30	0,6	1	1	1	30
28,00 s/d 30,00	31	0,6	1	1	1	31

Dikarenakan nilai N_{60} tidak begitu signifikan perbedaannya dengan nilai N-SPT, maka perhitungan klasifikasi situs yang digunakan akan menggunakan data N-SPT. Hasil perhitungan klasifikasi situs adalah sebagai berikut:

Tabel 2.24 Perhitungan Klasifikasi Situs dengan Hasil Uji SPT

Kedalaman (m)	d_i	N_i	d_i/N_i
0,00 s/d 2,00	2	2	1
2,00 s/d 4,00	2	3	0,667

Kedalaman (m)	d _i	N _i	d _i /N _i
4,00 s/d 6,00	2	3	0,667
6,00 s/d 8,00	2	4	0,5
8,00 s/d 10,00	2	5	0,4
10,00 s/d 12,00	2	4	0,5
12,00 s/d 14,00	2	5	0,4
14,00 s/d 16,00	2	5	0,4
16,00 s/d 18,00	2	10	0,2
18,00 s/d 20,00	2	15	0,133
20,00 s/d 22,00	2	18	0,111
22,00 s/d 24,00	2	20	0,1
24,00 s/d 26,00	2	23	0,0869
26,00 s/d 28,00	2	30	0,0667
28,00 s/d 30,00	2	31	0,0645

$$\begin{aligned}\bar{N} &= \frac{\sum_{n=1}^{30} d_i}{\sum_{n=1}^{30} \frac{d_i}{N_i}} \\ &= \frac{30}{5,296} \\ &= 5,665\end{aligned}\quad (2.75)$$

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh $\bar{N} = 5,665 < 15$, sehingga berdasarkan Tabel 2.21, dapat disimpulkan bahwa lokasi yang ditinjau termasuk kedalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

3. Menentukan nilai F_a dan F_v

Nilai F_a (faktor amplifikasi untuk percepatan pada periode pendek) dan F_v (faktor amplifikasi pada periode 1 detik) dapat diperoleh dengan menggunakan SNI 1726:2019 Tabel 6 dan Tabel 7.

Tabel 2.25 Koefisien Situs, F_a
Sumber: Tabel 6 SNI 1726:2019

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) 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	S_s					

Tabel 2.26 Koefisien Situs, F_v
Sumber: Tabel 7 SNI 1726:2019

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	S_s					

Berdasarkan nilai S_s dan S_1 yang telah diperoleh, dilakukan interpolasi dari kedua tabel di atas untuk kelas situs SE. Diperoleh:

$$F_a = 1,171$$

$$F_v = 2,436$$

4. Menghitung S_{MS} dan S_{M1}

Nilai S_{MS} (parameter respons spektral percepatan pada periode pendek) dan S_{M1} (parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik) dapat diperoleh dengan menggunakan SNI 1726:2019 Persamaan 7 dan Persamaan 8.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.76)$$

$$= 1,171 \times 0,911$$

$$= 1,067$$

$$S_{M1} = F_a \times S_s \quad (2.77)$$

$$= 2,436 \times 0,391$$

$$= 0,952$$

5. Menghitung S_{DS} dan S_{D1}

Nilai S_{DS} (parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek) dan S_{D1} (parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik) dapat diperoleh dengan menggunakan SNI 1726:2019 Persamaan 9 dan Persamaan 10.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.78)$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,067$$

$$= 0,711$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{D1} \quad (2.79)$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,952$$

$$= 0,635$$

6. Menentukan Batasan T_0 dan T_s , serta T_L

Periode getar fundamental struktur dapat dihitung melalui SNI 1726:2019 Pasal 6.4.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.80)$$

$$= 0,2 \times \frac{0,635}{0,711}$$

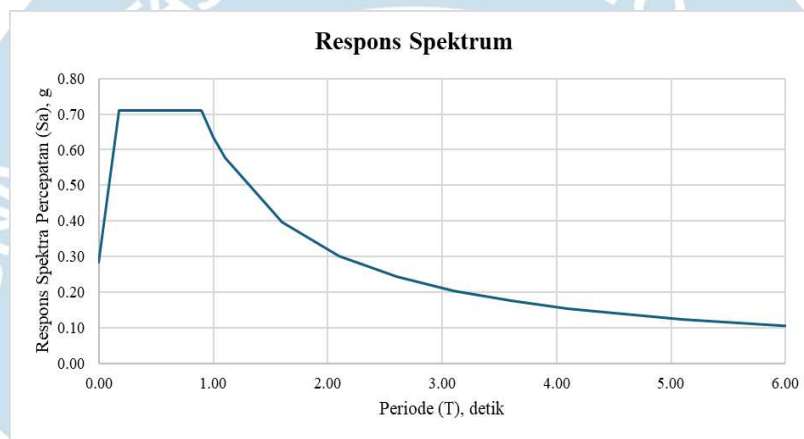
$$= 0,179 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,635}{0,711} \\
 &= 0,893 \text{ detik}
 \end{aligned}
 \tag{2.81}$$

Nilai T_L diperoleh dari SNI 1726:2019 Gambar 20 tentang peta transisi periode panjang wilayah Indonesia.

$$T_L = 20 \text{ detik}$$

7. Gambar Respons Spektrum



Gambar 2.38 Gambar Respons Spektrum

8. Menentukan Kategori Resiko Gedung Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko bangunan menurut SNI (Standar Nasional Indonesia) dilakukan berdasarkan fungsi dari bangunan yang dirancang. Semakin tinggi kategori risiko suatu bangunan, maka makin penting juga untuk memperkuat struktur bangunan. Hal ini karena kategori risiko yang ditetapkan berkaitan erat dengan dampak sosial dan keselamatan jiwa. Kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 2.27:

Tabel 2.27 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Sumber: Tabel 3 SNI 1726:2019

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
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 - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Karena fungsi dari bangunan yang akan dirancang adalah sebagai gedung perkantoran, maka berdasarkan Tabel 2.27, bangunan ini termasuk dalam kategori risiko II. Setelah mengetahui kategori risiko dari bangunan, selanjutnya adalah menentukan faktor keutamaan gempa yang dilakukan berdasarkan Tabel 2.28.

Tabel 2.28 Faktor Keutamaan Gempa

Sumber: Tabel 4 SNI 1726:2019

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

Karena bangunan yang direncanakan termasuk kategori risiko II, maka diperoleh nilai $I_e = 1$.

9. Kategori Desain Seismik (KDS)

Kategori Desain Seismik (KDS) dapat ditentukan berdasarkan tabel pada SNI 1726:2019 sebagai berikut:

Tabel 2.29 Kategori Desain Seismik berdasarkan Periode Pendek

Sumber: Tabel 8 SNI 1726:2019

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

Tabel 2.30 Kategori Desain Seismik berdasarkan periode 1 detik

Sumber: Tabel 9 SNI 1726:2019

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

Dengan nilai $S_{DS} = 0,711$ dan termasuk kategori risiko IV, maka tergolong KDS D. Sedangkan jika berdasarkan $S_{D1} = 0,635$ maka termasuk KDS D.

Sehingga dapat disimpulkan Gedung Perkantoran Fakultas Kesehatan Masyarakat termasuk dalam KDS D.

10. Periode Fundamental Bangunan (T)

Struktur yang digunakan pada gedung perkantoran ini merupakan rangka beton pemikul momen, dengan tinggi total bangunan mencapai 20 meter. Oleh karena itu, penentuan periode natural (T) dilakukan dengan membandingkan rumus yang dijelaskan sebagai berikut:

- Periode Fundamental Pendekatan berdasarkan Tipe Struktur dan Material Penyusunnya

Analisis struktur dapat menggunakan nilai periode pendekatan, T_a , yang diperoleh dari perhitungan menggunakan persamaan 30 SNI 1726:2019 yaitu sebagai berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (2.82)$$

dengan,

h_n = tinggi bangunan (m)

C_t = koefisien sesuai Tabel 18 SNI 1726:2019

Tabel 2.31 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Sumber: Tabel 18 SNI 1726:2019

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75

Tipe Struktur	C _t	x
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Gedung perkantoran fakultas kesehatan masyarakat:

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0466 \times 20^{0,9} = 0,691 \text{ detik}$$

- Periode Fundamental Maksimal

Periode fundamental maksimal, T_{maks} , adalah hasil perkalian antara koefisien batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a). Nilai T_{maks} ini kemudian dibandingkan dengan nilai T_{comp} . Karena nilai T_{comp} tidak diketahui maka dianggap 0. Nilai C_u dapat dilihat pada Tabel 2.32.

Tabel 2.32 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Sumber: Tabel 17 SNI 1726:2019

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Karena nilai $S_{D1} = 0,635 \geq 0,4$ maka diperoleh $C_u = 1,4$. Berdasarkan ketentuan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2, maka:

$$T_{maks} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,691 = 0,967 \text{ detik}$$

- Membandingkan berbagai Nilai T

Hasil yang diperoleh pada ketiga perhitungan di atas dibandingkan dengan ketentuan sebagai berikut:

- $T_{comp} > C_u \times T_a$, digunakan $T = C_u \times T_a$

- $T_a < T_{comp} < C_u \times T_a$
- $T_{comp} < T_a$, digunakan T_a

Setelah dilakukan perbandingan diperoleh $T = 0,691$ detik.

11. Faktor untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Faktor untuk sistem pemikul gaya seismik dapat dilihat pada Tabel 2.33.

Tabel 2.33 Faktor R , Ω_0 , dan C_d untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sumber: Tabel 12 SNI 1726:2019

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
C. Sistem rangka pemikul momen								
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB

Berdasarkan tabel di atas, maka digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan $R = 8$, $\Omega_0=3$, dan $C_d=5,5$.

12. Berat Satuan Elemen Struktural

- Beban Satuan Pelat Lantai Rooftop ($t = 150$ mm)

$$\text{Beban sendiri} = \frac{150}{1000} \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban mati tambahan} = 0,372 \text{ kN/m}^2 \quad +$$

$$\text{DL} = 3,972 \text{ kN/m}^2$$

- Beban Satuan Pelat Lantai Tipikal ($t = 150$ mm)

$$\text{Beban sendiri} = \frac{150}{1000} \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi} = \text{tebal spesi} \times \gamma_{\text{spesi}} = 0,04 \times 21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat keramik} = \text{tebal} \times \gamma_{\text{keramik}} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing (perkiraan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } q_{tg} &= (4,13 + 2,95 + 0,84 + 0,24 + 1) \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 9,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bordes:

$$\text{Berat sendiri pelat} = H_{tg} \times \gamma_{\text{beton}} = \frac{140}{1000} \times 24 = 3,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi} = \text{tebal spesi} \times \gamma_{\text{spesi}} = 0,04 \times 21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat keramik} &= \text{tebal keramik} \times \gamma_{\text{keramik}} = 0,01 \times 24 \\ &= 0,24 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat railing (perkiraan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } q_{bd} &= (3,36 + 0,84 + 0,24 + 1) \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 5,44 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Satuan Dinding

$$\text{Dinding bata merah} = \frac{4000 - 600}{1000} \times 2,5 = 8,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Dinding bata ringan} = \frac{4000 - 600}{1000} \times 0,575 = 1,955 \text{ kN/m}$$

$$\text{Dinding atap} = \frac{1500 - 450}{1000} \times 2,5 = 2,625 \text{ kN/m}$$

13. Berat Seismik Efektif Bangunan

- Beban Lantai Atap (Watap)

$$\text{DL pelat atap} = 160 \times 3,972 = 635,520 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 350 \times 600 = (77,9 + 44,85) \times 3,78 = 463,995 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Anak } 350 \times 500 = 28,3 \times 2,94 = 83,202 \text{ kN}$$

Balok Ring 250 × 300	$= 81 \times 1,8$	$= 148,8 \text{ kN}$
Kolom 700 × 700	$= \left(\frac{2000 - 600/2}{1000} \right) \times 18 \times 11,76$	$= 296,352 \text{ kN}$
Kolom 350 × 350	$= 1,5 \times 12 \times 2,94$	$= 52,92 \text{ kN}$
Dinding atap	$= 81 \times 2,625$	$= 212,625 \text{ kN}$
Dinding bata merah	$= 105,9 \times \frac{8,5}{2}$	$= 450,075 \text{ kN}$
Dinding bata ringan	$= 102,45 \times \frac{1,955}{2}$	$= 100,145 \text{ kN}$
Kuda-Kuda Baja KD1	$= 66,803 \times 6 \times 0,137$	$= 54,912 \text{ kN}$
Kuda-Kuda Baja KD2	$= 44,971 \times 2 \times 0,137$	$= 12,322 \text{ kN}$
Kuda-Kuda Baja KD3	$= 36,503 \times 2 \times 0,137$	$= 10,002 \text{ kN}$
Kuda-Kuda Baja KD4	$= 13,423 \times 4 \times 0,137$	$= 7,356 \text{ kN} +$
Watap	$= 2525,226 \text{ kN}$	
<u>- Beban Lantai Tipikal (Lantai 3 sampai Lantai 5)</u>		
DL pelat	$= 420 \times 5,002$	$= 2100,840 \text{ kN}$
Balok Induk 350 × 600	$= (96,8 + 69,9) \times 3,78$	$= 630,126 \text{ kN}$
Balok Anak 350 × 500	$= 115,225 \times 2,94$	$= 338,762 \text{ kN}$
Kolom 700 × 700	$= \left(\frac{4000 - 600/2}{1000} \right) \times 20 \times 11,76$	$= 799,680 \text{ kN}$
Dinding bata merah	$= 105,9 \times 8,5$	$= 900,150 \text{ kN}$
Dinding bata ringan	$= 102,45 \times 1,955$	$= 200,290 \text{ kN}$
Tangga A	$= 2,8 \times 2 \times 9,158 \times 4,075$	$= 208,997 \text{ kN}$
Tangga B	$= 2,8 \times 2 \times 9,158 \times 3,5$	$= 179,506 \text{ kN}$
Bordes A	$= 2,037 \times 4,075 \times 5,44$	$= 45,156 \text{ kN}$

$$\text{Bordes B} = 1,750 \times 3,5 \times 5,44 = 33,320 \text{ kN} +$$

$$\text{Wtipikal} = 5436,826 \text{ kN}$$

- Beban Lantai 2 (W2)

$$\text{DL pelat} = 420 \times 5,002 = 2100,840 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 350 \times 600 = (96,8 + 69,9) \times 3,78 = 630,126 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Anak } 350 \times 500 = 115,225 \times 2,94 = 338,762 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 700 \times 700 = \left(\frac{6000 - 600}{1000} \right) \times 20 \times 11,76 = 1270,080 \text{ kN}$$

$$\text{Dinding bata merah} = 105,9 \times \left(8,5 + \frac{8,5}{2} \right) = 1350,225 \text{ kN}$$

$$\text{Dinding bata ringan} = 102,45 \times \left(1,955 + \frac{1,955}{2} \right) = 300,435 \text{ kN}$$

$$\text{Tangga A} = 8,4 \times 2 \times 9,158 \times 4,075 = 313,495 \text{ kN}$$

$$\text{Tangga B} = 8,4 \times 2 \times 9,158 \times 3,5 = 269,259 \text{ kN}$$

$$\text{Bordes A} = 2,037 \times 4,075 \times 5,44 = 45,156 \text{ kN}$$

$$\text{Bordes B} = 1,750 \times 3,5 \times 5,44 = 33,320 \text{ kN} +$$

$$\text{W2} = 6651,698 \text{ kN}$$

- Berat seismik total (W)

$$\begin{aligned} W &= \text{Watap} + \text{Wtipikal} \times 3 + \text{W2} \\ &= 2525,226 + 5436,826 \times 3 + 6651,698 \\ &= 25487,403 \text{ kN} \end{aligned}$$

14. Koefisien Respons Seismik (C_s)

Nilai koefisien respons seismik harus dihitung dan ditentukan dengan persamaan 31, 32, dan 33 yang tertera pada SNI 1726:2019. Ketiga persamaan tersebut adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 - C_s &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} & (2.83) \\
 &= \frac{0,711}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\
 &= 0,089
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - C_{S_{max}} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} & (2.84) \\
 &= \frac{0,635}{0,699\left(\frac{8}{1}\right)} \\
 &= 0,115
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - C_{S_{min,1}} &= 0,044 S_{DS} I_e & (2.85) \\
 &= 0,044 \times 0,711 \times 1 \\
 &= 0,031
 \end{aligned}$$

$$- C_{S_{min,2}} = 0,01$$

$$- C_{S_{min,use}} = 0,031$$

$$- C_{S_{use}} = 0,089$$

15. Gaya Geser Dasar (V)

Gaya geser dasar (V), dihitung dengan menggunakan persamaan 30 SNI 1726:2019 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W & (2.86) \\
 &= 0,089 \times 25487,403 \\
 &= 2266,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

16. Distribusi Gaya Gempa

- Distribusi Vertikal Gaya Gempa (Gaya Gempa Arah Horizontal atau Lateral)

Gaya gempa atau gaya seismik lateral (Fx) di sebarang tingkat harus ditentukan dengan persamaan 40 dan 41 SNI 1726:2019.

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (2.87)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i^k} \quad (2.88)$$

Nilai k ditentukan menggunakan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3, yaitu :

Jika T antara 0,5 – 2,5 detik, nilai k:

$$\begin{aligned} k &= 0,75 + 0,5T \\ &= 0,5 \times 0,699 + 0,75 \\ &= 1,0995 \end{aligned} \quad (2.89)$$

- Distribusi Horizontal Gaya Gempa (Gaya Gempa Arah Vertikal)

Gaya geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) dihitung dengan persamaan 42 SNI 1726:2019.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.90)$$

Dengan F_i adalah bagian dari geser dasar seismik yang timbul pada tingkat ke-i.

- Rekap Distribusi Gaya Gempa

Tabel 2.34 Distribusi Gaya Gempa Lateral dan Gaya Gempa Vertikal

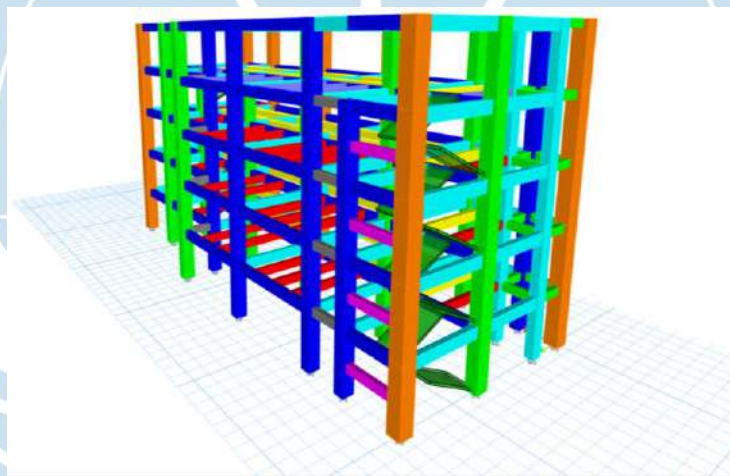
Lantai	W_x (kN)	h_x (m)	$W_x \times h_x^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Atap	2525,226	20	67205,950	0,194	439,393	439,393
5	5436,826	16	113318,474	0,327	740,877	1180,270
4	5436,826	12	82688,810	0,239	540,620	1720,890
3	5436,826	8	53034,917	0,153	346,743	2067,633
2	6651,698	4	30367,579	0,088	198,544	2266,17
Σ	25487,403		346615,73	1	2266,17	

Hasil perhitungan gaya gempa akan diinputkan pada *software* yang digunakan untuk perhitungan dengan metode statik ekuivalen. Namun, perlu dilakukan perbandingan antara berat seismik struktur hasil perhitungan manual dengan berat dari hasil perhitungan pada *software*. Jika berat seismik struktur hasil perhitungan di *ETABS* lebih besar dibandingkan

perhitungan manual, maka input beban gempa dilakukan langsung pada *software ETABS*.

2.6 Pemodelan Struktur dan Kombinasi Pembebanan Ultimit

Pemodelan struktur dilakukan untuk memperoleh gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur. Pemodelan juga sangat penting untuk mengetahui bagaimana perilaku struktur akibat dari beban yang bekerja. Pada laporan ini, pemodelan struktur dilakukan menggunakan *software ETABS*, yang mampu melakukan analisis statis maupun dinamis secara akurat. Dalam proses pemodelan, elemen struktur atas seperti pelat lantai, balok, dan kolom dimodelkan sesuai dengan dimensi rencana hasil *preliminary*. Namun, penyesuaian dimensi balok dan kolom akan dilakukan untuk memenuhi syarat-syarat yang ada, misal simpangan antar lantai. Pemodelan struktur gedung ini dapat dilihat pada Gambar 2.40.



Gambar 2.40 Model Struktur Gedung dengan *ETABS*

Kombinasi pembebanan dalam pemodelan diperlukan karena pada kondisi nyata suatu struktur tidak hanya menerima satu jenis beban saja, melainkan beberapa beban yang dapat bekerja secara bersamaan, seperti beban mati, beban hidup, maupun gempa. Dengan menggunakan kombinasi beban, kita dapat memeriksa respon struktur terhadap berbagai kemungkinan kondisi terburuk yang mungkin terjadi sehingga keamanan dan kenyamanan bangunan dapat terjamin. Penerapan kombinasi beban mengacu pada ketentuan yang tertulis dalam Pasal 4.2.2.1 dan Pasal 4.2.2.3 SNI 1726:2019 sebagai berikut:

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

Hasil kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 2.35 Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

Kombinasi Beban	DL	SIDL	LL	Ex+	Ey+	Ex-	Ey-
1	1,40	1,40					
2	1,20	1,20	1,60				
3	1,34	1,34	1	1,30	0,39		
4	1,34	1,34	1	1,30	-0,39		
5	1,34	1,34	1	-1,30	0,39		
6	1,34	1,34	1	-1,30	-0,39		
7	1,34	1,34	1	0,39	1,30		
8	1,34	1,34	1	-0,39	1,30		
9	1,34	1,34	1	0,39	-1,30		
10	1,34	1,34	1	-0,39	-1,30		
11	0,76	0,76		1,30	0,39		
12	0,76	0,76		1,30	-0,39		
13	0,76	0,76		-1,30	0,39		
14	0,76	0,76		-1,30	-0,39		
15	0,76	0,76		0,39	1,30		
16	0,76	0,76		-0,39	1,30		
17	0,76	0,76		0,39	-1,30		
18	0,76	0,76		-0,39	-1,30		
19	1,34	1,34	1			1,30	0,39
20	1,34	1,34	1			1,30	-0,39
21	1,34	1,34	1			-1,30	0,39
22	1,34	1,34	1			-1,30	-0,39
23	1,34	1,34	1			0,39	1,30
24	1,34	1,34	1			-0,39	1,30
25	1,34	1,34	1			0,39	-1,30
26	1,34	1,34	1			-0,39	-1,30

Kombinasi Beban	DL	SIDL	LL	Ex+	Ey+	Ex-	Ey-
27	0,76	0,76				1,30	0,39
28	0,76	0,76				1,30	-0,39
29	0,76	0,76				-1,30	0,39
30	0,76	0,76				-1,30	-0,39
31	0,76	0,76				0,39	1,30
32	0,76	0,76				-0,39	1,30
33	0,76	0,76				0,39	-1,30
34	0,76	0,76				-0,39	-1,30

2.7 Hasil Analisis Program

2.7.1 Ketidakberaturan Struktur

Berbagai peristiwa gempa menunjukkan bahwa bangunan dengan konfigurasi tidak teratur cenderung mengalami tingkat kerusakan yang lebih besar, bahkan ketika perencanaannya telah mengikuti standar desain dan konstruksi yang baik. Ketidakberaturan struktur dapat menyebabkan penurunan kinerja bangunan terhadap gempa (FEMA P-2012). Struktur harus diklasifikasikan sebagai struktur beraturan atau tidak beraturan dengan mengacu pada Pasal 7.3.2 SNI 1726:2019. Ketidakberaturan struktur dibedakan menjadi ketidakberaturan horizontal dan vertikal.

2.7.1.1 Ketidakberaturan Horizontal

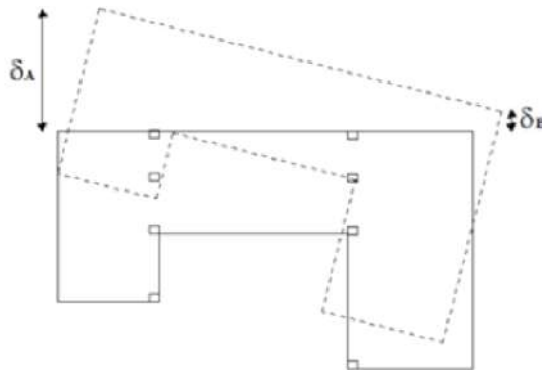
1. Ketidakberaturan Torsi (Tipe 1a) dan Ketidakberaturan Torsi Berlebihan (Tipe 1b)

Berikut adalah ketentuan dari ketidakberaturan torsi 1a dan 1b:

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} < 1,2 \quad \rightarrow \text{tanpa ketidakberaturan torsi}$$

$$1,2 < \frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} < 1,4 \quad \rightarrow \text{ketidakberaturan torsi 1a}$$

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} > 1,4 \quad \rightarrow \text{ketidakberaturan torsi 1b}$$



Gambar 2.41 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1
Sumber: SNI 1726:2019

Dengan menggunakan output dari ETABS, maka diperoleh hasil sebagai berikut:

Tabel 2.36 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b

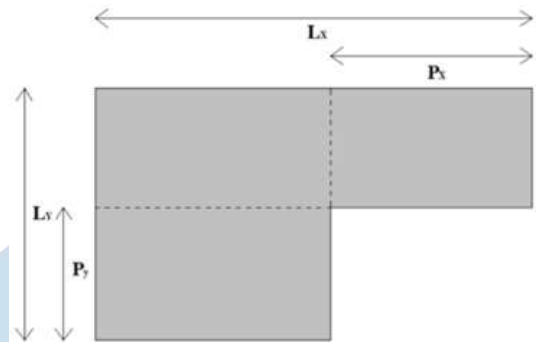
Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}}$	Cek	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}}$	Cek
ATAP	1,018	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,297	Tipe 1a
5	1,038	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,338	Tipe 1a
4	1,037	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,644	Tipe 1b
3	1,107	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,222	Tipe 1a
2	1,031	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,305	Tipe 1a

Dengan demikian, maka struktur disimpulkan terkena ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam (Tipe 2)

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan sudut dalam jika pada kedua dimensi proyeksi denah struktur dari sudut dalam >15% dimensi denah struktur pada arah yang ditinjau. Ketentuan ada tidaknya ketidakberaturan sudut

dalam apabila $P_y > 0,15 L_y$ dan $P_x > 0,15 L_x$. Parameter tersebut dapat dilihat pada



Gambar 2.42 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2
Sumber: SNI 1726:2019

Pada struktur bangunan ini, diketahui:

$$L_x = 36 \text{ m}$$

$$P_x = 13 \text{ m}$$

$$L_y = 14 \text{ m}$$

$$P_y = 2,5 \text{ m}$$

$$P_x = 13 \text{ m} > 0,15 \times L_x = 0,15 \times 36 = 5,4 \text{ m}$$

$$P_y = 2,5 \text{ m} > 0,15 \times L_y = 0,15 \times 14 = 2,1 \text{ m}$$

Maka disimpulkan struktur terkena ketidakberaturan horizontal tipe 2.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma (Tipe 3)

Suatu struktur dianggap memiliki ketidakberaturan berupa diskontinuitas diafragma apabila luas area terbuka melebihi 50% dari total luas diafragma tertutup secara keseluruhan, atau apabila terjadi perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% antara satu lantai dengan lantai di atas atau di bawahnya.



Gambar 2.43 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3
Sumber: SNI 1726:2019

Pada struktur ini diketahui:

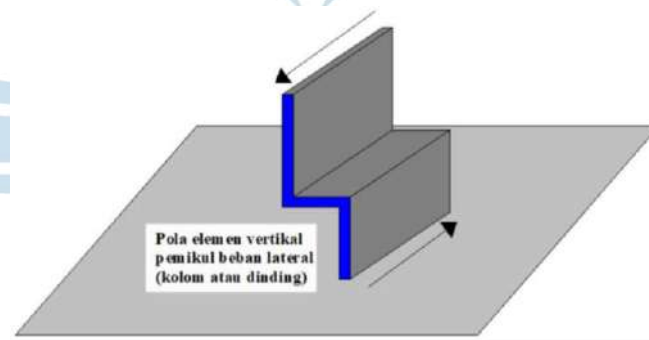
$$A_{\text{total}} = ((36-8-5) \times 14 + (8+5) \times 11,5) \times 5 = 2358 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{bukaan}} = (4,075 \times 6 + 3,5 \times 6 + 2,55 \times (8-5,5)) \times 4 + 21 \times 11,5 = 448,8 \text{ m}^2$$

$A_{\text{bukaan}} = 448,8 \text{ m}^2 < 50\% \times 2358 = 1178,75 \text{ m}^2$ sehingga disimpulkan bahwa struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 3.

4. Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang (Tipe 4)

Ketidakberaturan ini dikategorikan ada apabila terjadi diskontinuitas pada jalur transfer gaya lateral, misalnya akibat pergeseran elemen vertikal (seperti kolom atau dinding) secara tegak lurus terhadap bidangnya dari satu tingkat ke tingkat lainnya.

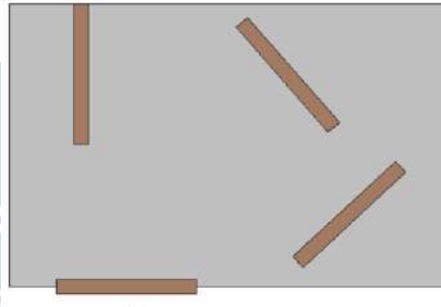


Gambar 2.44 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4
Sumber: SNI 1726:2019

Pada bangunan ini, kolom dan dinding berada dalam garis vertikal lurus antar lantai sehingga disimpulkan bahwa struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 4.

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Tipe 5)

Pengecekan ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya tidak paralel terhadap sumbu utama seperti pada gambar berikut:



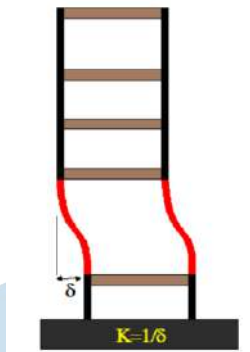
Gambar 2.45 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5
Sumber: SNI 1726:2019

Pada bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 5 karena semua elemen struktur penahan gempa disusun paralel dengan arah utama bangunan (sumbu X dan Y) dan tidak miring terhadapnya.

2.7.1.2 Ketidakberaturan Vertikal

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (Tipe 1a) Dan Tingkat Lunak Berlebihan (Tipe 1b)

Ketidakberaturan tipe 1a terjadi apabila terdapat satu tingkat dengan kekakuan lateral kurang dari 70% kekakuan tingkat di atasnya, atau kurang dari 80% dari rata-rata kekakuan tiga tingkat di atasnya. Sementara itu, ketidakberaturan tipe 1b terjadi jika suatu tingkat memiliki kekakuan lateral kurang dari 60% dibandingkan tingkat di atasnya, atau kurang dari 70% dari rata-rata kekakuan tiga tingkat di atasnya.



Gambar 2.46 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b
Sumber: SNI 1726:2019

Berdasarkan output ETABS, diperoleh hasil sebagai berikut:

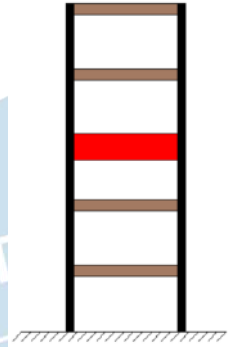
Tabel 2.37 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan (kN/m)	Cek	Kekakuan (kN/m)	Cek
ATAP	93601,234		65602,48	
5	161043,026	Tidak termasuk 1a atau 1b	111178,073	Tidak termasuk 1a atau 1b
4	189616,034	Tidak termasuk 1a atau 1b	132421,086	Tidak termasuk 1a atau 1b
3	229593,758	Tidak termasuk 1a atau 1b	171115,333	Tidak termasuk 1a atau 1b
2	373425,828	Tidak termasuk 1a atau 1b	275265,663	Tidak termasuk 1a atau 1b

Disimpulkan bahwa struktur tidak terkena ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b.

2. Ketidakberaturan Berat atau Massa (Tipe 2)

Ketidakberaturan berat (massa) ada jika massa efektif di sembarang tingkat $>150\%$ massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.



Gambar 2.47 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2
Sumber: SNI 1726:2019

Berdasarkan berat (massa) yang diperoleh dari output ETABS, maka:

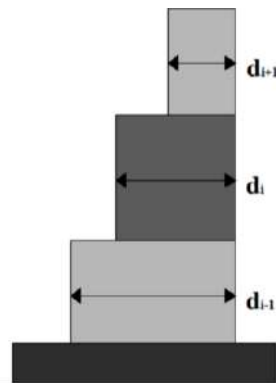
Tabel 2.38 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Lantai	Massa (kg)	Cek
ATAP	574588,49	Tidak termasuk Tipe 2
5	1152081,25	Tipe 2
4	1215852,1	Tidak termasuk Tipe 2
3	1215852,1	Tidak termasuk Tipe 2
2	1222483,31	Tidak termasuk Tipe 2

Tabel 14 SNI 1726:2019 tentang ketidakberaturan massa menyatakan bahwa ketidakberaturan massa yang terjadi karena atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Oleh karena itu, disimpulkan bahwa struktur tidak terkena ketidakberaturan vertikal tipe 2.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Tipe 3)

Ketidakberaturan tipe ini terjadi apabila dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik pada suatu tingkat melebihi 130% dari dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik pada tingkat yang berdekatan.



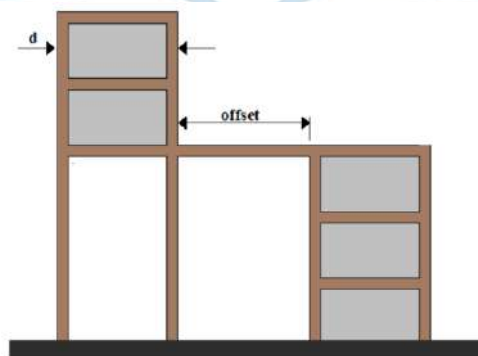
Gambar 2.48 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

Sumber: SNI 1726:2019

Pada bangunan ini, sistem penahan gaya seismik menerus dari lantai dasar hingga tingkat teratas bangunan dengan dimensi yang sama. Oleh karena itu, struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 3.

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (Tipe 4)

Ketidakberaturan tipe ini dianggap ada apabila terdapat pergeseran pada arah bidang elemen pemikul gaya lateral. Struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan tipe ini. Hal ini karena pada bangunan, elemen vertikal penahan gaya lateral (kolom) tersusun kontinu dari fondasi hingga ke tingkat paling atas, tanpa putus atau terdapat perubahan posisi secara tiba-tiba.

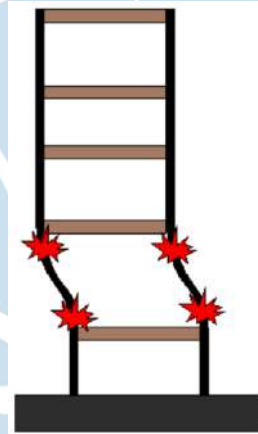


Gambar 2.49 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

Sumber: SNI 1726:2019

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah (Tipe 5a) dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan (Tipe 5b) Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan tipe 5a terjadi apabila kekuatan lateral pada suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Sedangkan ketidakberaturan tipe 5b terjadi jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat merujuk pada total kekuatan elemen pemikul seismik yang berbagi gaya geser pada tingkat yang sedang dianalisis.



Gambar 2.50 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b
Sumber: SNI 1726:2019

Berdasarkan output ETABS, diperoleh hasil:

Tabel 2.39 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan (kN)	Cek	Kekuatan (kN)	Cek
ATAP	1393,3553		1393,3553	
5	3514,8158	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	3514,8158	Tidak termasuk Tipe 5
4	5084,8239	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	5084,8239	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b
3	6036,8894	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	6036,8894	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b
2	6443,954	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	6443,954	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b

Berdasarkan tabel di atas, disimpulkan bahwa struktur ini tidak mengalami ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b.

2.7.1.3 Konsekuensi Akibat Ketidakberaturan Horizontal dan Ketidakberaturan Vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.3, struktur yang mengalami ketidakberaturan akan dikenai persyaratan tambahan atau konsekuensi. Berikut ini adalah konsekuensi yang terjadi akibat ketidakberaturan struktur pada bangunan ini

1. Rekapitulasi Ketidakberaturan

Tabel 2.40 Rekapitulasi Ketidakberaturan

Ketidakberaturan Horizontal		Ketidakberaturan Vertikal	
Tipe	Ya/Tidak	Tipe	Ya/Tidak
1a	Ya	1a	Tidak
1b	Ya	1b	Tidak
2	Ya	2	Tidak
3	Tidak	3	Tidak
4	Tidak	4	Tidak
5	Tidak	5a	Tidak
		5b	Tidak

2. Ketidakberaturan Horizontal

Untuk struktur dengan KDS D, konsekuensi dari ketidakberaturan horizontal yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode static ekivalen
- Gaya desain diaphragma harus ditingkatkan 25% dari rumus (51)
- Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta
- Properties penampang retak harus disertakan
- Pada portal baja, deformasi zona panel harus disertakan
- Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%) dan harus diperbesar dengan factor A_x menggunakan rumus (43)
- Simpangan antar lantai harus memenuhi $\frac{\Delta}{\rho}$

3. Ketidakberaturan Vertikal

Karena tidak terjadi ketidakberaturan vertikal pada struktur ini, maka tidak ada konsekuensi akibat ketidakberaturan vertikal yang perlu diterapkan.

2.7.2 Simpangan Antar Lantai (Δ)

Perhitungan simpangan desain antar lantai (Δ) dilakukan dengan menentukan selisih perpindahan antara pusat massa diafragma pada lantai paling atas dan lantai paling bawah dari bagian struktur yang dianalisis.

Data-data untuk perhitungan simpangan antar lantai adalah sebagai berikut:

Kategori resiko	= II
KDS	= D
I_e	= 1
C_d	= 5,5
Δ_a	= $0,02h_{sx}$ (SNI 1729:2016 Tabel 20)
ρ	= 1,3

$$\Delta_{\max} = \frac{\Delta_a}{\rho}, \text{ untuk KDS D, E, dan F} \quad (2.91)$$

$$\delta = \frac{C_d \delta_e}{I_e} \quad (2.92)$$

Hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan output dari ETABS adalah sebagai berikut:

Tabel 2.41 Pengecekan Simpangan Antar Lantai

Gempa Arah X						
Lantai	H (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ_x (mm)	$\Delta_{\max}$	Status
ATAP	4000	41,184	226,512	36,878	61,538	Ok
5	4000	34,479	189,635	46,888	61,538	Ok
4	4000	25,954	142,747	56,375	61,538	Ok
3	4000	15,704	86,372	55,891	61,538	Ok
2	4000	5,542	30,481	30,481	61,538	Ok
Gempa Arah Y						
Lantai	H (mm)	δ_{ye} (mm)	δ_y (mm)	Δ_y (mm)	$\Delta_{\max}$	Status
ATAP	4000	45,515	250,333	46,673	61,538	Ok
5	4000	37,029	203,660	52,151	61,538	Ok
4	4000	27,547	151,509	61,446	61,538	Ok
3	4000	16,375	90,063	58,999	61,538	Ok
2	4000	5,648	31,064	31,064	61,538	Ok

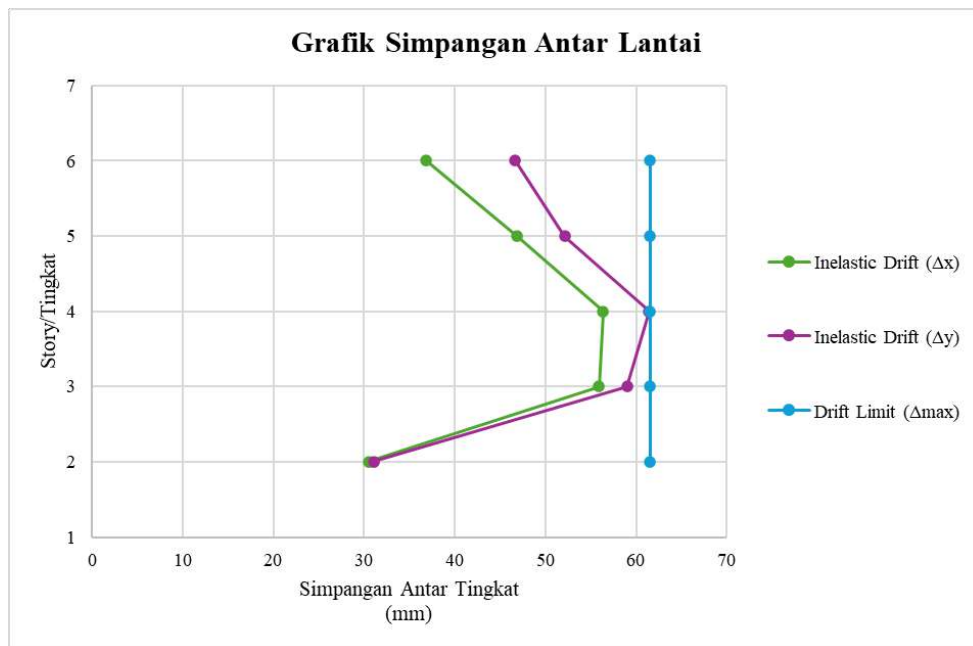
Contoh perhitungan gempa arah X di lantai atap:

$$\delta_x \text{ lantai atap} = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} = \frac{5,5 \times 41,184}{1,0} = 226,512 \text{ mm}$$

$$\delta_x \text{ lantai 5} = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} = \frac{5,5 \times 34,479}{1,0} = 189,635 \text{ mm}$$

$$\Delta_x = \delta_x \text{ lantai atap} - \delta_x \text{ lantai 5} = 226,512 - 189,635 = 36,878 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{0,02 \times 4000}{1,3} = 61,538 \text{ mm}$$



Gambar 2.51 Grafik Simpangan Antar Lantai

Nilai simpangan antar lantai pada seluruh tingkat bangunan (Δ), baik akibat gempa dalam arah X maupun arah Y berada di bawah batas simpangan yang diizinkan (Δ_{max}). Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai yang terjadi aman ($\Delta < \Delta_{max}$).

2.7.3 Kontrol Ketidakberaturan Struktur

Berdasarkan hasil pemodelan dan analisis yang telah dilakukan, dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan struktur pada tahap akhir

2.7.3.1 Ketidakberaturan Horizontal

1. Ketidakberaturan Torsi (Tipe 1a) dan Ketidakberaturan Torsi Berlebihan (Tipe 1b)

Dengan menggunakan output dari ETABS, maka diperoleh hasil sebagai berikut:

Tabel 2.42 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}}$	Cek	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}}$	Cek
ATAP	1,046	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,116	Tidak termasuk 1a atau 1b
5	1,02	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,159	Tidak termasuk 1a atau 1b
4	1,024	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,164	Tidak termasuk 1a atau 1b
3	1,022	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,163	Tidak termasuk 1a atau 1b
2	1,019	Tidak termasuk 1a atau 1b	1,163	Tidak termasuk 1a atau 1b

Dengan demikian, maka struktur disimpulkan tidak terkena ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam (Tipe 2)

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan pada sub-bab 2.7.1.1 poin 2, maka struktur terkena ketidakberaturan horizontal tipe 2.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma (Tipe 3)

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan pada sub-bab 2.7.1.1 poin 3, maka disimpulkan bahwa struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 3.

4. Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang (Tipe 4)

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan pada sub-bab 2.7.1.1 poin 4, maka disimpulkan bahwa struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 4.

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Tipe 5)

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan pada sub-bab 2.7.1.1 poin 5, maka bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 5.

2.7.3.2 Ketidakberaturan Vertikal

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (Tipe 1a) Dan Tingkat Lunak Berlebihan (Tipe 1b)

Berdasarkan output ETABS, diperoleh hasil sebagai berikut:

Tabel 2.43 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan (kN/m)	Cek	Kekakuan (kN/m)	Cek
ATAP	125829,263		115968,837	
5	240385,523	Tidak termasuk 1a atau 1b	207654,494	Tidak termasuk 1a atau 1b
4	303792,944	Tidak termasuk 1a atau 1b	269080,327	Tidak termasuk 1a atau 1b
3	403960,936	Tidak termasuk 1a atau 1b	375560,072	Tidak termasuk 1a atau 1b
2	735892,551	Tidak termasuk 1a atau 1b	682951,233	Tidak termasuk 1a atau 1b

Disimpulkan bahwa struktur tidak terkena ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b.

2. Ketidakberaturan Berat atau Massa (Tipe 2)

Berdasarkan berat (massa) yang diperoleh dari output ETABS, maka:

Tabel 2.44 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Lantai	Massa (kg)	Cek
ATAP	340826.37	Tidak termasuk Tipe 2
5	629889.81	Tipe 2
4	666776.54	Tidak termasuk Tipe 2
3	666776.54	Tidak termasuk Tipe 2
2	673407.75	Tidak termasuk Tipe 2

Tabel 14 SNI 1726:2019 tentang ketidakberaturan massa menyatakan bahwa ketidakberaturan massa yang terjadi karena atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Oleh karena itu, disimpulkan bahwa struktur tidak terkena ketidakberaturan vertikal tipe 2.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Tipe 3)

Pada pemodelan terbaru ini, kolom utama menerus dari lantai dasar hingga tingkat teratas bangunan dengan dimensi yang sama. Oleh karena itu, struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 3.

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (Tipe 4)

Pada pemodelan bangunan yang terbaru ini, elemen vertikal penahan gaya lateral (kolom) tersusun kontinu dari fondasi hingga ke tingkat paling atas, tanpa putus atau terdapat perubahan posisi secara tiba-tiba. Oleh karena itu, steuktur ini tidak mengalami ketidakberaturan vertikal tipa 4.

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah (Tipe 5a) dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan (Tipe 5b) Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Berdasarkan output ETABS, diperoleh hasil:

Tabel 2.45 Rekap Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan (kN)	Cek	Kekuatan (kN)	Cek
ATAP	948,6814		916,0282	
5	2204,2828	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	2102,594	Tidak termasuk Tipe 5
4	3189,6962	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	3020,1277	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b
3	3830,7348	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	3612,5309	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b
2	4094,9633	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b	3856,2263	Tidak termasuk Tipe 5a dan 5b

Berdasarkan tabel di atas, disimpulkan bahwa struktur ini tidak mengalami ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b.

2.8 Perancangan Balok Anak

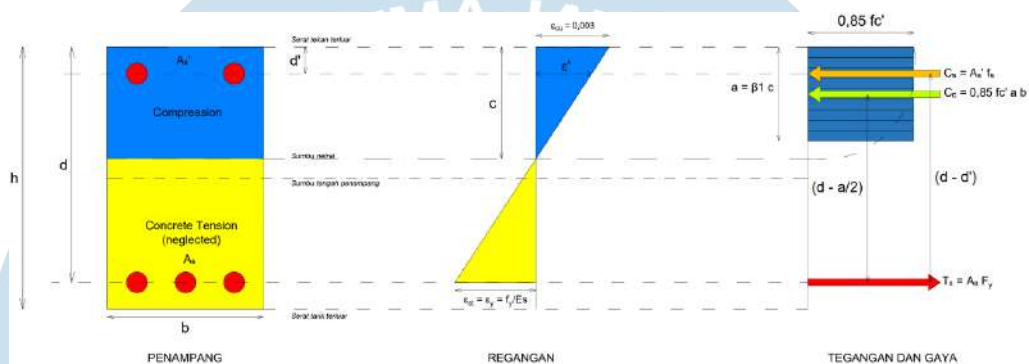
Balok anak pada struktur ini tidak dirancang sebagai bagian dari Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) karena elemen tersebut tidak berfungsi utama dalam menahan gaya lateral akibat gempa. Balok anak hanya berperan sebagai elemen pendukung.

2.8.1 Kebutuhan dan Spasi Tulangan Longitudinal Balok Anak

Tulangan longitudinal adalah tulangan yang berfungsi untuk menahan gaya lentur (momen) yang timbul akibat beban pada balok. Oleh karena itu, kebutuhan tulangan longitudinal pada balok anak ditentukan berdasarkan momen ultimit yang terjadi pada balok. Balok dirancang agar penampangnya terkendali tarik dengan nilai $\phi = 0,9$. Tipe kehancuran pada balok terkendali tarik terjadi ketika tulangan tarik mencapai leleh terlebih dahulu sebelum beton mengalami keruntuhan tekan. Kondisi ini menghasilkan perilaku balok yang *ductile*, yaitu mampu mengalami deformasi besar sebelum mengalami keruntuhan total. Sebaliknya, pada balok

terkontrol tekan, beton mengalami keruntuhan terlebih dahulu sebelum tulangan tarik mencapai leleh. Jenis kehancuran ini bersifat getas (*brittle*), karena balok runtuh secara tiba-tiba tanpa adanya deformasi yang cukup untuk memberikan tanda peringatan sebelum kegagalan terjadi. Langkah-langkah perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal balok anak adalah sebagai berikut:

1. Menghitung tinggi garis netral (c) dan tinggi blok desak beton (a), serta kontrol nilai c_{max} .



Gambar 2.52 Ilustrasi Gaya dan Regangan Balok Empat Persegi Panjang Bertulangan Rangkap

Berdasarkan Gambar 2.52, diperoleh persamaan-persamaan berikut:

$$C_c = \sigma \times A$$

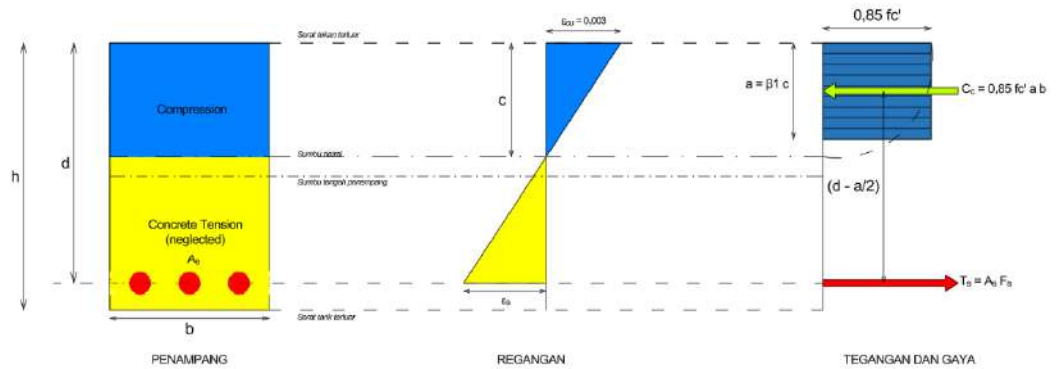
$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b \quad (2.93)$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_s = A'_s \times (f'_s - 0,85 \times f'_c)$$

$$M_n = C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s \times (d - d') \quad (2.94)$$

Untuk tulangan tunggal maka:



Gambar 2.53 Ilustrasi Gaya dan Regangan Balok Empat Persegi Panjang Bertulangan Tunggal

Berdasarkan Gambar 2.53, maka persamaan (2.94) dapat ditulis sebagai berikut:

$$M_n = C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.95)$$

Dengan demikian, tinggi blok desak beton dapat dihitung dengan cara:

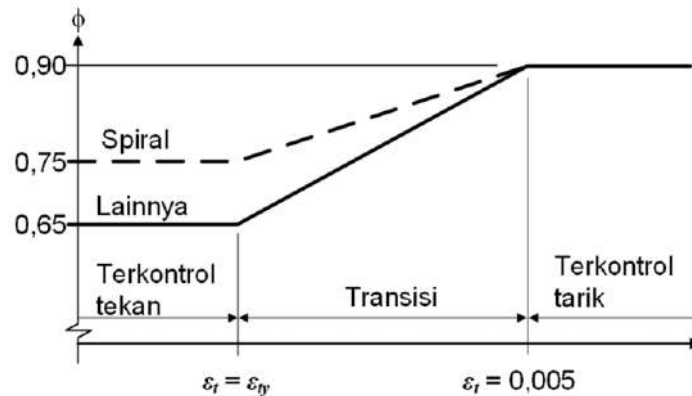
$$\begin{aligned} M_n &= C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times d - 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \frac{a}{2} \end{aligned}$$

Dengan persamaan kuadrat dan $M_n = \frac{M_u}{\phi}$ diperoleh:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 \times f'_c \times b}} \quad (2.96)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (2.97)$$

SNI 2847:2019 menyatakan bahwa penampang terkendali tarik adalah penampang dimana regangan tarik baja terjauh (terluar) lebih besar dari atau sama dengan 0,005. Oleh karena itu, nilai a harus dibatasi agar penampang terkendali tarik dan nilai $\phi = 0,9$ dengan cara sebagai berikut:



Gambar 2.54 Variasi nilai ϕ untuk berbagai regangan tarik netto pada tulangan terjauh ($\epsilon_t = \epsilon_s$)

Sumber: SNI 2847:2019 Gambar R21.2.2b

$$\begin{aligned}
 c_{max} &= \frac{\epsilon_{cmax}}{\epsilon_{cmax} + \epsilon_{smin}} d \\
 &= \frac{0,003}{0,003 + 0,005} d \\
 &= 0,375d
 \end{aligned} \tag{2.98}$$

$$a_{max} = \beta_1 \times c_{max} \tag{2.99}$$

2. Menghitung luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req})

Untuk menentukan kebutuhan tulangan tarik, nilai a harus dicek terlebih dahulu. Jika $a \leq a_{max}$ maka balok bertulangan tunggal. Maka berdasarkan Gambar 2.53, kebutuhan tulangan tarik (A_s) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 \frac{M_u}{\phi} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)}
 \end{aligned} \tag{2.100}$$

Jika $a > a_{max}$ maka balok dirancang bertulangan rangkap.

3. Cek luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req}) terhadap luas tulangan minimum (A_{s_min}) dan luas tulangan maksimum (A_{s_max})

Pasal 9.6.1.2 SNI 2847:2019 mengatur mengenai luas tulangan minimum pada balok yaitu yang terbesar antara:

$$A_{s_min1} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (2.101)$$

$$A_{s_min2} = \frac{1,4}{f_y} bd \quad (2.102)$$

Agar tulangan tetap dalam kondisi terkendali tarik, maka dengan mensubstitusikan persamaan (2.99) ke dalam persamaan (2.94), diperoleh:

$$\begin{aligned} T_s &= C_c \\ A_{s_max} \times f_y &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ A_{s_max} \times f_y &= 0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times c_{max} \times b \\ A_{s_max} \times f_y &= 0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times 0,375d \times b \\ A_{s_max} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times 0,375d \times b}{f_y} \end{aligned} \quad (2.103)$$

Jika:

$$A_{s_min} > A_{s_req} \rightarrow A_{s_use} = A_{s_min} \quad (2.104)$$

$$A_{s_min} < A_{s_req} < A_{s_max} \rightarrow A_{s_use} = A_{s_req} \quad (2.105)$$

4. Menentukan jumlah tulangan terpasang (n)

Berdasarkan kebutuhan luas tulangan yang telah dikontrol terhadap luas tulangan minimum (A_{smin}) dan luas tulangan maksimum (A_{smax}), maka jumlah tulangan terpasang adalah:

$$\begin{aligned} n &= \frac{\text{Luas tulangan dibutuhkan}}{\text{Luas 1 tulangan}} \\ &= \frac{A_{s_use}}{0,25 \times \pi \times d_b^2} \end{aligned} \quad (2.106)$$

5. Mengitung spasi tulangan (s)

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1, diatur bahwa jarak minimum antar tulangan yang sejajar dalam satu lapisan horizontal harus memenuhi ketentuan tertentu. Jarak bersih antar tulangan tidak boleh lebih kecil dari nilai terbesar antara 25 mm, diameter tulangan longitudinal (d_b), atau $4/3$ dari diameter nominal maksimum agregat kasar (d_{agg}) yang digunakan dalam campuran beton.

$$s_{min} = \max (25 ; d_b ; 4/3 d_{agg}) \quad (2.107)$$

Untuk batasan spasi maksimum tulangan longitudinal diatur dalam Pasal 24.3.2 SNI 2847:2019. Spasi maksimum tulangan longitudinal diukur dari pusat ke pusat tulangan longitudinal itu sendiri. Spasi maksimum untuk tulangan ulir harus diambil terkecil dari persamaan (2.108) dan (2.109).

$$s_{max1} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 c_c \quad (2.108)$$

$$s_{max2} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (2.109)$$

Pada kedua persamaan tersebut, f_s adalah tegangan tarik pada tulangan yang terletak di permukaan tarik. Dalam menghitung f_s diperbolehkan untuk diambil sebesar $\frac{2}{3} f_y$.

2.8.2 Kebutuhan dan Spasi Tulangan Transversal Balok Anak

Tulangan transversal atau tulangan geser adalah tulangan yang berfungsi untuk menahan gaya geser (*shear*). Tulangan ini umumnya berbentuk sengkang (*stirrup*) yang mengelilingi tulangan longitudinal (tulangan utama). Selain berfungsi menahan gaya geser, tulangan ini juga berperan dalam mengikat tulangan longitudinal agar tetap berada pada posisinya selama proses pengecoran. Dalam merancang tulangan transversal atau tulangan geser, digunakan nilai faktor reduksi kekuatan (ϕ) untuk geser sebesar 0,75 (Tabel 21.2.1 SNI 2847:2019). Langkah untuk menghitung kebutuhan dan spasi tulangan transversal adalah sebagai berikut:

1. Menghitung kuat geser beton (ϕV_c) dan kuat geser tulangan (ϕV_s)

Kuat geser beton adalah nilai yang menunjukkan kemampuan beton menahan gaya geser yang bekerja tanpa bantuan tulangan transversal. Dengan kata lain, kuat geser beton menunjukkan kontribusi beton itu sendiri terhadap kuat geser total, sebelum ditambah kontribusi kuat geser dari tulangan transversal (ϕV_s).

Kuat geser beton dapat dihitung dengan persamaan yang tertulis dalam Pasal 22.5.5.1 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

$$\phi V_c = \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (2.110)$$

Karena kuat geser total harus lebih dari gaya geser terjadi, maka gaya geser yang diterima atau yang harus ditahan oleh tulangan transversal adalah sesuai persamaan (2.111).

$$\begin{aligned} V_u &= \phi V_c + \phi V_s \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \end{aligned} \quad (2.111)$$

Jika nilai $V_s < 0$, maka gaya geser yang terjadi mampu ditahan sepenuhnya oleh beton yang menyebabkan tidak dibutuhkannya tulangan geser. Namun, tulangan geser minimal (sebanyak 2 kaki) tetap harus dipasang mengelilingi tulangan longitudinal (Pasal 25.7.1.6a SNI 2847:2019).

2. Cek Batasan dimensi penampang

Pasal 22.5.1.2 SNI 2847:2019 mengatur batasan dimensi penampang sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi (V_c + 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \\ \frac{V_u}{\phi} - V_c &\leq 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \end{aligned} \quad (2.112)$$

3. Menghitung Spasi Senggang

Dalam Pasal 22.5.10.5.3 SNI 2847:2019, spasi yang dibutuhkan (s_{req}) dihitung dengan persamaan:

$$s_{req} = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s} \quad (2.113)$$

Nilai s_{req} harus dikontrol terhadap syarat spasi maksimum dan spasi minimum tulangan transversal. Berdasarkan Pasal 10.6.2.2 SNI 2847:2019, nilai spasi minimum digunakan yang terbesar dari persamaan (2.114) dan (2.115).

$$s_{min1} = \frac{A_v \times f_{yt}}{0,062 \times \sqrt{f'_c} \times b} \quad (2.114)$$

$$s_{min2} = \frac{A_v \times f_{yt}}{0,35 \times b} \quad (2.115)$$

Untuk ketentuan spasi maksimum tulangan geser balok nonprategang, dapat dilihat pada Tabel 9.7.6.2.2 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

$$V_s \leq 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \rightarrow s_{maks} = \min (d/2 ; 600) \quad (2.116)$$

$$V_s > 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \rightarrow s_{maks} = \min (d/4 ; 300) \quad (2.117)$$

Jika:

$$s_{min} > s_{req} \rightarrow s_{use} = s_{min} \quad (2.118)$$

$$s_{min} < s_{req} < s_{max} \rightarrow s_{use} = s_{req} \quad (2.119)$$

Keterangan rumus:

C_c = gaya tekan beton

c_c = selimut beton

Tabel 2.46 Ketebalan Selimut Beton untuk Setiap Komponen Struktur Beton
Sumber: Tabel 20.6.1.3.2 SNI 2847:2019

Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Tebal Selimut (mm)
Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	Semua	Semua	75
	Semua	Batang D19 hingga D57	50

Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Tebal Selimut (mm)
Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah		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 pengekan	40

b = lebar balok

T_s = gaya tarik baja

C_s = gaya tekan tambahan dari tulangan tekan

M_n = momen nominal

M_u = momen terjadi ultimit

A_v = luas tulangan sengkang

d = tinggi efektif tulangan tarik

d' = tinggi efektif tulangan tekan

β_1 = faktor mutu beton

Tabel 2.47 Nilai β_1 Untuk Setiap Mutu Beton

Sumber: Tabel 22.2.2.4.3 SNI 2847:2019

f'_c (MPa)	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$

f'_c (MPa)	β_1
$f'_c \geq 55$	0,65

2.8.3 Kebutuhan Tulangan Torsi Balok Anak

Pada elemen balok, selain menerima gaya lentur dan geser, seringkali juga timbul gaya torsi akibat ketidakteraturan geometri atau sistem penyaluran beban yang tidak simetris. Gaya torsi ini menyebabkan balok mengalami puntiran. Oleh karena itu, tulangan torsi berfungsi untuk menahan tegangan geser akibat momen puntir (torsi) yang terjadi ketika balok diputar terhadap sumbunya. Berbeda dengan lentur yang menyebabkan tarik dan tekan hanya di dua sisi (atas dan bawah), gaya torsi menimbulkan tegangan geser yang tersebar di seluruh keliling penampang balok. Oleh karena itu, total kebutuhan tulangan torsi harus disebar merata pada keempat sisi balok. Pada perencanaan tulangan torsi, digunakan nilai faktor reduksi kekuatan (ϕ) untuk geser sebesar 0,75 (Tabel 21.2.1 SNI 2847:2019). Langkah-langkah untuk menghitung kebutuhan tulangan torsi pada balok anak adalah sebagai berikut;

1. Menentukan parameter geometri penampang untuk perhitungan torsi

$$A_{cp} = b \times h \quad (2.120)$$

$$P_{cp} = 2(b + h) \quad (2.121)$$

$$x_i = b - (2c_c + \frac{d_s}{2}) \quad (2.122)$$

$$y_i = h - (2c_c + \frac{d_s}{2}) \quad (2.123)$$

$$A_{oh} = x_i \times y_i \quad (2.124)$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} \quad (2.125)$$

$$P_h = 2(x_i + y_i) \quad (2.126)$$

2. Cek kebutuhan tulangan torsi

Berdasarkan Pasal 22.7.1.1 SNI 2847:2019, jika $T_u > \phi T_{th}$ maka torsi tidak boleh diabaikan karena torsi tidak mampu ditahan oleh beton, melainkan torsi

ditahan oleh sistem tulangan tertutup. Nilai T_{th} untuk komponen nonprategang dihitung dengan persamaan yang terdapat pada Tabel 22.7.4.1(a) SNI 2847:2019.

$$T_{th} = 0,083\lambda \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (2.127)$$

3. Menghitung batasan dimensi penampang

Untuk menghitung batasan dimensi penampang, diperlukan nilai kuat geser beton (V_c).

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (2.128)$$

Batasan dimensi penampang untuk penampang solid harus memenuhi persamaan pada Pasal 22.7.7.1 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad (2.129)$$

4. Menghitung kebutuhan tulangan torsi transversal

Kekuatan torsi desain (ϕT_n) harus sama dengan atau lebih besar dari momen torsi (T_u) akibat beban terfaktor. Sehingga:

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} \quad (2.130)$$

Berdasarkan Pasal 22.7.6.1 SNI 2847:2019, untuk komponen nonprategang ($\theta = 45^\circ$), kebutuhan tulangan torsi transversal dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yt} \times \cot(\theta)} \quad (2.131)$$

5. Menghitung kebutuhan total sengkang untuk torsi dan geser

Kebutuhan tulangan transversal untuk torsi dan geser dihitung dengan persamaan pada Pasal 9.5.4.3 SNI 2847:2019:

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (2.132)$$

Selanjutnya dilakukan Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi Transversal dengan menggunakan persamaan pada Pasal 9.6.4.2 SNI 2847:2019.

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s} \right)_{min1} = 0,062 \times \sqrt{f'_c} \frac{b}{f_{yt}} \quad (2.133)$$

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s} \right)_{min2} = 0,35 \frac{b}{f_{yt}} \quad (2.134)$$

6. Menghitung penulangan longitudinal torsi tambahan

Berdasarkan Pasal 9.7.5.2 SNI 2847:2019, tulangan torsi longitudinal harus berdiameter minimum 0,042 kali spasi tulangan transversal, namun tidak boleh lebih kecil dari 10 mm.

Selanjutnya, untuk menghitung luas tulangan longitudinal torsi tambahan, digunakan persamaan (2.135) yang harus dikontrol terhadap kebutuhan minimum sesuai persamaan (2.136).

$$A_l = \frac{A_t}{S} \times P_h \times \frac{f_{yt}}{f_y} \times \cot^2 \theta \quad (2.135)$$

$$A_{lmin} = \frac{0,42 \sqrt{f'_c} \times A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{S} \times P_h \times \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (2.136)$$

7. Menghitung distribusi tulangan torsi longitudinal tambahan

Distribusi tulangan torsi tambahan (A_l) dilakukan dengan cara membagi rata nilai A_l pada keempat sisi balok. Kemudian dapat dihitung luas tulangan total untuk sisi atas, sisi bawah, dan sisi samping dari balok.

Keterangan rumus:

A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton

P_{cp} = keliling luar penampang beton

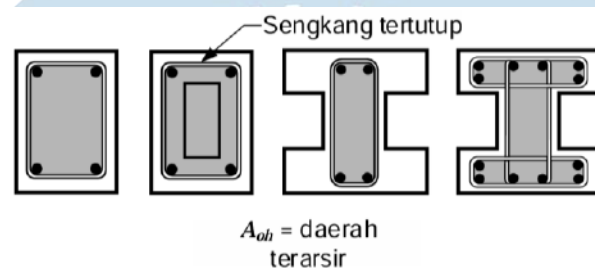
x_i = sisi pendek sengkang tertutup

y_i = sisi panjang sengkang tertutup

P_h = keliling sengkang tertutup

A_o = luas bruto yang dilingkupi oleh lintasan alir geser (Pasal 22.7.6.1.1 SNI 2847:2019)

A_{oh} = luas yang dilingkupi oleh garis pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar



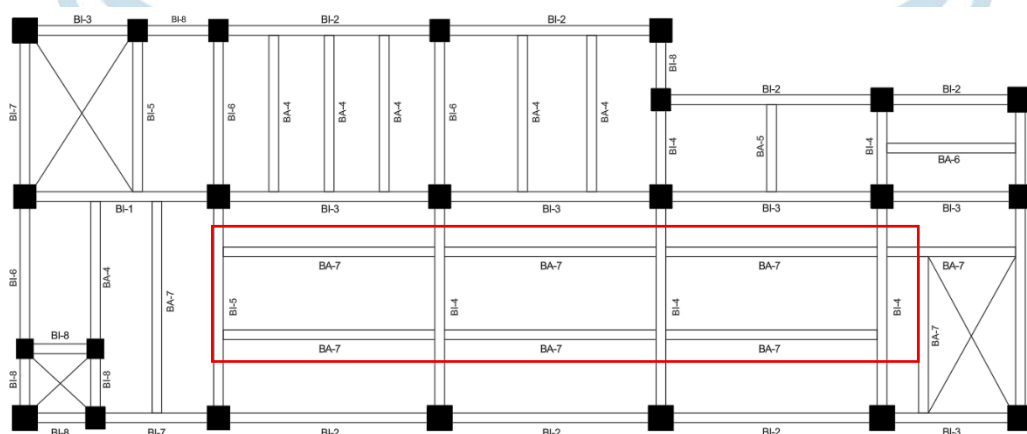
Gambar 2.55 Definisi A_{oh}
Sumber: R22.7.6.1.1 SNI 2847:2019

T_{th} = momen torsi *threshold*

T_{cr} = momen retak torsi

2.8.4 Contoh Perancangan Balok Anak

Untuk contoh perhitungan, digunakan balok BA-7 dengan lokasi sebagai berikut:



Gambar 2.56 Lokasi Balok Anak Tinjauan

Dengan menggunakan *software* ETABS, diperoleh data gaya dalam pada BA-7 sebagai berikut:

Tabel 2.48 Gaya Dalam Balok Anak BA-7

Gaya	Nilai	Satuan
Momen Tumpuan, $M_{u,T}$	214,405	kNm
Momen Lapangan, $M_{u,L}$	287,820	kNm
Gaya Geser Lapangan, $V_{u,L}$	55,245	kN
Gaya Geser Tumpuan, $V_{u,T}$	131,083	kN
Torsi, T_u	19,1313	kN

Properti material dan penampang BA-7 sebagai berikut:

Lebar balok, b = 350 mm
 Tinggi balok, h = 600 mm
 Panjang balok, L = 8000 mm
 Panjang tumpuan = $\frac{1}{4}L_n$
 = $\frac{1}{4}(8000 - 350)$
 = 1912,5 mm

Diameter Tulangan Longitudinal, d_b = 25 mm

Diameter Tulangan transversal, d_s = 13 mm

Tebal selimut beton, c_c = 40 mm → lihat Tabel 2.46

Kuat Tekan Beton, f'_c = 30 MPa

Kuat leleh tulangan longitudinal, f_y = 420 MPa

Kuat leleh tulangan transversal, f_{yt} = 420 MPa

Tinggi efektif balok, d = $h - c_c - d_s - d_b/2$
 = $600 - 40 - 13 - (25/2)$
 = 534,5 mm

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \rightarrow \text{lihat Tabel 2.47} \\
 &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\
 &= 0,836
 \end{aligned}$$

Tulangan Longitudinal Tumpuan

1. Tinggi garis netral (c) dan tinggi blok desak beton (a), serta kontrol nilai $c_{\max}$.

$$\phi = 0,9 \text{ (direncanakan terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_{u,T}|}{0,85 \times f'_c \times \phi \times b}} \\
 &= 534,5 - \sqrt{534,5^2 - \frac{2|214,405 \times 10^6|}{0,85 \times 30 \times 0,9 \times 350}} \\
 &= 52,519 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52,519}{0,836} = 62,843 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 534,5 = 200,438 \text{ mm}$$

Karena $c = 62,843 \text{ mm} < c_{\max} = 200,438 \text{ mm}$, maka penampang terkendali tarik dan dapat digunakan $\phi = 0,9$

2. Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req})

$$a_{\max} = \beta_1 \times c_{\max} = 0,836 \times 200,438 = 167,508 \text{ mm} > a = 52,519 \text{ mm}$$

Karena $a < a_{\max}$, maka balok di desain tulangan tunggal dengan luas tulangan tarik yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 A_{s_req} &= \frac{|M_{u,T}|}{\phi \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\
 &= \frac{|214,405 \times 10^6|}{0,9 \times 420 \left(534,5 - \frac{52,519}{2}\right)} \\
 &= 1116,024 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3. Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req}) terhadap luas tulangan minimum (A_{s_min}) dan luas tulangan maksimum (A_{s_max})

$$\begin{aligned}
 A_{s_min1} &= \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 350 \times 534,5 \\
 &= 609,912 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_min2} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 534,5}{420} \\
 &= 623,583 \text{ mm}^2 \\
 A_{smin,use} &= 623,583 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_max} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times 0,375 d \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,836 \times 0,375 \times 534,5 \times 350}{420} \\
 &= 3560,77 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $A_{smin,use} < A_{s_req} < A_{s_max}$, maka digunakan $A_{s_use} = A_{s_req}$.

4. Jumlah tulangan terpasang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{s_use}}{0,25 \times \pi \times d_b^2} \\
 &= \frac{1116,024}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\
 &= 2,274 \rightarrow \text{dibulatkan menjadi 3 tulangan}
 \end{aligned}$$

5. Spasi tulangan (s)

Tulangan disusun dalam satu lapis, sehingga:

$S_{min} = \max (25 ; d_b ; 4/3 d_{agg})$, karena tidak diketahui diameter agregat maka:

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

$$\begin{aligned} S_{use} &= \frac{b - 2c_c - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 25}{3 - 1} \\ &= 84,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= f_y \times \frac{2}{3} \\ &= 420 \times \frac{2}{3} \\ &= 280 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max1} &= 380 \frac{280}{f_s} - 2,5c_c \\ &= 380 \times \frac{280}{280} - 2,5 \times 40 \\ &= 280 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max2} &= 380 \frac{280}{f_s} \\ &= 380 \times \frac{280}{280} \\ &= 380 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{max,use} = 280 \text{ mm}$$

Karena $S_{min} < S_{use} < S_{max,use}$, maka tulangan dapat digunakan.

Tulangan Longitudinal Lapangan

1. Tinggi garis netral (c) dan tinggi blok desak beton (a), serta kontrol nilai c_{max} .

$$\phi = 0,9 \text{ (direncanakan terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_{u,L}|}{0,85 \times f'_c \times \phi \times b}} \\
 &= 534,5 - \sqrt{534,5^2 - \frac{2|287,820 \times 10^6|}{0,85 \times 30 \times 0,9 \times 350}} \\
 &= 71,870 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71,870}{0,836} = 85,998 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 534,5 = 200,438 \text{ mm}$$

Karena $c = 85,998 \text{ mm} < c_{\max} = 200,438 \text{ mm}$, maka penampang terkendali tarik dan dapat digunakan $\phi = 0,9$

2. Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req})

$$a_{\max} = \beta_1 \times c_{\max} = 0,836 \times 200,438 = 167,508 \text{ mm} > a = 71,870 \text{ mm}$$

Karena $a < a_{\max}$, maka balok di desain tulangan tunggal dengan luas tulangan tarik yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 A_{s_req} &= \frac{|M_{u,L}|}{\phi \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\
 &= \frac{|287,820 \times 10^6|}{0,9 \times 420 \left(534,5 - \frac{71,870}{2}\right)} \\
 &= 1527,238 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3. Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req}) terhadap luas tulangan minimum (A_{s_min}) dan luas tulangan maksimum (A_{s_max})

$$A_{s_min1} = 609,912 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_min2} = 623,583 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin,use} = 623,583 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_max} = 3560,77 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{smin,use} < A_{s_req} < A_{s_max}$, maka digunakan $A_{s_use} = A_{s_req}$.

4. Jumlah tulangan terpasang (n)

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s_use}}{0,25 \times \pi \times d_b^2} \\&= \frac{1527,238}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\&= 3,11 \rightarrow \text{dibulatkan menjadi 4 tulangan}\end{aligned}$$

5. Spasi tulangan (s)

Tulangan disusun dalam satu lapis, sehingga:

$s_{min} = maks(25; d_b; 4/3d_{agg})$, karena tidak diketahui diameter agregat maka:

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

$$\begin{aligned}s_{use} &= \frac{b - 2C_c - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\&= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25}{4 - 1} \\&= 48 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$f_s = 280 \text{ MPa}$$

$$s_{max1} = 280 \text{ mm}$$

$$s_{max2} = 380 \text{ mm}$$

$$s_{max,use} = 280 \text{ mm}$$

Karena $s_{min} < s_{use} < s_{max,use}$, maka tulangan dapat digunakan.

Tulangan Transversal Tumpuan

1. Kuat geser beton (ϕV_c) dan kuat geser tulangan (ϕV_s)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\&= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times 534,5\end{aligned}$$

$$= 130,643 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{130,643}{0,75}$$

$$= 174,19 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{131,083}{0,75} - 174,19$$

$$= 0,587 \text{ kN}$$

2. Batasan dimensi penampang

$$V_{s_{\max}} = 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{30} \times 350 \times 534,5$$

$$= 676270 \text{ N}$$

$$= 676,27 \text{ kN}$$

Karena $V_s < V_{s_{\max}}$, maka syarat batasan dimensi terpenuhi

3. Spasi sengkang

Jumlah kaki sengkang, $n = 2$

$$A_v = n \times 0,25 \times \pi \times d_s^2$$

$$= 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2$$

$$= 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{req}} = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s}$$

$$= \frac{265,46 \times 420 \times 534,5}{0,587 \times 1000}$$

$$= 101517 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 S_{min_1} &= \frac{A_v \times f_{yt}}{0,062 \times \sqrt{f'_c} \times b} \\
 &= \frac{265,46 \times 420}{0,062 \times \sqrt{30} \times 350} \\
 &= 938,054 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{min_2} &= \frac{A_v \times f_{yt}}{0,35 \times b} \\
 &= \frac{265,46 \times 420}{0,35 \times 350} \\
 &= 910,15 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d &= 0,33 \times \sqrt{30} \times 350 \times 534,5 \\
 &= 338135 \text{ N} \\
 &= 338,135 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $V_s < 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$, maka jarak maksimum tulangan sengkang dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 S_{max1} &= \frac{d}{2} \\
 &= \frac{534,5}{2} \\
 &= 267,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{max2} = 600 \text{ mm}$$

$$S_{use} = 150 \text{ mm}$$

Karena $s < s_{max}$, maka dipasang tulangan 2D13 mm – 150 mm.

Tulangan Transversal Lapangan

1. Kuat geser beton (ϕV_c) dan kuat geser tulangan (ϕV_s)

$$\phi V_c = 130,643 \text{ kN}$$

$$V_c = 174,19 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{55,245}{0,75} - 174,19 \\ &= -100,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai $V_s < 0$, maka gaya geser yang terjadi mampu ditahan sepenuhnya oleh beton yang menyebabkan tidak dibutuhkannya tulangan geser. Namun, tulangan geser minimal dipasang mengelilingi tulangan longitudinal. Dipasang tulangan 2D13 mm –150 mm.

Tulangan Torsi

1. Parameter geometri penampang untuk perhitungan torsi

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 350 \times 600 \\ &= 210000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (350 + 600) \\ &= 1900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_1 &= b - 2 \times (c_c + \frac{d_s}{2}) \\ &= 350 - 2 \times (40 + \frac{13}{2}) \\ &= 257 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= h - 2 \times (c_c + \frac{d_s}{2}) \\ &= 600 - 2 \times (40 + \frac{10}{2}) \\ &= 507 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= x_1 \times y_1 \\
 &= 257 \times 507 \\
 &= 130299 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 130299 \\
 &= 110754,15 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (x_1 + y_1) \\
 &= 2 \times (257 + 507) \\
 &= 1528 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Kebutuhan tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 \phi T_{th} &= \phi 0,083 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \\
 &= 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \frac{210000^2}{1900} \\
 &= 7,914 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$T_u = 19,131 \text{ kNm} > \phi T_{th} = 7,914$, maka torsi tidak boleh diabaikan.

3. Batasan dimensi penampang

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times 534,5 \\
 &= 174190 \text{ N} \\
 &= 174,19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 0,66 \sqrt{f'_c}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{131,083}{350 \times 534,5}\right)^2 + \left(\frac{19,131 \times 1528}{1,7 \times 130299^2}\right)^2} \leq 0,75 \left(\frac{174190}{350 \times 534,5} + 0,66\sqrt{30}\right)$$

$1,22 \text{ MPa} \leq 3,410 \text{ MPa}$, maka perhitungan memenuhi syarat.

4. Kebutuhan tulangan torsi transversal

$$T_n = \frac{T_u}{\phi}$$

$$= \frac{19,131}{0,75}$$

$$= 25,508 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yt} \times \cot(\theta)}$$

$$= \frac{25,508 \times 10^6}{2 \times 110754,15 \times 420 \times \cot(45^\circ)}$$

$$= 0,274 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{untuk 1 kaki sengkang}$$

5. Kebutuhan total sengkang untuk torsi dan geser

- Cek syarat spasi maksimum

$$n \text{ kaki tumpuan} = 2$$

$$n \text{ kaki lapangan} = 2$$

$$s \text{ tumpuan} = 150 \text{ mm}$$

$$s \text{ lapangan} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks1}} = \frac{P_h}{8}$$

$$= \frac{1528}{8}$$

$$= 191 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks2}} = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks,use}} = 191 \text{ mm}$$

Karena spasi yang digunakan pada tumpuan maupun lapangan tidak ada yang melebihi $s_{\max,use}$ maka spasi yang digunakan aman.

- Tulangan transversal terpasang

$$\begin{aligned} A_{sk,use} &= 0,25 \times \pi \times d_s^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{v+t}}{S}_{\text{tumpuan,use}} &= \frac{2 \times 132,73}{150} \\ &= 1,769 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{untuk 2 kaki sengkang} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{v+t}}{S}_{\text{lapangan,use}} &= \frac{2 \times 132,73}{150} \\ &= 1,769 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{untuk 2 kaki sengkang} \end{aligned}$$

- Kebutuhan tulangan transversal untuk torsi dan geser

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{S}_{\text{tumpuan}} &= \frac{V_s}{f_{yt} \times d} \\ &= \frac{0,548 \times 10^3}{420 \times 534,5} \\ &= 0,0026 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$\frac{A_v}{S}_{\text{lapangan}} = 0$, karena pada area lapangan tidak membutuhkan tulangan geser.

$$\begin{aligned} \frac{A_{v+t}}{S}_{\text{tumpuan,req}} &= \frac{A_v}{S} + 2 \frac{A_t}{S} \\ &= 0,0026 + 2(0,274) \\ &= 0,551 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{v+t}}{S}_{\text{lapangan,req}} &= \frac{A_v}{S} + 2 \frac{A_t}{S} \\ &= 0 + 2(0,274) \end{aligned}$$

$$= 0,548 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kontrol kebutuhan tulangan torsi transversal

$$\left(\frac{A_{v+t}}{S}\right)_{\min 1} = 0,062\sqrt{f_c'} \times \frac{b}{f_{yt}}$$

$$= 0,062\sqrt{30} \times \frac{350}{420}$$

$$= 0,283 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\left(\frac{A_{v+t}}{S}\right)_{\min 2} = 0,35 \times \frac{b}{f_{yt}}$$

$$= 0,35 \times \frac{350}{420}$$

$$= 0,292 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\left(\frac{A_{v+t}}{S}\right)_{\min} = 0,292 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- $\frac{A_{v+t}}{S}_{\text{tumpuan,use}}$ lebih besar dibanding $\left(\frac{A_{v+t}}{S}\right)_{\min}$ dan $\frac{A_{v+t}}{S}_{\text{tumpuan,req}}$. Oleh karena itu, tulangan transversal untuk geser dan torsi area tumpuan aman.
- $\frac{A_{v+t}}{S}_{\text{lapangan,use}}$ lebih besar dibanding $\left(\frac{A_{v+t}}{S}\right)_{\min}$ dan $\frac{A_{v+t}}{S}_{\text{lapangan, req}}$. Oleh karena itu, tulangan transversal untuk geser dan torsi area lapangan aman.

6. Penulangan longitudinal torsi tambahan

$$A_l = \frac{A_t}{S} \times P_h \times \frac{f_{yt}}{f_y} \times \cot^2 \theta$$

$$= 0,274 \times 1528 \times \frac{420}{420} \times \cot^2(45^\circ)$$

$$= 418,95 \text{ mm}^2$$

$$A_{l,\min} = \frac{0,42\sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{S} \times P_h \times \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$= \frac{0,42\sqrt{30} \times 210000}{420} - 0,274 \times 1528 \times \frac{420}{420}$$

$$= 731,26 \text{ mm}^2$$

$$A_{l,use} = 731,26 \text{ mm}^2$$

Tulangan torsi longitudinal tambahan disebar pada bagian atas balok, bagian bawah, dan di sisi-sisi samping balok secara merata.

7. Distribusi tulangan torsi longitudinal tambahan: Tumpuan

a. Seperempat sisi atas, A1

Pada sisi atas telah dipasang tulangan longitudinal dengan berdasarkan kebutuhan minimum yaitu $623,58 \text{ mm}^2$

$$A1 + A_{Suse} = \frac{731,26}{4} + 623,58 = 806,399 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang, } n = \frac{806,399}{490,87} = 1,643 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2D25 mm

b. Seperempat sisi bawah, A2

$$A2 + A_{Suse} = \frac{731,26}{4} + 1116,02 = 1298,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang, } n = \frac{1298,84}{490,87} = 2,646 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3D25 mm

c. Setengah sisi samping, A3

$$A3 = \frac{731,26}{4} = 365,631 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang, } n = \frac{365,631}{132,73} = 2,75 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4D13 mm

8. Distribusi tulangan torsi longitudinal tambahan: Lapangan

d. Seperempat sisi atas, A1

Pada sisi atas telah dipasang tulangan longitudinal dengan berdasarkan kebutuhan minimum yaitu $623,58 \text{ mm}^2$

$$A1 + A_{Suse} = \frac{731,26}{4} + 623,58 = 806,399 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang, } n = \frac{806,399}{490,87} = 1,643 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2D25 mm

e. Seperempat sisi bawah, A2

$$A2 + A_{Suse} = \frac{731,26}{4} + 1527,238 = 1710,054 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang, } n = \frac{1710,054}{490,87} = 3,484 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4D25 mm

f. Setengah sisi samping, A3

$$A3 = \frac{731,26}{4} = 365,631 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang, } n = \frac{365,631}{132,73} = 2,75 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4D13mm

Rekapitulasi Perancangan Balok Anak

Berikut ini adalah rekapan jenis balok anak beserta jumlah tulangan yang terpasang:

Tabel 2.49 Rekapitulasi Jenis Balok Anak

Tipe Balok	Dimensi	Letak	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	Tulangan Torsi
BA-1	350 x 500	Tumpuan (-)	2D25	2D13-200	-
		Tumpuan (+)	2D25		
		Lapangan (-)	2D25	2D13-200	
		Lapangan (+)	2D25		
BA-2	350 x 500	Tumpuan (-)	2D25	2D13-150	3D13
		Tumpuan (+)	3D25		
		Lapangan (-)	3D25	2D13-150	
		Lapangan (+)	2D25		

Tipe Balok	Dimensi	Letak	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	Tulangan Torsi
BA-3	350 x 500	Tumpuan (-)	4D25	2D13-150	2D13
		Tumpuan (+)	3D25		
		Lapangan (-)	4D25	2D13-150	
		Lapangan (+)	7D25		
BA-4	350 x 450	Tumpuan (-)	2D25	2D13-150	2D13
		Tumpuan (+)	3D25		
		Lapangan (-)	2D25	2D13-150	
		Lapangan (+)	3D25		
BA-5	350 x 450	Tumpuan (-)	2D25	2D13-150	—
		Tumpuan (+)	2D25		
		Lapangan (-)	2D25	2D13-150	
		Lapangan (+)	2D25		
BA-6	350 x 450	Tumpuan (-)	4D25	2D13-150	2D13
		Tumpuan (+)	2D25		
		Lapangan (-)	2D25	2D13-150	
		Lapangan (+)	5D25		
BA-7	350 x 600	Tumpuan (-)	3D25	2D13-150	4D13
		Tumpuan (+)	2D25		
		Lapangan (-)	2D25	2D13-150	
		Lapangan (+)	4D25		

2.9 Perancangan Balok Induk

Balok induk merupakan elemen struktural yang dirancang sebagai sistem rangka pemikul momen khusus. Oleh karena itu, terdapat syarat khusus mengenai geometri balok induk seperti yang diatur dalam Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019. Berikut adalah syarat geometri balok induk:

1. Bentang bersih l_n minimal $4d$
2. Lebar balok minimal adalah nilai terkecil antara $0,3h$ atau 250 mm
3. Lebar balok tidak boleh melebihi nilai terkecil antara $0,75C_1$ dan C_2

2.9.1 Kebutuhan dan Spasi Tulangan Longitudinal Balok Induk

Untuk menghitung kebutuhan tulangan longitudinal balok induk, digunakan cara yang sama seperti perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal balok anak (Sub-bab 2.8.1 Kebutuhan dan Spasi Tulangan Longitudinal Balok Anak). Namun, karena balok induk dirancang sebagai sistem rangka pemikul momen khusus, maka terdapat syarat-syarat tambahan tentang momen ultimit yang harus diperhatikan. Dalam Pasal 18.6.3.2 SNI 2847:2019 ditulis bahwa kapasitas momen positif pada sisi muka *joint* (tumpuan) harus memiliki nilai paling sedikit setengah dari kapasitas momen negatif pada muka *joint* yang sama. Selain itu, kapasitas momen negatif dan positif di setiap penampang sepanjang bentang elemen struktur wajib memiliki nilai tidak kurang dari seperempat kapasitas momen maksimum yang terjadi pada muka kedua *joint* tersebut.

$$M_{u,T(+)} \geq 0,5 \times M_{u,T(-)} \quad (2.137)$$

$$M_{u,L(+)} \geq 0,25 \times M_{u,T(-)} \quad (2.138)$$

$$M_{u,L(-)} \geq 0,25 \times M_{u,T(-)} \quad (2.139)$$

Selanjutnya pada Pasal 18.6.4.1 di peraturan yang sama, disebutkan bahwa panjang zona tumpuan pada balok pemikul momen khusus diambil sebesar dua kali tinggi balok diukur dari muka kolom ke arah tengah bentang dan berlaku untuk kedua ujung balok.

Selain momen ultimit, Pasal 18.6.3.1 SNI 2847:2019 juga menyatakan bahwa rasio penulangan (ρ) untuk balok pemikul momen khusus tidak boleh lebih besar dari 0,025. luas tulangan oleh karena itu, jika nilai luas tulangan maksimum (A_{s_max}) pada balok anak dihitung menggunakan persamaan (2.103), maka pada balok induk dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_{s_max} = 0,025 \times b \times d \quad (2.140)$$

2.9.2 Kebutuhan dan Spasi Tulangan Transversal Balok Induk

Untuk merencanakan tulangan transversal pada balok pemikul momen khusus, terdapat beberapa hal yang harus diperhatikan, yaitu:

1. Tulangan Geser Tumpuan

- Gaya Geser *Design* (V_e)

Berdasarkan Pasal 18.6.5.1 SNI 2847:2019, gaya geser desain (V_e) adalah gaya yang timbul akibat perpaduan antara momen di kedua ujung balok dan beban gravitasi yang bekerja di sepanjang balok. Momen pada kedua ujung balok yang dimaksud adalah *probable moment* (M_{pr}). *Probable moment* adalah momen lentur maksimum yang mungkin terjadi pada balok berdasarkan kekuatan baja yang melebihi tegangan lelehnya (*overstrength*). Nilai M_{pr} dapat dihitung dengan mengalikan kuat leleh (f_y) dengan faktor 1,25.

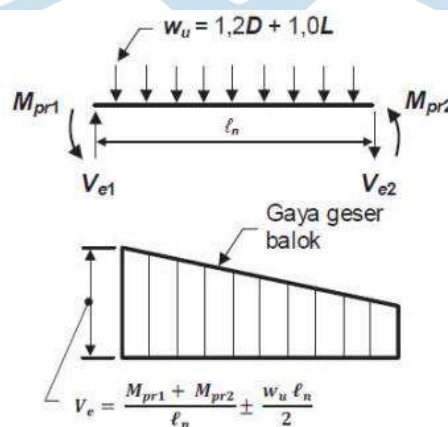
$$a_{pr} = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \quad (2.141)$$

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \quad (2.142)$$

M_{pr} yang terjadi akan menyebabkan munculnya gaya geser akibat sendi plastis (V_E) yang dihitung dengan cara:

$$V_E = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} \quad (2.143)$$

Gaya geser akibat beban gravitasi sepanjang balok (V_G) dihitung dengan menginputkan kombinasi beban pada *software ETABS*.



Gambar 2.57 Gaya Geser Balok Berdasarkan M_{pr} dan Beban Gravitasi

- Kuat geser beton dan kuat geser tulangan

Berdasarkan Pasal 18.6.5.2 SNI 2847:2019, kuat geser beton pada balok pemikul momen khusus dapat diabaikan ($V_c = 0$) apabila memenuhi:

- Gaya geser ultimit akibat gempa (V_E) lebih besar dari setengah gaya geser *design* (V_e).
- Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) lebih kecil dari $\frac{A_g \times f_{c'}}{20}$.

Jika kedua kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka kuat geser beton (V_c) dihitung sesuai persamaan (2.110). Untuk kuat geser tulangan, dapat digunakan persamaan (2.111) dengan mengganti nilai V_u menjadi V_e .

- Spasi Sengkang

Spasi sengkang area tumpuan pada balok pemikul momen khusus diatur dalam Pasal 18.6.4.4 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

$$s_{max} = \min\left(\frac{d}{4}; 6d_b; 150\right) \quad (2.144)$$

2. Tulangan Geser Lapangan

Spasi sengkang area lapangan pada balok pemikul momen khusus diatur dalam Pasal 18.6.4.6 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

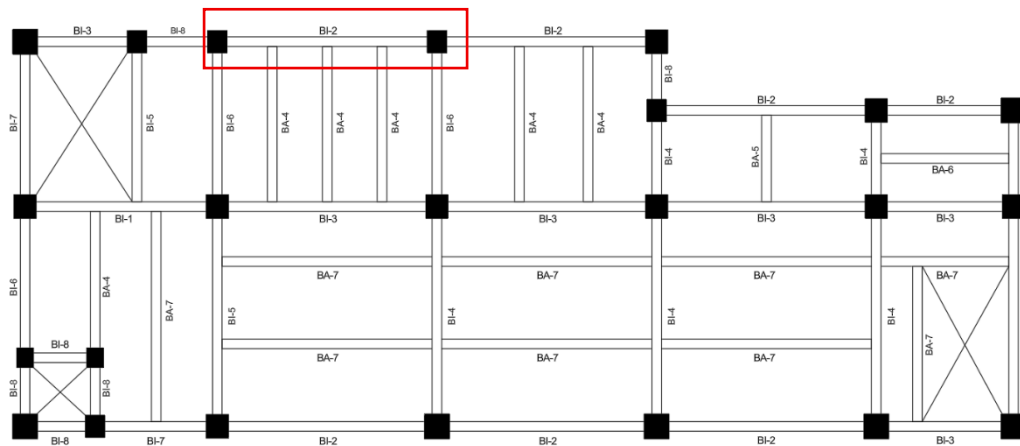
$$s_{max} = \frac{d}{2} \quad (2.145)$$

2.9.3 Kebutuhan Tulangan Torsi Balok Induk

Untuk perhitungan kebutuhan tulangan torsi pada balok induk sama dengan perhitungan kebutuhan tulangan torsi pada balok anak (sub-bab 2.8.3 Kebutuhan Tulangan Torsi Balok Anak).

2.9.4 Contoh Perancangan Balok Induk

Untuk contoh perhitungan, digunakan balok BI-2 dengan lokasi sebagai berikut:



Gambar 2.58 Lokasi Balok Induk Tinjauan

Dengan menggunakan *software* ETABS, diperoleh data gaya dalam pada BI-2 sebagai berikut:

Tabel 2.50 Gaya Dalam Balok Anak BI-2

Gaya	Nilai	Satuan
Momen negatif tumpuan, $M_{u,T(-)}$	-437,113	kNm
Momen positif tumpuan, $M_{u,T(+)}$	118,546	kNm
Momen negatif lapangan, $M_{u,L(-)}$	-91,642	kNm
Momen positif lapangan, $M_{u,L(+)}$	159,664	kNm
Gaya geser ultimit, V_u	197,596	kN
Torsi, T_u	8,409	kNm

Properti material dan penampang BI-2 sebagai berikut:

Lebar balok, b = 350 mm

Tinggi balok, h = 650 mm

Panjang balok, L = 8000 mm

Panjang tumpuan = $2h = 2 \times 550 = 1100$ mm

Diameter Tulangan Longitudinal, d_b = 25 mm

Diameter Tulangan transversal, d_s = 13 mm

Tebal selimut beton, c_c = 40 mm → lihat Tabel 2.46

$$\text{Kuat Tekan Beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh tulangan longitudinal, } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh tulangan transversal, } f_{yt} = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok, } d &= h - c_c - d_s - d_b/2 \\ &= 650 - 40 - 13 - (25/2) \\ &= 584,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \rightarrow \text{lihat Tabel 2.47} \\ &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\ &= 0,836 \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom kiri dan kanan} = 700 \times 800$$

$$\begin{aligned} \text{Bentang bersih balok, } l_n &= 8000 - 700 \\ &= 7300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek Batasan Dimensi Penampang

1. Bentang bersih l_n minimal $4d$

$$l_n = 7300 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 684,5 = 2338 \text{ mm} < 7300 \text{ mm} \rightarrow \text{syarat terpenuhi}$$

2. Lebar balok minimal adalah nilai terkecil antara $0,3h$ atau 250 mm

$$0,3h = 0,3 \times 650 = 195 \text{ mm}$$

$$b = 350 \text{ mm} > 195 \text{ mm dan } 250 \text{ mm} \rightarrow \text{syarat terpenuhi}$$

3. Lebar balok tidak boleh melebihi nilai terkecil antara $0,75C_1$ dan C_2

$$C_2 = 800 \text{ mm}$$

$$0,75C_1 = 0,75 \times 700$$

$$= 525 \text{ mm}$$

$$b = 350 \text{ mm} < 525 \text{ mm dan } 700 \text{ mm} \rightarrow \text{syarat terpenuhi}$$

Tulangan Longitudinal Tumpuan Negatif

1. Tinggi garis netral (c) dan tinggi blok desak beton (a), serta kontrol nilai $c_{\max}$.

$$\phi = 0,9 \text{ (direncanakan terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_{u,T}|}{0,85 \times f'_c \times \phi \times b}} \\ &= 584,5 - \sqrt{584,5^2 - \frac{2|-437,113 \times 10^6|}{0,85 \times 30 \times 0,9 \times 350}} \\ &= 102,002 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{102,002}{0,836} = 122,054 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 584,5 = 219,188 \text{ mm}$$

Karena $c = 122,054 \text{ mm} < c_{\max} = 219,188 \text{ mm}$, maka penampang terkendali tarik dan dapat digunakan $\phi = 0,9$.

2. Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req})

$$a_{\max} = \beta_1 \times c_{\max} = 0,836 \times 219,188 = 183,178 \text{ mm} > a = 102,002 \text{ mm}$$

Karena $a < a_{\max}$, maka balok di desain tulangan tunggal dengan luas tulangan tarik yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} A_{s_req} &= \frac{|M_{u,T}|}{\phi \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{|-437,113 \times 10^6|}{0,9 \times 420 \left(584,5 - \frac{102,002}{2}\right)} \\ &= 2167,545 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3. Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_{s_req}) terhadap luas tulangan minimum (A_{s_min}) dan luas tulangan maksimum (A_{s_max})

$$\begin{aligned}
 A_{s_min1} &= \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 350 \times 584,5 \\
 &= 666,966 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_min2} &= \frac{1,4}{f_y} bd \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 584,5}{420} \\
 &= 681,917 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{smin,use} = 681,917 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_max} &= 0,025 \times b \times d \\
 &= 0,025 \times 350 \times 584,5 \\
 &= 5114,375 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $A_{smin,use} < A_{s_req} < A_{s_max}$, maka digunakan $A_{s_use} = A_{s_req}$.

4. Jumlah tulangan terpasang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{s_use}}{0,25 \times \pi \times d_b^2} \\
 &= \frac{2167,545}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\
 &= 4,416 \rightarrow \text{dibulatkan menjadi 5 tulangan}
 \end{aligned}$$

5. Spasi tulangan (s)

Tulangan disusun dalam satu lapis, sehingga:

$s_{min} = maks (25 ; d_b ; 4/3 d_{agg})$, karena tidak diketahui diameter agregat maka:

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

$$\begin{aligned}
 S_{use} &= \frac{b - 2c_c - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
 &= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 25}{5 - 1} \\
 &= 29,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= f_y \times \frac{2}{3} \\
 &= 420 \times \frac{2}{3} \\
 &= 280 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{max1} &= 380 \frac{280}{f_s} - 2,5c_c \\
 &= 380 \times \frac{280}{280} - 2,5 \times 40 \\
 &= 280 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{max2} &= 380 \frac{280}{f_s} \\
 &= 380 \times \frac{280}{280} \\
 &= 380 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{max,use} = 280 \text{ mm}$$

Karena $s_{min} < s_{use} < S_{max,use}$, maka tulangan dapat digunakan.

Tulangan Longitudinal Tumpuan Positif

$$M_{u,T(-)} = -437,113 \text{ kNm}$$

$$0,5M_{u,T(-)} = 0,5 \times 437,113 = 218,556 \text{ kNm}$$

$$M_{u,T(+)} = 118,546 \text{ kNm}$$

Karena $0,5M_{u,T(-)} \geq M_{u,T(+)}$, maka digunakan $M_{u,T(+)} = 218,556 \text{ kNm}$ (persamaan (2.137)).

Untuk perhitungan luas tulangan terpasang pada tumpuan positif memiliki langkah yang sama dengan perhitungan pada tumpuan negatif. Diperoleh kebutuhan tulangan pada tumpuan positif sebesar 1032,088 mm². Oleh karena itu, dipasang 3D25.

Tulangan Longitudinal Lapangan Positif

$$M_{u,T(-)} = -437,113 \text{ kNm}$$

$$0,25M_{u,T(-)} = 0,25 \times 437,113 = 109,278 \text{ kNm}$$

$$M_{u,L(+)} = 159,664 \text{ kNm}$$

Karena $M_{u,L(+)} \geq 0,25M_{u,T(-)}$, maka digunakan $M_{u,L(+)} = 159,664 \text{ kNm}$ (persamaan (2.138)(2.137)).

Untuk perhitungan luas tulangan terpasang pada lapangan positif memiliki langkah yang sama dengan perhitungan pada tumpuan negatif. Diperoleh kebutuhan tulangan pada lapangan positif sebesar 744,996 mm². Oleh karena itu, dipasang 2D25.

Tulangan Longitudinal Lapangan Negatif

$$M_{u,T(-)} = -437,113 \text{ kNm}$$

$$0,25M_{u,T(-)} = 0,25 \times 437,113 = 109,278 \text{ kNm}$$

$$M_{u,L(-)} = 91,642 \text{ kNm}$$

Karena $0,25M_{u,T(-)} \geq M_{u,L(-)}$, maka digunakan $M_{u,L(-)} = 109,278 \text{ kNm}$ (persamaan (2.139)(2.137)).

Untuk perhitungan luas tulangan terpasang pada lapangan negatif memiliki langkah yang sama dengan perhitungan pada tumpuan negatif. Diperoleh kebutuhan tulangan pada lapangan negatif sebesar 681,917 mm². Oleh karena itu, dipasang 2D25.

Tulangan Transversal Tumpuan

1. *Probable Moment* (M_{pr})

Tabel 2.51 Tulangan Longitudinal Tumpuan Balok BI-2

Lokasi	Jumlah Tulangan	Diameter Tulangan (mm)	A_s (mm)
Tumpuan (-), atas	5	25	2454,369
Tumpuan (+), bawah	3	25	1472,622

Berdasarkan luas tulangan terpasang pada tumpuan negatif dan positif, maka nilai M_{pr} adalah sebagai berikut:

- M_{pr}^- tumpuan kiri dan kanan

$$a_{pr}^- = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{2454,369 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350}$$

$$= 144,375 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2}\right)$$

$$= 2454,369 \times 1,25 \times 420 \times \left(584,5 - \frac{144,375}{2}\right)$$

$$= 660,137 \text{ mm}^2$$

- M_{pr}^+ tumpuan kiri dan kanan

$$a_{pr}^+ = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{1472,622 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350}$$

$$= 86,625 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2}\right)$$

$$= 1472,622 \times 1,25 \times 420 \times \left(584,5 - \frac{86,625}{2}\right)$$

$$= 418,406 \text{ mm}^2$$

2. Gaya geser *design* (V_e)

- Gaya geser akibat beban gravitasi (V_G)

Diasumsikan nomor 1 merupakan tumpuan kiri dan nomor 2 merupakan tumpuan kanan.

$$V_{G,1} = 158,936 \text{ kN}$$

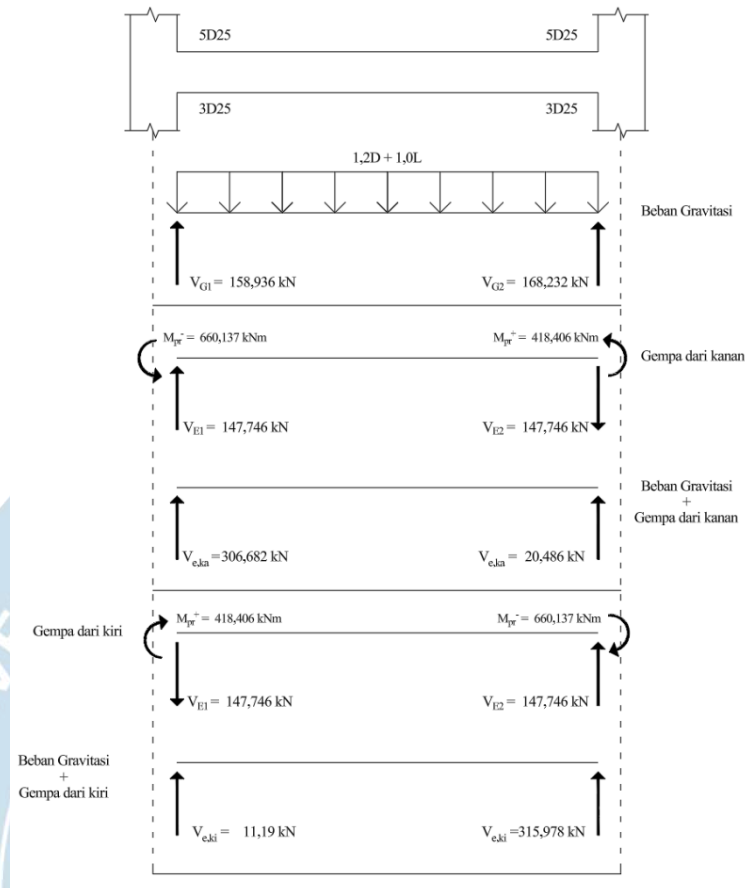
$$V_{G,2} = 168,232 \text{ kN}$$

- Gaya geser akibat sendi plastis (V_E)

$$\begin{aligned} V_{E,1} = V_{E,2} &= \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} \\ &= \frac{418,406 + 660,137}{7,3} \\ &= 147,746 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser *design* (V_e)

Untuk menentukan gaya geser *design*, perlu dilakukan peninjauan terhadap gempa dari arah kiri maupun arah kanan seperti pada Gambar 2.59:



Gambar 2.59 Gaya Geser *Design* BI-2

Berdasarkan gambar di atas, digunakan gaya geser *design* (V_e) sebesar 315,978 kN.

3. Kuat geser beton (ϕV_c) dan kuat geser tulangan (ϕV_s)

$$0,5V_e = 0,5 \times 315,978 = 157,989 \text{ kN}$$

$$V_{E,1} = V_{E,2} = V_u = 147,746 \text{ kN}$$

Karena $V_u < 0,5V_e$, maka kuat geser beton atau $V_c \neq 0$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times 584,5 \\ &= 142,864 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{142,846}{0,75}$$

$$= 190,485 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \\ &= \frac{315,978}{0,75} - 190,485 \\ &= 230,819 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Spasi sengkang

Jumlah kaki sengkang, $n = 2$

$$\begin{aligned} A_v &= n \times 0,25 \times \pi \times d_s^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 265,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{req} &= \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s} \\ &= \frac{265,46 \times 420 \times 584,5}{230,819 \times 1000} \\ &= 282,333 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max1} &= \frac{d}{4} \\ &= \frac{584,5}{4} \\ &= 146,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max2} &= 6d_b \\ &= 6(25) \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{max3} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{use} = 100 \text{ mm}$$

Karena $s < s_{max}$, maka dipasang tulangan 2D13–100.

Tulangan Transversal Lapangan

1. Kuat geser beton (ϕV_c) dan kuat geser tulangan (ϕV_s)

$$V_c = 190,485 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{197,596}{0,75} - 190,485 \\ &= 72,976 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Spasi sengkang

Jumlah kaki sengkang, $n = 2$

$$\begin{aligned} A_v &= n \times 0,25 \times \pi \times d_s^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 265,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{req} &= \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s} \\ &= \frac{265,46 \times 420 \times 584,5}{72,976 \times 1000} \\ &= 893,003 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{584,5}{2} \\ &= 292,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{use} = 200 \text{ mm}$$

Karena $s < s_{max}$, maka dipasang tulangan 2D13 mm – 200 mm.

Tulangan Torsi

1. Parameter geometri penampang untuk perhitungan torsi

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 350 \times 650 \\
 &= 227500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (350 + 650) \\
 &= 2000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x_1 &= b - 2 \times \left(c_c + \frac{d_s}{2}\right) \\
 &= 350 - 2 \times \left(40 + \frac{13}{2}\right) \\
 &= 257 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_1 &= h - 2 \times \left(c_c + \frac{d_s}{2}\right) \\
 &= 650 - 2 \times \left(40 + \frac{10}{2}\right) \\
 &= 557 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= x_1 \times y_1 \\
 &= 257 \times 557 \\
 &= 143149 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 143149 \\
 &= 110754,15 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (x_1 + y_1) \\
 &= 2 \times (257 + 557) \\
 &= 1628 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Kebutuhan tulangan torsi

$$\begin{aligned}\phi T_{th} &= \phi 0,083 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \\ &= 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \frac{227500^2}{2000} \\ &= 8,823 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$T_u = 8,409 \text{ kNm} > \phi T_{th} = 8,823$, maka torsi boleh diabaikan.

Rekapitulasi Perancangan Balok Induk

Berikut ini adalah rekapan jenis balok anak induk jumlah tulangan yang terpasang:

Tabel 2.52 Rekapitulasi Jenis Balok Induk

Tipe Balok	Dimensi	Letak	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	Tulangan Torsi
BI-1	350 X 650	Tumpuan (-)	8D25	3D13-100	-
		Tumpuan (+)	6D25		
		Lapangan (-)	6D25	3D13-100	
		Lapangan (+)	9D25		
BI-2	350 X 650	Tumpuan (-)	5D25	2D13-100	-
		Tumpuan (+)	3D25		
		Lapangan (-)	2D25	2D13-200	
		Lapangan (+)	2D25		
BI-3	350 X 650	Tumpuan (-)	6D25	2D13-100	4D13
		Tumpuan (+)	5D25		
		Lapangan (-)	3D25	2D13-200	
		Lapangan (+)	3D25		
BI-4	350 X 700	Tumpuan (-)	8D25	3D13-100	4D13
		Tumpuan (+)	6D25		
		Lapangan (-)	3D25	3D13-100	
		Lapangan (+)	5D25		
BI-5	350 X 700	Tumpuan (-)	7D25	2D13-150	4D13
		Tumpuan (+)	4D25		
		Lapangan (-)	3D25	2D13-200	

Tipe Balok	Dimensi	Letak	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	Tulangan Torsi
		Lapangan (+)	4D25		
BI-6	350 X 700	Tumpuan (-)	7D25	2D13-100	6D13
		Tumpuan (+)	6D25		
		Lapangan (-)	3D25	2D13-200	
		Lapangan (+)	4D25		
BI-7	350 X 700	Tumpuan (-)	6D25	2D13-100	-
		Tumpuan (+)	5D25		
		Lapangan (-)	2D25	2D13-200	
		Lapangan (+)	2D25		
BI-8	350 X 700	Tumpuan (-)	5D25	3D13-100	4D13
		Tumpuan (+)	5D25		
		Lapangan (-)	3D25	3D13-150	
		Lapangan (+)	3D25		

2.10 Perancangan Kolom

Sama seperti balok induk, kolom juga merupakan elemen struktural yang dirancang sebagai elemen pemikul momen khusus. Terdapat syarat mengenai batasan dimensi penampang untuk kolom pemikul momen khusus. Batasan tersebut diatur dalam Pasal 18.7.2.1 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

1. Sisi terpendek kolom minimal 300 mm
2. Rasio sisi terpendek dibandingkan dengan sisi terpanjang kolom harus lebih besar dari 0,4

2.10.1 Kebutuhan Tulangan Longitudinal Kolom

Pada bangunan yang dirancang untuk menahan gempa, elemen struktural dan elemen non-struktural bangunan boleh mengalami kerusakan, tetapi struktur bangunan tidak boleh runtuh. Oleh karena itu, prinsip *Strong Column-Weak Beam* (SCWB) adalah dasar utama dalam menentukan kebutuhan tulangan longitudinal kolom. Prinsip ini menyatakan bahwa kolom harus memiliki kekuatan momen nominal yang lebih besar dibandingkan kekuatan momen nominal balok yang

menumpu padanya. Tujuan utama dari konsep SCWB adalah agar saat struktur mengalami beban gempa besar, zona sendi plastis akan terbentuk pada kedua ujung balok, bukan pada kolom. Sehingga bagian yang terlebih dahulu mengalami leleh atau kerusakan adalah balok, bukan kolom. Dengan memenuhi prinsip SCWB, stabilitas struktur tetap terjaga walaupun balok mengalami kerusakan akibat gempa, sehingga keseluruhan bangunan dapat tetap berdiri dan memberikan waktu bagi penghuni untuk melakukan evakuasi. Berdasarkan Pasal 18.7.3.2 SNI 2847:2019, kekuatan momen lentur kolom harus memenuhi:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb} \quad (2.146)$$

Nilai momen nominal balok (M_{nb}) dapat dihitung dengan cara:

$$M_{nb} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.147)$$

Untuk momen nominal kolom diperoleh dengan menggunakan bantuan *software spColumn*. Untuk menggunakan software ini, terlebih dahulu diperlukan gaya-gaya yang bekerja pada kolom (dari ETABS), yang kemudian diinputkan ke dalam *software spColumn*. Setelah itu, dilakukan *trial & error* jumlah tulangan longitudinal hingga kapasitas penampang kolom mampu mengakomodasi gaya-gaya yang terjadi. Jumlah tulangan yang diperoleh harus dicek terhadap batasan rasio tulangan yang diizinkan. Rasio tulangan pada kolom harus memenuhi syarat yang tertulis dalam Pasal 18.7.4.1 SNI 2847:2019 yaitu luas tulangan longitudinal kolom harus lebih dari $0,01A_g$ namun harus kurang dari $0,06A_g$.

$$1\% \leq \rho = \frac{A_{st}}{A_g} \leq 6\% \quad (2.148)$$

2.10.2 Kebutuhan dan Spasi Tulangan Transversal Kolom

Kebutuhan dan spasi tulangan transversal kolom dibagi menjadi dua bagian, yaitu untuk zona sendi plastis dan zona luar sendi plastis.

Zona Sendi Plastis:

1. Menentukan panjang zona sendi plastis (l_o)

Dalam Pasal 18.7.5.1 SNI 2847:2019 disebutkan bahwa panjang zona sendi plastis ditentukan berdasarkan syarat berikut:

$$l_o = \max (\text{sisi terpanjang kolom} ; L_n/6 ; 450 \text{ mm}) \quad (2.149)$$

Perlu diperhatikan bahwa nilai l_o dihitung dari permukaan balok menuju tengah bentang kolom.

2. Menghitung *probable moment* kolom (M_{prk}) dan gaya geser pada zona sendi plastis

Pada Pasal 18.7.6.1.1 SNI 2847:2019 disebutkan bahwa nilai gaya geser *design* (V_e) harus dihitung dengan mempertimbangkan *probable moment* yang terjadi pada ujung-ujung kolom. Nilai M_{pr} yang dipertimbangkan adalah yang berasal dari balok saja. Nilai *probable moment* balok (M_{prb}) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.142). Sedangkan untuk *probable moment* kolom (M_{prk}) dapat dihitung dengan cara berikut:

$$M_{prk} = \frac{M_{prb-} + M_{prb+}}{2} \quad (2.150)$$

Pada pasal yang sama, disebutkan juga bahwa nilai gaya geser *design* (V_e) tidak boleh lebih kecil dari gaya geser hasil analisis struktur (V_u) yang diperoleh dari output ETABS. Untuk menghitung nilai V_e , digunakan persamaan berikut:

$$V_e = \frac{M_{prk_1} + M_{prk_2}}{L_n} \quad (2.151)$$

3. Menghitung kebutuhan tulangan transversal

Kebutuhan tulangan transversal zona sendi plastis dibagi menjadi dua, yaitu berdasarkan kuat atau gaya geser yang terjadi pada kolom dan berdasarkan kebutuhan untuk pengekanan inti kolom, kemudian dipilih yang terbesar untuk digunakan.

- Berdasarkan kuat geser kolom

Gaya geser yang digunakan adalah gaya gese terbesar antara V_e dan V_u .

Pasal 18.7.6.2.1 SNI 2847:2019 menyebutkan bahwa tulangan transversal didesain dengan menganggap $V_c = 0$ jika:

- Gaya geser ultimit akibat gempa (V_e) lebih besar dari setengah gaya geser analisis struktur (V_u).
- Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) lebih kecil dari $\frac{A_g \times f_c'}{20}$.

Jika kedua kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka kuat geser beton (V_c) dihitung sesuai persamaan (2.110). Untuk kuat geser tulangan, dapat digunakan persamaan (2.111).

Kebutuhan luas tulangan berdasarkan kuat geser adalah:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \times d} \quad (2.152)$$

- Berdasarkan kebutuhan pengekangan inti kolom

Tulangan transversal untuk pengekangan inti kolom untuk kolom-kolom sistem rangka pemikul momen khusus diatur pada Tabel 18.7.5.4 SNI 2847:2019.

Tabel 2.53 Kebutuhan Tulangan Transversal Berdasarkan Pengekangan Inti Kolom

Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 18.7.5.4

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
$\frac{A_{sh}}{sb_c}$ Untuk sengkang pengegang persegi	$P_u \leq 0,3A_g \times f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b)	a. $0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ b. $0,09 \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$
	$P_u > 0,3A_g \times f_c'$ dan $f_c' > 70 \text{ MP}$	Terbesar antara (a), (b), dan (c)	c. $0,2k_f k_n \frac{P_u}{A_{ch} f_{yt}}$

4. Menghitung spasi maksimum

Spasi maksimum untuk zona sendi plastis diatur dalam Pasal 18.7.5.3 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

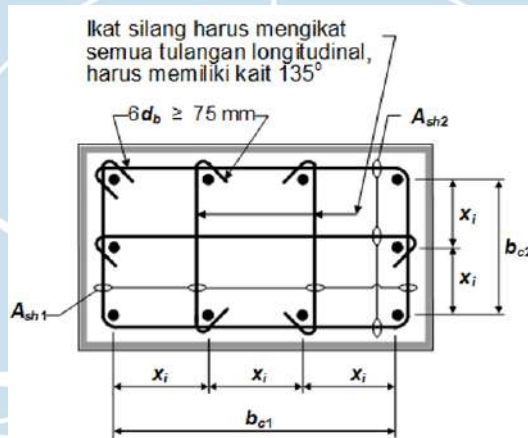
- $s_{max1} = \frac{1}{4} \times \text{dimensi kolom terkecil}$ (2.153)

- $s_{max2} = 6 \times d_b$ (2.154)

- $s_{max3} = s_o$ (2.155)

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (2.156)$$

Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm, namun tidak perlu kurang dari 100 mm. h_x adalah nilai x_i terbesar dan x_i tidak boleh lebih dari 200 mm.



Gambar 2.60 Nilai x_i

Sumber: SNI 2847:2019 Gambar R18.7.5.2

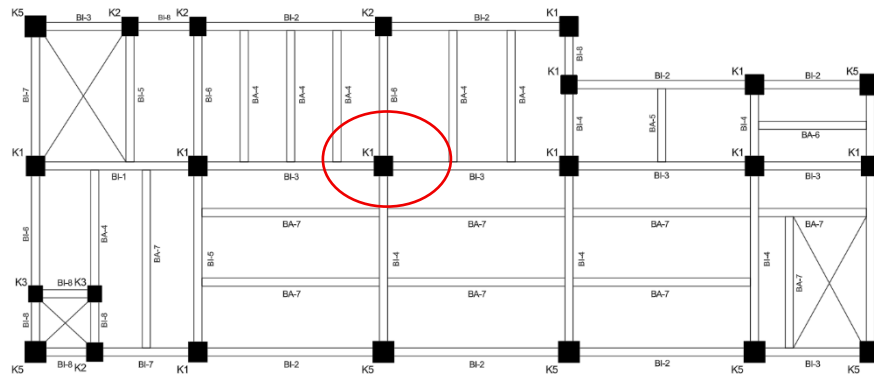
Zona Luar Sendi Plastis:

Spasi tulangan transversal terpasang pada zona luar sendi plastis diatur dalam Pasal 18.7.5.5 SNI 2847:2019, yaitu:

$$s_{max} = \min (6d_b ; 150 \text{ mm}) \quad (2.157)$$

2.10.3 Contoh Perancangan Kolom

Untuk contoh perhitungan dilakukan pada kolom K1 dengan lokasi sebagai berikut:



Gambar 2.61 Lokasi Kolom K1 Tinjauan

Data dari kolom K1 tersebut adalah sebagai berikut:

Panjang kolom, L = 4000 mm

Sisi pendek kolom, b = 800 mm

Sisi panjang kolom, h = 850 mm

Diameter Tulangan Longitudinal, d_b = 29 mm

Diameter Tulangan transversal, d_s = 13 mm

Tebal selimut beton, C_c = 40 mm → lihat Tabel 2.46

Kuat Tekan Beton, f_c' = 30 MPa

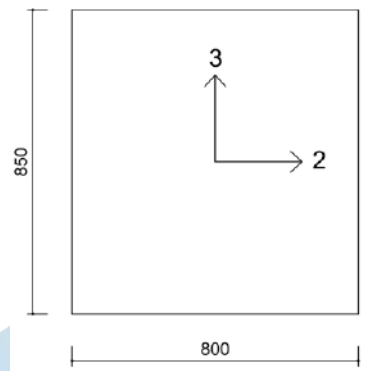
Kuat leleh tulangan longitudinal, f_y = 420 MPa

Kuat leleh tulangan transversal, f_{yt} = 420 MPa

Tinggi balok, h_b = 700 mm

Bentang bersih, L_n = 4000 – 700 = 3300 mm

Berdasarkan output ETABS, K1 memiliki gaya geser V_{u2} sebesar 413,202 kN dan gaya geser V_{u3} sebesar 432,597 kN.



Gambar 2.62 Sumbu 2 dan Sumbu 3 Kolom K1

Momen dan gaya aksial yang terjadi dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.54 Gaya Dalam Kolom K1 Tinjauan

No	Story	Kondisi	P _u (kN)	M ₂ = M _x (kNm)	M ₃ = M _y (kNm)
1	Story 2	P _{u,max}	-5099,368	-1152,9317	-946,3377
2		P _{u,min}	691,9979	251,23	217,269
3		M _{2, max}	316,6595	1524,0864	908,6393
4		M _{2, min}	-4550,983	-1344,9688	-1018,4789
		M _{3, max}	-4550,983	-1344,9688	-1018,4789
5		M _{3, min}	595,9339	954,0284	982,8202
6	Story 3	P _{u,max}	571,4448	119,7464	34,7265
7		P _{u,min}	-3968,565	-623,1532	-698,806
8		M _{2, max}	147,3117	977,9972	540,4809
9		M _{2, min}	-3360,8729	-841,134	-861,3483
10		M _{3, max}	-194,442	884,939	661,5992
9		M _{3, min}	-3360,8729	-841,134	-861,3483
11	Story 4	P _{u,max}	383,2622	276,0052	137,3771
12		P _{u,min}	-2753,7293	-330,7781	-479,4066
13		M _{2, max}	-256,2082	616,6226	230,8696
14		M _{2, min}	-2055,7946	-628,372	-362,8055
15		M _{3, max}	-21,2519	541,1499	640,7322

No	Story	Kondisi	P _u (kN)	M ₂ = M _x (kNm)	M ₃ = M _y (kNm)
16		M _{3, min}	-2127,9616	-503,9377	-639,1589
17	Story 5	P _{u, max}	227,3094	279,1858	113,114
18		P _{u, min}	-1584,0002	-97,4379	-320,2135
19		M _{2, max}	-164,4502	572,902	138,5901
20		M _{2, min}	-985,5732	-815,5928	-296,5234
21		M _{3, max}	-305,5981	317,1597	426,7235
22		M _{3, min}	-885,9201	-687,8285	-408,8778

Batasan dimensi Penampang:

1. Sisi terpendek kolom minimal 300 mm

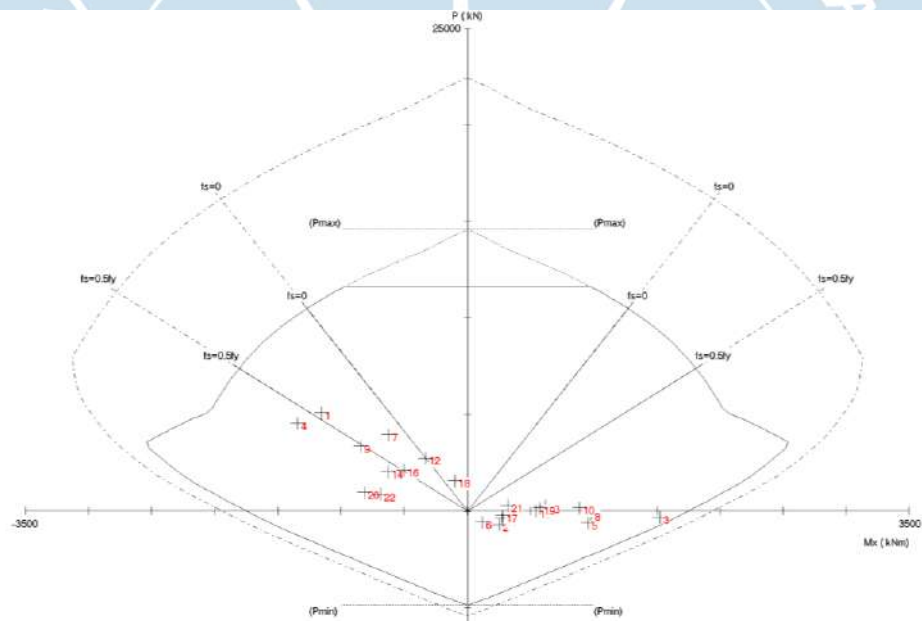
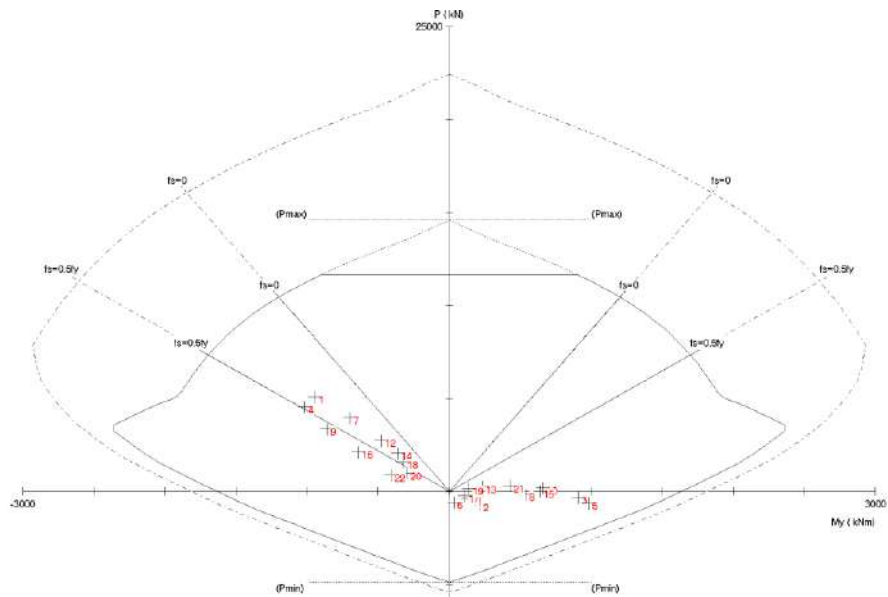
$$b = 800 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{syarat terpenuhi}$$

2. Rasio sisi terpendek dibandingkan dengan sisi terpanjang kolom harus lebih besar dari 0,4

$$\frac{b}{h} = \frac{800}{850} = 0,94 > 0,4 \rightarrow \text{syarat terpenuhi}$$

Tulangan Longitudinal:

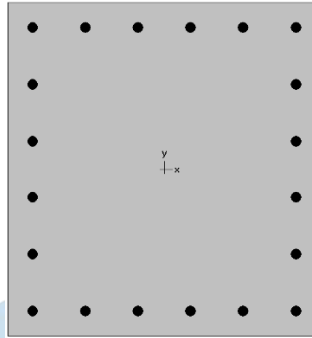
Diagram interaksi kolom K1 adalah sebagai berikut:



Gambar 2.63 Diagram Interaksi Aksial - Lentur K1

1. Rasio Tulangan

Tulangan yang digunakan untuk K1 sebanyak 20D29 yang disusun seperti gambar berikut:



Gambar 2.64 Susunan Tulangan Longitudinal K1

Maka rasio penulangan:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{20 \times 0,25 \times \pi \times 29^2}{800 \times 850} \times 100 = 1,94\%$$

Karena rasio penulangan K1 lebih besar dari 1% dan lebih kecil dari 6%, maka tulangan longitudinal 20D29 mm dapat digunakan.

2. Cek *Strong Column-Weak Beam* (SCWB)

Hasil output ϕM_n untuk K1 dari spColumn dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.55 Momen Nominal Kolom K1

Kondisi	ϕM_{nx} (kNm)	ϕM_{ny} (kNm)	ϕ	M_{nx} (kNm)	M_{ny} (kNm)
1	-1880,44	-1152,9317	0,65	-2892,98	-2652,11
2	1127,13	251,23	0,9	1252,37	1162,87
3	1620	1524,0864	0,9	1800,00	1510,37
4	-1975,69	-1344,9688	0,65	-3039,52	-2765,95
5	1380,33	-1344,9688	0,9	1533,70	1464,22
6	1113,94	954,0284	0,9	1237,71	1124,72
7	-1860,75	119,7464	0,65	-2862,69	-2747,28
8	1497,52	-623,1532	0,9	1663,91	1423,09
9	-1746,64	977,9972	0,9	-1940,71	-1812,79
10	1746,64	-841,134	0,9	1940,71	1812,79
11	1212,66	884,939	0,9	1347,40	1211,78
12	-1746,64	-841,134	0,9	-1940,71	-1812,79

Kondisi	ϕM_{nx} (kNm)	ϕM_{ny} (kNm)	ϕ	M_{nx} (kNm)	M_{ny} (kNm)
13	1746,64	276,0052	0,9	1940,71	1812,79
14	-1746,64	-330,7781	0,9	-1940,71	-1812,79
15	1746,64	616,6226	0,9	1940,71	1812,79
16	-1746,64	-628,372	0,9	-1940,71	-1812,79
17	1251,5	541,1499	0,9	1390,56	1245,41
18	-1746,64	-503,9377	0,9	-1940,71	-1812,79
19	1746,64	279,1858	0,9	1940,71	1812,79
20	-1746,64	-97,4379	0,9	-1940,71	-1812,79
21	1746,64	572,902	0,9	1940,71	1812,79
22	-1746,64	-815,5928	0,9	-1940,71	-1812,79

- Momen Nominal Kolom

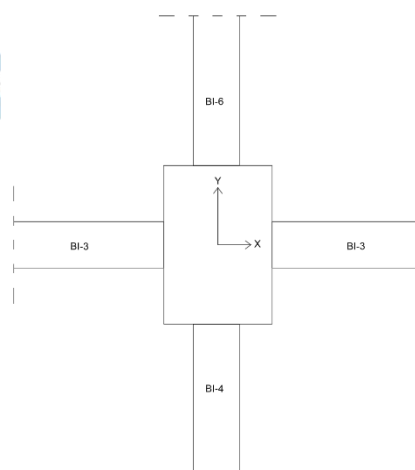
Dipilih nilai momen nominal terkecil yang terjadi pada kondisi 6.

$$M_{ncx} = 1237,71 \text{ kNm}$$

$$M_{ncy} = 1124,72 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal Balok

Balok yang menumpu pada kolom tinjauan adalah sebagai berikut:



Gambar 2.65 Balok Pada Kolom K1 Tinjauan

Dari hasil perhitungan momen nominal balok induk menggunakan persamaan (2.147), diperoleh nilai sebagai berikut:

$$M_{nb_BI-3} (-) = 671,159 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_BI-3} (+) = 588,730 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_BI-4} (-) = 952,01 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_BI-4} (+) = 753,297 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_BI-6} (-) = 839,961 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_BI-6} (+) = 735,586 \text{ kNm}$$

- Cek syarat SCWB Arah Sumbu 2

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

$$(M_{ncy} + M_{ncy}) \geq (1,2) (M_{nb_BI-3} (-) + M_{nb_BI-3} (+))$$

$$(1124,72 + 1124,72) \geq (1,2)(671,159 + 588,730)$$

$$2249,444 \geq 1511,86$$

Maka syarat SCWB ($\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$) terpenuhi, dan tulangan dapat digunakan.

- Cek syarat SCWB Arah Sumbu 3

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

$$(M_{ncx} + M_{ncx}) \geq (1,2) (M_{nb_BI-4} (-) + M_{nb_BI-6} (+))$$

$$(1237,71 + 1237,71) \geq (1,2)(952,01 + 735,586)$$

$$2475,422 \geq 2025,12$$

Maka syarat SCWB ($\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$) terpenuhi, dan tulangan dapat digunakan

Tulangan Transversal Sumbu 2: Zona Sendi Plastis

1. Panjang zona sendi plastis (l_o)

$$l_{o1} = \text{sisi terpanjang kolom} = 850 \text{ mm}$$

$$l_{o2} = \frac{L_n}{6} = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$$

$$l_{o3} = 450 \text{ mm}$$

Berdasarkan ketiga nilai di atas, diperoleh $l_o = 850 \text{ mm}$.

2. Probable moment kolom (M_{prk}) dan gaya geser pada zona sendi plastis

Nilai M_{pr} balok yang menumpu pada kolom adalah sebagai berikut:

$$M_{prb_BI-3} (-) = 660,137 \text{ kNm}$$

$$M_{prb_BI-3} (+) = 769,841 \text{ kNm}$$

Gaya geser pada zona sendi plastis adalah:

$$M_{prk} = \frac{M_{prb_BI-3} (-) + M_{prb_BI-3} (+)}{2}$$

$$= \frac{660,137 + 769,841}{2}$$

$$= 714,989 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{prk_1} + M_{prk_2}}{L_n}$$

$$= \frac{714,989 + 714,989}{3,3}$$

$$= 433,327 \text{ kN}$$

3. Kebutuhan tulangan transversal

- Berdasarkan kuat geser kolom

$$0,5V_{u2} = 0,5 \times 413,202 = 206,601 \text{ kN}$$

Karena $V_e > 0,5V_{u2}$ maka kuat geser beton $V_c = 0$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{433,327}{0,75} - 0$$

$$= 577,77 \text{ kN}$$

$$d = b - Cc - ds - \frac{d_b}{2}$$

$$= 800 - 40 - 13 - \frac{29}{2}$$

$$= 732,5 \text{ mm}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \times d}$$

$$= \frac{577,77 \times 1000}{420 \times 732,5}$$

$$= 1,876 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{Persamaan (A)}$$

- Berdasarkan kebutuhan pengekangan inti kolom

$$h_c = h - 2Cc$$

$$= 850 - 2(40)$$

$$= 770 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2Cc)(h - 2Cc)$$

$$= (800 - 2 \times 40)(850 - 2 \times 40)$$

$$= 554400 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 5099367 \text{ N}$$

$$0,3A_g \times f_c' = 0,3(800 \times 850) \times 420$$

$$= 6120000 \text{ N}$$

Karena $P_u \leq 0,3A_g \times f_c'$ dan $f_c' = 30 \text{ MPa} \leq 70 \text{ MPa}$, maka berdasarkan Tabel 2.53, kebutuhan untuk pengekangan inti kolom dihitung sebagai berikut:

$$\frac{A_{sh}}{sh_c} = 0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \times \left(\frac{800 \times 850}{554400} - 1 \right) \frac{30}{420} \times h_c$$

$$= 3,738 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{Persamaan (B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{sh_c} = 0,09 \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \times \frac{30}{420} \times h_c$$

$$= 4,95 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{Persamaan (C)}$$

- Berdasarkan Persamaan (A), (B), dan (C), digunakan kebutuhan tulangan transversal terbesar yaitu $\frac{A_{sh}}{s} = 4,95 \text{ mm}^2/\text{mm}$

4. Spasi terpasang dan spasi maksimum

Misal digunakan sengkang diameter 13 mm dengan 4 kaki, maka:

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{530,929}{4,95}$$

$$= 107,26 \text{ mm}$$

Digunakan $s = 100 \text{ mm}$

$$s_{max1} = \frac{1}{4} \times \text{dimensi kolom terkecil}$$

$$= \frac{1}{4} \times 800$$

$$= 200 \text{ mm}$$

$$s_{max2} = 6 \times d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar tulangan, } x_i = \frac{b - 2C_c - 2d_s - d_b}{6 - 1}$$

$$= \frac{800 - 2(40) - 2(13) - 29}{6 - 1}$$

$$= 133 \text{ mm} < 200 \text{ mm (Ok)}$$

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - (2 \times 133)}{3} \right) = 128 \text{ mm}$$

Karena nilai s_o tidak lebih dari 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm, maka:

$$s_{max3} = 128 \text{ mm}$$

Karena $s \leq s_{max}$, maka tulangan transversal di daerah l_o sebanyak 4D13 mm – 100 mm dapat digunakan.

Tulangan Transversal Sumbu 2: Zona Luar Sendi Plastis

$$V_e = 433,327 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} \times h \times \lambda \times d$$

$$= 0,17 \sqrt{30} \times 850 \times 1 \times 732,5$$

$$= 579,744 \text{ kN}$$

Karena $V_c > V_e$, maka tidak memerlukan tulangan geser tambahan.

Misal digunakan sengkang diameter 13 mm dengan 4 kaki.

$$s_{max1} = 6d_b$$

$$= 6 \times 29$$

$$= 174 \text{ mm}$$

$$s_{max2} = 150 \text{ mm}$$

Digunakan $s = 150 \text{ mm}$

Karena $s < s_{max}$ maka syarat terpenuhi dan tulangan transversal di luar daerah l_o sebanyak 4D13 mm – 150 mm dapat digunakan.

Tulangan Transversal Sumbu 3: Zona Sendi Plastis

1. Panjang zona sendi plastis (l_o)

$$l_o = 850 \text{ mm.}$$

2. Probable moment kolom (M_{prk}) dan gaya geser pada zona sendi plastis

Nilai M_{pr} balok yang menumpu pada kolom adalah sebagai berikut:

$$M_{prb_BI-4} (-) = 962,301 \text{ kNm}$$

$$M_{prb_BI-4} (+) = 847,153 \text{ kNm}$$

$$M_{prb_BI-6} (-) = 1070,007 \text{ kNm}$$

$$M_{prb_BI-6} (+) = 847,153 \text{ kNm}$$

Gaya geser pada zona sendi plastis adalah:

$$M_{prk} = \frac{M_{prb_BI-6} (-) + M_{prb_BI-4} (+)}{2}$$

$$= \frac{1070,007 + 847,153}{2}$$

$$= 958,580 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{prk_1} + M_{prk_2}}{L_n}$$

$$= \frac{958,580 + 958,580}{3,3}$$

$$= 580,958 \text{ kN}$$

3. Kebutuhan tulangan transversal

- Berdasarkan kuat geser kolom

$$0,5V_{u3} = 0,5 \times 432,597 = 216,3 \text{ kN}$$

Karena $V_e > 0,5V_{u3}$ maka kuat geser beton $V_c = 0$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{580,958}{0,75} - 0$$

$$= 774,610 \text{ kN}$$

$$d = h - Cc - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$= 850 - 40 - 13 - \frac{29}{2}$$

$$= 782,5 \text{ mm}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \times d}$$

$$= \frac{774,610 \times 1000}{420 \times 782,5}$$

$$= 2,357 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{Persamaan (A)}$$

- Berdasarkan kebutuhan pengekanan inti kolom

$$b_c = b - 2Cc$$

$$= 800 - 2(40)$$

$$= 720 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2Cc)(h - 2Cc)$$

$$= (800 - 2 \times 40)(850 - 2 \times 40)$$

$$= 554400 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 5099367 \text{ N}$$

$$0,3A_g \times f_c' = 6120000 \text{ N}$$

Karena $P_u \leq 0,3A_g \times f_c'$ dan $f_c' = 30 \text{ MPa} \leq 70 \text{ MPa}$, maka berdasarkan Tabel 2.53, kebutuhan untuk pengekanan inti kolom dihitung sebagai berikut:

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = 0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \times \left(\frac{800 \times 850}{554400} - 1 \right) \frac{30}{420} \times b_c \\ &= 3,495 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{Persamaan (B)}\end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0,09 \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} &= 0,09 \times \frac{30}{420} \times b_c \\ &= 4,629 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \text{Persamaan (C)}\end{aligned}$$

- Berdasarkan Persamaan (A), (B), dan (C), digunakan kebutuhan tulangan transversal terbesar yaitu $\frac{A_{sh}}{s} = 4,629 \text{ mm}^2/\text{mm}$

4. Spasi terpasang dan spasi maksimum

Misal digunakan sengkang diameter 13 mm dengan 4 kaki, maka:

$$\begin{aligned}A_v &= 4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \\ s &= \frac{530,929}{4,629} \\ &= 114,707 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan $s = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}s_{max1} &= \frac{1}{4} \times \text{dimensi kolom terkecil} \\ &= \frac{1}{4} \times 800 \\ &= 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$s_{max2} = 6 \times d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar tulangan, } x_i &= \frac{h - 2Cc - 2d_s - d_b}{6 - 1} \\ &= \frac{850 - 2(40) - 2(13) - 29}{6 - 1} \\ &= 143 \text{ mm} < 200 \text{ mm (Ok)}\end{aligned}$$

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - (2 \times 143)}{3} \right) = 121,333 \text{ mm}$$

Karena nilai s_o tidak lebih dari 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm, maka:

$$s_{max3} = 121,333 \text{ mm}$$

Karena $s \leq s_{max}$, maka tulangan transversal di daerah l_o sebanyak 4D13 mm – 100 mm dapat digunakan.

Tulangan Transversal Sumbu 2: Zona Luar Sendi Plastis

$$V_e = 580,958 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\sqrt{f_c'} \times h \times \lambda \times d \\ &= 0,17\sqrt{30} \times 850 \times 1 \times 782,5 \\ &= 582,886 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_c > V_e$, maka tidak memerlukan tulangan geser tambahan.

Misal digunakan sengkang diameter 13 mm dengan 4 kaki.

$$\begin{aligned} s_{max1} &= 6d_b \\ &= 6 \times 29 \\ &= 174 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{max2} = 150 \text{ mm}$$

Digunakan $s = 150 \text{ mm}$

Karena $s < s_{max}$ maka syarat terpenuhi dan tulangan transversal di luar daerah l_o sebanyak 4D13 mm – 150 mm dapat digunakan.

Rekapitulasi Perancangan Kolom

Berikut ini adalah rekapan jenis balok anak induk jumlah tulangan yang terpasang:

Tabel 2.56 Rekapitulasi Jenis Kolom

Kode Kolom	Dimensi	Jenis Tulangan	Lokasi	Arah Sumbu	Tulangan dan Spasi
K1	800 x 850	Longitudinal	20D29		
		Transversal	Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	3	4D13 - 150
			Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	2	4D13 - 150
K2	700 x 800	Longitudinal	20D29		
		Transversal	Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	3	4D13 - 150
			Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	2	4D13 - 150
K3	600 x 700	Longitudinal	16D29		
		Transversal	Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	3	4D13 - 150
			Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	2	4D13 - 150
K4	500 x 500	Longitudinal	12D29		
		Transversal	Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	3	4D13 - 100
			Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	2	4D13 - 100
K5	900 x 900	Longitudinal	28D29		
		Transversal	Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	3	4D13 - 150
			Tumpuan	Searah Sumbu	4D13 - 100
			Lapangan	2	4D13 - 150

2.11 Perancangan Hubungan Balok-Kolom

Hubungan balok-kolom harus dirancang sebagai *joint* pemikul momen khusus. Dalam perencanaanya, gaya pada tulangan longitudinal balok dimuka *joint* dihitung dengan mengasumsikan tegangan tarik lenturnya sebesar $1,25f_y$. Sama seperti konsep dalam perancangan kolom pemikul momen khusus, tegangan $1,25f_y$ digunakan karena saat gempa besar terjadi, tulangan balok di muka *joint* akan

memasuki fase *strain hardening*, sehingga gaya tariknya melebihi f_y . Asumsi ini diterapkan agar *joint* balok-kolom dirancang lebih kuat sehingga sendi plastis diharapkan terbentuk pada ujung balok, bukan pada sambungannya.

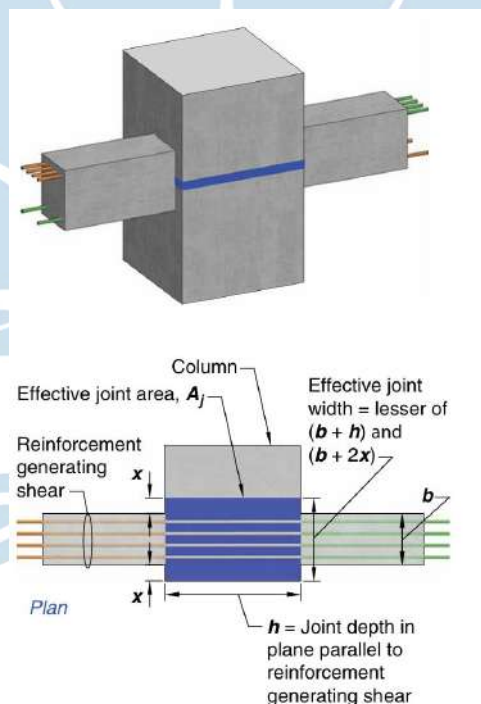
2.11.1 Langkah Perancangan Hubungan Balok-Kolom

Langkah-langkah untuk merancang hubungan balok-kolom pada sistem rangka pemikul momen khusus adalah sebagai berikut:

1. Menghitung *probable moment* balok (M_{prb})

Nilai *probable moment* balok (M_{prb}) yang menumpu pada *joint* dapat dihitung menggunakan persamaan (2.142).

2. Menentukan dimensi efektif *joint*



Gambar 2.66 Dimensi Efektif *Joint*

Sumber: ACI 318-19 Commentary 14.5.2.4

- Syarat dimensi kolom

Berdasarkan pada Pasal 18.8.2.3 SNI 2847:2019, bila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui *joint* balok-kolom, dimensi kolom yang paralel

dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton normal.

$$\text{dimensi kolom paralel tulangan} \geq 20d_b \quad (2.158)$$

- Syarat tinggi efektif *joint* (h_j)

Pada Pasal 18.8.4.3 SNI 2847:2019 disebutkan bahwa tinggi *joint* harus sebesar lebar kolom. Namun harus dikontrol berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.8.2.4, tinggi *joint* (h_j) tidak boleh kurang dari setengah tinggi balok-balok (h_b) yang merangka pada *joint* tersebut.

$$h_j \geq 0,5h_b \quad (2.159)$$

- Syarat lebar efektif *joint* (b_j)

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.8.4.3, lebar *joint* efektif tidak boleh melebihi nilai terkecil antara lebar balok ditambah tinggi *joint* atau dua kali jarak tegak lurus (x) yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

$$b_j \leq \min(b + h ; b + 2x) \quad (2.160)$$

3. Menentukan tulangan transversal pada *joint*

Berdasarkan Pasal 18.8.3.1 SNI 2847:2019, tulangan transversal *joint* dihitung seperti pada penulangan transversal kolom. Selanjutnya pada Pasal 18.8.3.1, dijelaskan bila pada keempat sisi *joint* terdapat balok yang merangka dan bila lebar dari setiap balok tersebut setidaknya tiga perempat lebar kolom, maka jumlah tulangan transversal yang diperlukan diizinkan untuk direduksi setengah dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom dan spasi tulangan transversal boleh diambil 150 mm.

4. Menghitung gaya geser pada *joint*

Untuk menghitung gaya geser pada *joint*, diperlukan gaya geser yang disebut sebagai V_{goyangan} atau V_{sway} (V_g). V_{sway} adalah gaya geser yang terjadi akibat goyangan struktur selama terjadi beban gempa. Gaya ini muncul karena adanya

momen plastis (*probable moment*) pada balok dan kolom di sekitar *joint*. Cara menghitungnya sama seperti perhitungan gaya geser pada zona sendi plastis kolom ($V_g = V_e$) yaitu menggunakan persamaan (2.150) dan (2.151).

Setelah diperoleh gaya geser V_g , selanjutnya perlu dihitung gaya tarik pada baja dan gaya tekan pada beton yang dihitung berdasarkan luas tulangan terpasang dengan mengasumsikan tegangan tarik lenturnya sebesar $1,25f_y$.

5. Menghitung kekuatan geser pada joint

Kekuatan geser (V_n) pada joint diatur dalam Tabel 18.8.4.1 SNI 2847:2019.

Tabel 2.57 Kekuatan Geser (V_n) Pada *Joint*

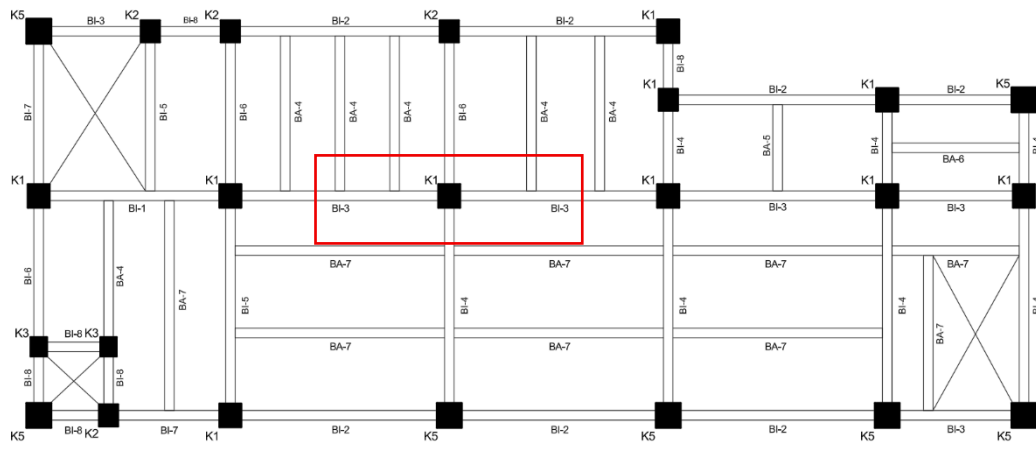
Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 18.8.4.1

Konfigurasi <i>Joint</i>	V_n
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya	$1,7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan	$1,2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Untuk kasus-kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Berdasarkan Pasal 18.8.4.2 SNI 2847: 2019, suatu muka *joint* dianggap terkekang oleh balok apabila lebar balok tersebut paling tidak tiga perempat dari lebar efektif *joint*. Untuk nilai faktor reduksi pada hubungan balok-kolom diambil sebesar 0,85 (Pasal 21.2.4.3 SNI 2847:2019).

2.11.2 Contoh Perancangan Hubungan Balok-Kolom

Perancangan hubungan balok-kolom dilakukan pada kolom dan balok dengan posisi sebagai berikut:



Gambar 2.67 Lokasi HKB Tinjauan

Kuat tekan beton, f'_c	= 30 Mpa
Diameter tulangan longitudinal balok, d_b	= 25 mm
Diameter tulangan transversal, d_s	= 13 mm
Kuat leleh tulangan longitudinal, f_y	= 420 Mpa
Kuat leleh tulangan transversal, f_{yt}	= 420 Mpa
Lebar kolom, B (arah x)	= 800 mm
Tinggi kolom, H (arah y)	= 850 mm
Panjang kolom, L	= 4000 mm
Tinggi balok, h_b	= 700 mm
Lebar balok, b	= 350 mm

Data Probable Moment Balok

$$M_{pr_BI-3} (-) = 769,8 \text{ kNm} \rightarrow 6D25$$

$$M_{pr_BI-3} (+) = 660,1 \text{ kNm} \rightarrow 5D25$$

$$M_{pr_BI-4} (-) = 1070 \text{ kNm} \rightarrow 8D25$$

$$M_{pr_BI-4} (+) = 847,2 \text{ kNm} \rightarrow 6D25$$

$$M_{pr_BI-6} (-) = 962,3 \text{ kNm} \rightarrow 7D25$$

$$M_{pr_BI-6} (+) = 847,2 \text{ kNm} \rightarrow 6D25$$

Analisis Gempa Arah X (Tulangan penyebab geser BI-3)

1. Dimensi efektif *joint*

- Syarat dimensi kolom

$$20d_b = 20 \times 25$$

$$= 500 \text{ mm}$$

Karena nilai $20d_b < 800 \text{ mm}$ (dimensi kolom paralel tulangan penyebab geser), maka syarat terpenuhi.

- Tinggi efektif *joint* (h_j)

$$h_j > 0,5h_b$$

$$800 \text{ mm} > 0,5(700)$$

$$800 \text{ mm} > 350 \text{ mm}$$

Karena nilai $h_j > 0,5h_b$, maka syarat terpenuhi.

- Lebar efektif *joint* (b_j)

$$b + h = 350 + 800$$

$$= 1150 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + 2\left(\frac{850 - 350}{2}\right)$$

$$= 850 \text{ mm}$$

Digunakan lebar efektif 850 mm sehingga luas *joint* dihitung sebagai berikut:

$$A_j = \text{Tinggi } joint \times \text{lebar efektif } joint$$

$$= 800 \times 850$$

$$= 680000 \text{ mm}^2$$

2. Tulangan transversal pada *joint*

$$\frac{3}{4} \times B = \frac{3}{4} \times 800 = 600 \text{ mm}$$

Karena b (lebar balok) $< \frac{3}{4}B$, maka kebutuhan tulangan transversal pada joint diambil sama dengan kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom, yaitu sebesar 4D13-100.

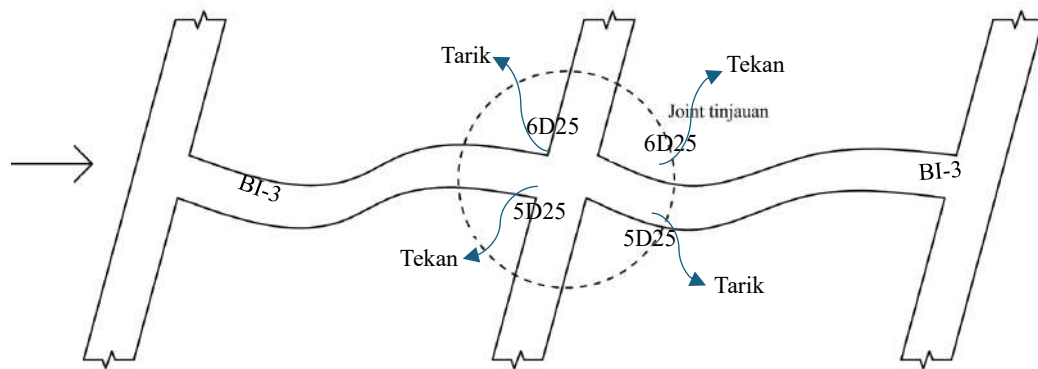
3. Gaya geser pada *joint*

- Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi diambil sebesar 0,5 dan momen serta gaya geser yang timbul pada kolom dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{M_{pr_B1-3} (-) + M_{pr_B1-3} (+)}{2} \\ &= \frac{769840843,466 + 660137344,724}{2} \\ &= 714989094 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_g &= \frac{M_c + M_c}{L_n} \\ &= \frac{714989094 + 714989094}{4000 - 700} \\ &= 433326,72 \text{ N} \end{aligned}$$

Diasumsikan arah goyangan kolom ke kanan



Gambar 2.68 Gaya Akibat Gempa dari Kiri Pada HBK Tinjauan (Tinjau Arah X)

- Gaya tarik tulangan dan tekan beton sisi kiri

$$\text{Luas tulangan } A_{s5D25} = 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 2945,24 \times 420 \\ &= 1546252 \text{ N} \end{aligned}$$

$$C_1 = T_1 = 1546,252 \text{ kN}$$

- Gaya tarik tulangan dan tekan beton sisi kanan

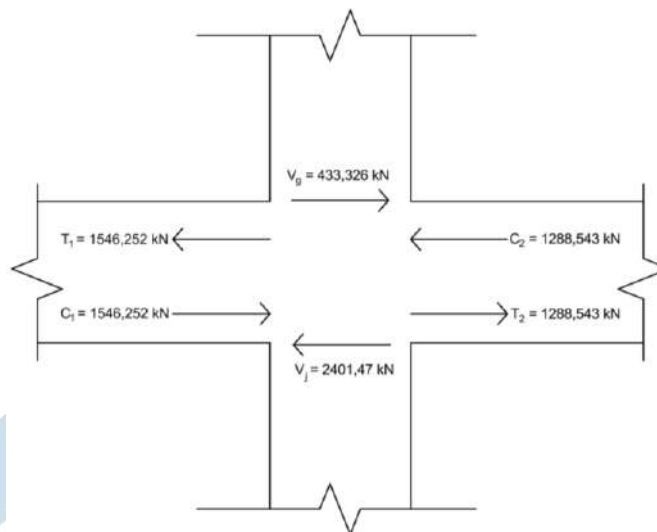
$$\text{Luas tulangan } A_{s5D25} = 2454,37 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 2454,37 \times 420 \\ &= 1288543 \text{ N} \end{aligned}$$

$$C_2 = T_2 = 1288,543 \text{ kN}$$

- Gaya geser pada joint (V_j)

$$\begin{aligned} V_j &= V_g - T_1 - C_2 \\ &= 433,326 - 1546,252 - 1288,543 \\ &= 2401,47 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 2.69 Gaya Geser Pada HBK Tinjauan (Tinjau Arah X)

4. Kekuatan Geser *Joint*

Konfigurasi *joint* yang tidak terkekang oleh balok pada sisinya dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j \\
 &= 1,0 \times 1 \times \sqrt{30} \times 680000 \\
 &= 3724,51 \text{ kN} \\
 \phi V_n &= 0,85 \times 3724,51 \\
 &= 3165,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\phi V_n > V_j$, maka hubungan balok-kolom dinyatakan aman.

Analisis Gempa Arah Y (Tulangan penyebab geser BI-4 dan BI-6)

1. Dimensi efektif *joint*

- Syarat dimensi kolom

$$\begin{aligned}
 20d_b &= 20 \times 25 \\
 &= 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $20d_b < 850 \text{ mm}$ (dimensi kolom paralel tulangan penyebab geser), maka syarat terpenuhi.

- Tinggi efektif *joint* (h_j)

$$h_j > 0,5h_b$$

$$850 \text{ mm} > 0,5(700)$$

$$850 \text{ mm} > 350 \text{ mm}$$

Karena nilai $h_j > 0,5h_b$, maka syarat terpenuhi.

- Lebar efektif *joint* (b_j)

$$b + h = 350 + 800$$

$$= 1150 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + 2\left(\frac{800 - 350}{2}\right)$$

$$= 800 \text{ mm}$$

Digunakan lebar efektif 800 mm sehingga luas *joint* dihitung sebagai berikut:

$$A_j = \text{Tinggi } joint \times \text{lebar efektif } joint$$

$$= 850 \times 800$$

$$= 680000 \text{ mm}^2$$

2. Tulangan transversal pada *joint*

$$\frac{3}{4} \times B = \frac{3}{4} \times 800 = 600 \text{ mm}$$

Karena b (lebar balok) $< \frac{3}{4}B$, maka kebutuhan tulangan transversal pada *joint* diambil sama dengan kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom, yaitu sebesar 4D13-100.

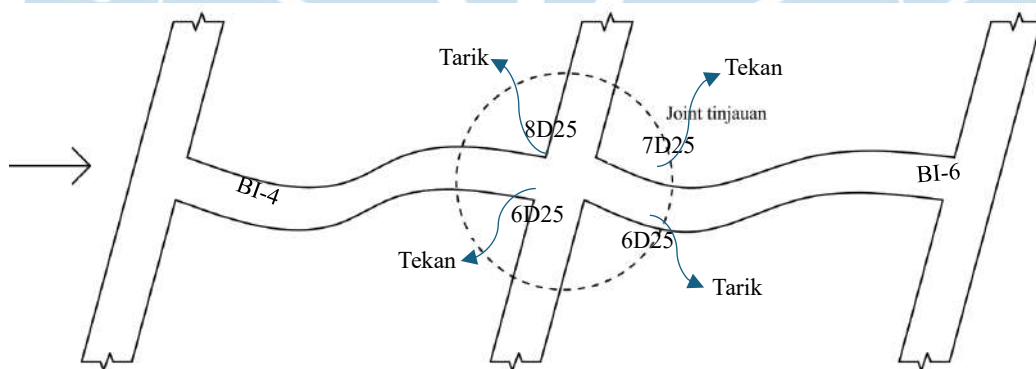
3. Gaya geser pada *joint*

- Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi diambil sebesar 0,5 dan momen serta gaya geser yang timbul pada kolom dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_c &= \frac{M_{pr_BI-4} (-) + M_{pr_BI-4} (+)}{2} \\
 &= \frac{1070007379,692 + 847153475,175}{2} \\
 &= 958580427 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_g &= \frac{M_c + M_c}{L_n} \\
 &= \frac{958580427 + 958580427}{4000 - 700} \\
 &= 580957,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diasumsikan arah goyangan kolom ke kanan



Gambar 2.70 Gaya Akibat Gempa dari Kiri Pada HBK Tinjauan (Tinjau Arah Y)

- Gaya tarik tulangan dan tekan beton sisi kiri

$$\text{Luas tulangan } A_{s8D25} = 3927 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\
 &= 1,25 \times 3927 \times 420 \\
 &= 2061670 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$C_1 = T_1 = 2061,67 \text{ kN}$$

- Gaya tarik tulangan dan tekan beton sisi kanan

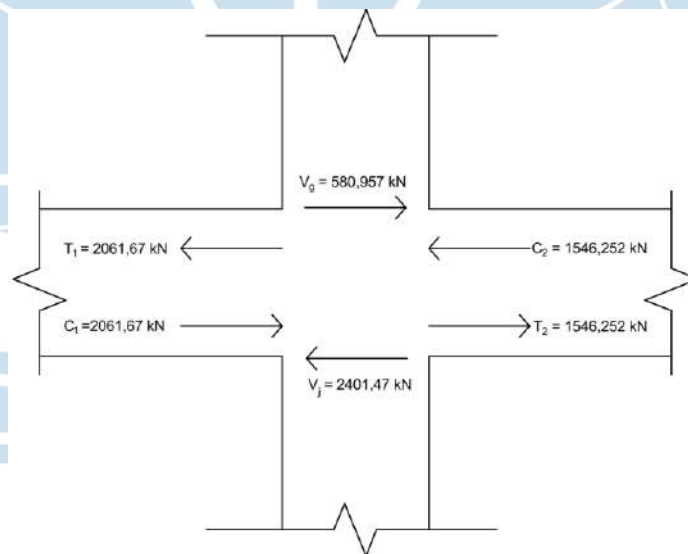
$$\text{Luas tulangan } A_{65D25} = 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 2945,24 \times 420 \\ &= 1546252 \text{ N} \end{aligned}$$

$$C_2 = T_2 = 1546,252 \text{ kN}$$

- Gaya geser pada joint (V_j)

$$\begin{aligned} V_j &= V_g - T_1 - C_2 \\ &= 580,957 - 2061,67 - 1546,252 \\ &= 2401,47 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 2.71 Gaya Geser Pada HBK Tinjauan (Tinjau Arah Y)

4. Kekuatan Geser *Joint*

Konfigurasi *joint* yang tidak terkekang oleh balok pada sisinya dihitung sebagai berikut:

$$V_n = 1,0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\begin{aligned}
&= 1,0 \times 1 \times \sqrt{30} \times 680000 \\
&= 3724,51 \text{ kN} \\
\phi V_n &= 0,85 \times 3724,51 \\
&= 3165,83 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Karena nilai $\phi V_n > V_j$, maka hubungan balok-kolom dinyatakan aman.

2.12 Perancangan Pelat Satu Arah

Pada pelat satu arah yang ditumpu pada keempat sisinya dengan rasio $L_y/L_x \geq 2$, reaksi dari beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek. Lendutan yang terjadi adalah searah dengan bentang pendek atau tegak lurus bentang panjang. Oleh karena itu, diperlukan tulangan utama yang dipasang searah dengan bentang pendek.

Pada pelat satu arah yang ditumpu lebih dari dua tumpuan, akan timbul momen positif dan momen negatif akibat beban yang bekerja. Momen yang terjadi ini dapat dihitung dengan koefisien-koefisien momen. Metode perhitungan seperti ini disebut dengan Metode Pendekatan. Metode ini secara khusus dibahas pada SNI 2847:2019 Pasal 6.5 tentang "Metode pendekatan untuk analisis balok menerus dan pelat satu arah non-prategang". Metode ini dapat digunakan jika:

- Komponen struktur adalah prismatis
- Beban terdistribusi merata
- Beban hidup tak terfaktor tidak melebihi tiga kali beban mati tak terfaktor.
- Terdapat dua bentang atau lebih.
- Panjang bentang terbesar terhadap bentang terpendek dari dua bentang yang bersebelahan tidak lebih dari 20%.

Momen ultimit dan gaya geser ultimit akibat gravitasi dapat dilihat pada Tabel 2.58 dan Tabel 2.59.

Tabel 2.58 Gaya Geser Pendekatan pada Pelat 1 Arah

Sumber : Tabel 6.5.4 SNI 2847:2019

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 2.59 Momen Pendekatan pada Pelat 1 Arah

Sumber: Tabel 6.5.2 SNI 2847:2019

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	$\frac{w_u \cdot \ell_n^2}{12}$

Momen	Lokasi	Kondisi	M _u
		jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya	

2.12.1 Kebutuhan Tulangan dan Spasi Tulangan Pelat Satu Arah

- Tulangan Lentur

Kebutuhan tulangan lentur pelat satu arah ditentukan berdasarkan momen ultimit (M_u) pelat yang diperoleh salah satunya dari Tabel 2.59. Luas tulangan yang dibutuhkan dapat dihitung dengan cara:

$$A_{sreq} = \rho_{req} bd \quad (2.161)$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right] \quad (2.162)$$

Luas tulangan yang digunakan harus memenuhi paling sedikit luas tulangan minimum sebagaimana ditetapkan dalam Tabel 7.6.1.1 SNI 2847:2019.

Tabel 2.60 Luas Tulangan Lentur dan Tulangan Susut Minimum Pelat Satu Arah

Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 7.6.1.1

Tipe Tulangan	Mutu, f_y (MPa)	A_{s_min} (mm ²)	
Batang Ulir	< 420	0,0020 A _g	
Batang Ulir atau Kawat Las	≥ 420	Terbesar	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
		dari	0,0014 A _g

Rasio tulangan maksimum penting untuk dihitung, hal ini karena dalam perencanaan tulangan lentur pelat satu arah, diasumsikan bahwa penampang berada pada kondisi terkendali tarik ($\phi = 0,90$). Oleh karena

itu, rasio tulangan terpasang (ρ) harus lebih kecil atau sama dengan batas maksimum rasio tulangan (ρ_{maks}). Nilai rasio tulangan maksimum dapat dihitung sebagai berikut:

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y} \quad (2.163)$$

- Tulangan Susut

Tulangan susut adalah tulangan yang dipasang tegak lurus dengan tulangan lentur. Syarat tulangan susut diatur dalam Pasal 24.4.3.2 SNI 2847:2019, luas tulangan susut harus memenuhi persamaan seperti pada Tabel 2.60.

- Syarat Spasi Tulangan

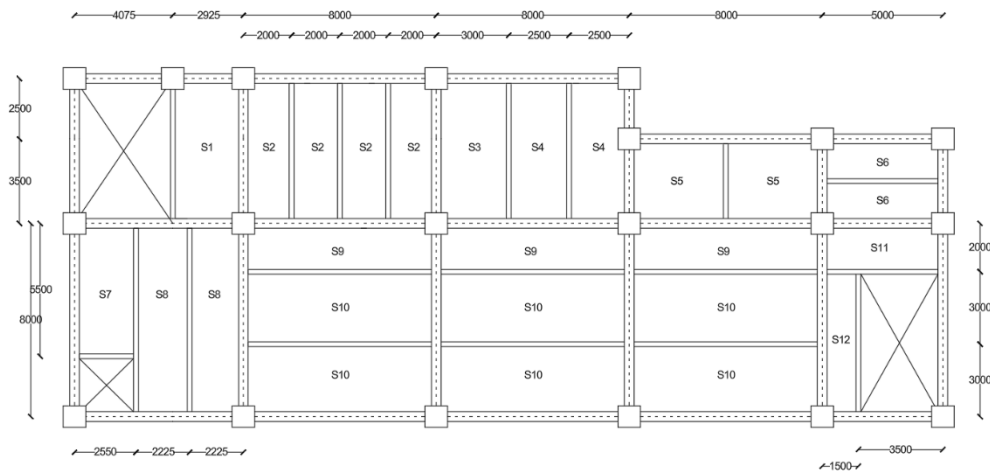
Spasi tulangan lentur maksimal dan minimum untuk pelat satu arah sama dengan pada balok anak, yaitu harus memenuhi persamaan (2.107), (2.108), dan (2.109). Selain itu, mengacu pada Pasal 7.7.2.3 SNI 2847:2019, spasi maksimum tulangan tidak boleh melebihi dari $3h$ dan 450 mm.

Spasi maksimal untuk tulangan susut diatur dalam Pasal 7.7.2.4 SNI 2847:2019:

$$s_{max} = \min(5h ; 450) \quad (2.164)$$

2.12.2 Contoh Perancangan Pelat Satu Arah

Untuk contoh perhitungan dilakukan pada pelat dengan kode S6 pada Gambar 2.72.



Gambar 2.72 Kode Pelat Pada Bangunan

Data dari pelat tersebut adalah sebagai berikut:

Mutu beton, f'_c = 30 MPa

Mutu tulangan, f_y = 420 MPa

Selimut beton, C_c = 20 mm → lihat Tabel 2.46

Tebal pelat, h = 150 mm

Lebar pelat, b_w = 1000 mm (asumsi)

Diameter tulangan utama, D = 13 mm

Diameter tulangan susut, d = 10 mm

Tinggi efektif, d_s = $h - C_c - \frac{D}{2}$
 $= 150 - 20 - \frac{13}{2}$
 $= 123,5 \text{ mm}$

Bentang sisi panjang, L_y = 5000 mm

Bentang sisi pendek, L_x = 1750 mm

Fungsi ruang = Koridor

Beban hidup, LL = 4,79 kN/m² → lihat sub-bab 2.4.3 Beban Hidup (LL)

Cek Tipe Pelat, Beban Ultimit Terfaktor, dan Syarat Metode Pendekatan

1. Tipe Pelat

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5000}{1750} = 2,85 > 2, \text{ maka termasuk tipe pelat satu arah}$$

2. Beban ultimit terfaktor

Pelat ini menopang beban mati berupa berat sendiri dan beban mati tambahan. Berat sendiri pelat adalah sebesar:

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Berat sendiri pelat} &= 0,15 \times 24 \\ &= 3,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban mati tambahan yang didukung oleh pelat dapat dilihat pada sub-bab 2.4.2 Beban Mati Tambahan (SIDL), yaitu sebesar 1,402 kN/m².

Semua beban yang didukung oleh pelat dikalikan dengan lebar (b_w) sebesar 1 m.

Dengan menggunakan kombinasi sesuai Persamaan 5.3.1a dan 5.3.1.b SNI 2847:2019, maka diperoleh beban ultimit terfaktor pada pelat ini sebesar:

$$\begin{aligned} w_{u1} &= 1,4Q_{DL} \\ &= 1,4 \times (3,6 + 1,402) \\ &= 5,002 \text{ kN/m} \\ w_{u2} &= 1,2Q_{DL} + 1,6Q_{LL} \\ &= 1,2 \times (3,6 + 1,402) + 1,6 \times (4,79) \\ &= 13,67 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Digunakan beban ultimit terfaktor terbesar, yaitu $w_u = 13,67 \text{ kN/m}$.

3. Cek syarat metode pendekatan

- Struktur prismatis. Pelat yang ditinjau memiliki tebal pelat yang sama sepanjang bentang. Oleh karena itu, syarat ini terpenuhi.
- Beban yang bekerja pada pelat terdistribusi merata. Pada pelat yang ditinjau tidak ada beban terpusat yang bekerja. Oleh karena itu, syarat ini terpenuhi.
- Cek apakah $Q_{LL} \leq 3Q_{DL}$

$$4,79 \leq 3(3,6 + 1,402)$$

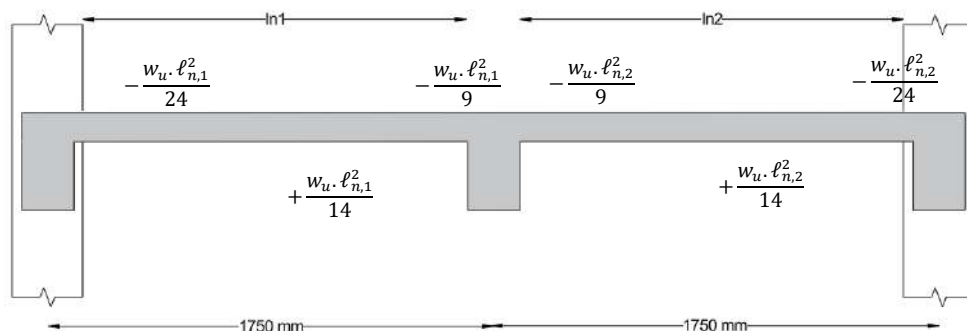
$$4,79 \leq 15,006$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa $Q_{LL} \leq 3Q_{DL}$, sehingga sudah memenuhi syarat

- Cek apakah terdapat dua bentang atau lebih dan panjang bentang terbesar terhadap bentang terpendek dari dua bentang yang bersebelahan tidak lebih dari 20%. Pada pelat yang ditinjau, dapat dilihat pada Gambar 2.72 bahwa pelat memiliki bentang yang sama, sehingga sudah memenuhi syarat.

Perhitungan Gaya Dalam Pelat (Momen dan Gaya Geser)

1. Koefisien momen



Gambar 2.73 Koefisien Momen untuk Pelat S6

Dalam perencanaan, momen pada tumpuan maupun pada lapangan ditentukan dari nilai terbesar pada masing-masing posisinya. Mengacu pada koefisien distribusi momen pada Gambar 2.73, nilai momen terbesar di tumpuan dan di

lapangan diperoleh dari koefisien distribusi yang memiliki nilai pembagi paling kecil.

- Tumpuan

$$\text{Titik A} = \frac{1}{24}$$

$$\text{Titik C} = \frac{1}{9}$$

$$\text{Digunakan koefisien tumpuan} = \frac{1}{9}$$

- Lapangan

$$\text{Titik B} = \frac{1}{14}$$

2. Koefisien gaya geser

Untuk perencanaan, gaya geser diambil terbesar dari masing – masing posisi.

$$V_u = \frac{1,15 w_u \ell_{n,1}}{2}$$

3. Gaya dalam

$$\begin{aligned} M_u^- &= \frac{w_u \ell_{n,1}^2}{9} \\ &= \frac{13,666 \left(\frac{1750-350}{1000} \right)^2}{9} \\ &= 2,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u^+ &= \frac{w_u \ell_{n,1}^2}{14} \\ &= \frac{13,66 \left(\frac{1750-350}{1000} \right)^2}{14} \\ &= 1,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1,15 w_u \ell_{n,1}}{2} \\ &= \frac{1,15 (13,66) \left(\frac{1750-350}{1000} \right)}{2} \\ &= 11,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek Kapasitas Geser Beton

Kapasitas geser beton dapat dihitung dengan cara berikut:

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_s$$

$$\phi V_c = (0,75) 0,17 (1) \sqrt{30} (1000)(123,5)$$

$$\phi V_c = 86,25 \text{ kN} \geq V_u = 11,01 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa gaya geser ultimit lebih kecil dari kapasitas geser beton, sehingga penampang aman terhadap gaya geser

Cek Rasio Tulangan Maksimum dan Tulangan Minimum

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y} = \frac{0,36 (30) (0,836)}{420} = 0,0215$$

$$A_{smin1} = 0,0014 \times A_g = 0,0014 \times 1000 \times 150 = 210 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

Spasi Tulangan Lentur Minimum dan Maksimum

Spasi minimum diperlukan agar saat pengecoran agregat dapat masuk melewati celah antar tulangan. Karena tidak diketahui ukuran agregat yang akan digunakan, maka diambil spasi minimum menggunakan ukuran agregat maksimal, yaitu $s_{min} = 25 \text{ mm}$

$$s_{max1} = 450 \text{ mm}$$

$$s_{max2} = 3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

$$s_{max3} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2,5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$s_{max4} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

Spasi Tulangan Susut Maksimum

$$S_{\max 1} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 5h = 5 \times 150 = 750 \text{ mm}$$

Tulangan Lentur Tumpuan Terpasang

1. Luas tulangan dibutuhkan

$$\begin{aligned}\rho_{req} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u^-}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 2,98 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] \\ &= 0,00052 < \rho_{\max} \text{ (Ok)} \\ A_{sreq} &= \rho_{req} b d_s \\ &= 0,00052 \times 1000 \times 123,5 \\ &= 64,03 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai A_{sreq} lebih kecil dibandingkan dengan A_{smin} . Oleh karena itu, nilai luas tulangan yang dibutuhkan diambil sebesar 270 mm^2 .

2. Spasi tulangan

$$\begin{aligned}s &= \frac{0,25\pi D^2 B}{A_{s \text{ use}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{270} \\ &= 491,6 \text{ mm} > s_{\max}. \text{ oleh karena itu, digunakan } s = 300 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan Lentur Lapangan Terpasang

1. Luas tulangan dibutuhkan

$$\rho_{req} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u^+}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1,91 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right]$$

$$= 0,00033 < \rho_{\text{maks}} \text{ (Ok)}$$

$$A_{sreq} = \rho_{req} b d$$

$$= 0,00033 \times 1000 \times 123,5$$

$$= 41,097 \text{ mm}^2$$

Nilai A_{sreq} lebih kecil dibandingkan dengan A_{smin} . Oleh karena itu, nilai luas tulangan yang dibutuhkan diambil sebesar 270 mm^2 .

2. Spasi tulangan

$$s = \frac{0,25 \pi D^2 B}{A_{s \text{ use}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{270}$$

$$= 491,6 \text{ mm} > s_{\text{max}}. \text{ oleh karena itu, digunakan } s = 300 \text{ mm}$$

Tulangan Susut Terpasang Tumpuan dan Lapangan

1. Luas tulangan terpakai

Berdasarkan luas tulangan minimum yang telah dihitung, maka kebutuhan tulangan susut terpasang diambil sebesar 270 mm^2 .

2. Spasi tulangan

$$s = \frac{0,25 \pi d^2 B}{A_{s \text{ use}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{270}$$

$$= 290,9 \text{ mm}$$

Digunakan $s = 250 \text{ mm}$. Karena $s < s_{\text{max}}$, maka spasi tulangan dapat digunakan.

Selanjutnya dihitung pelat-pelat satu arah lainnya, dan diperoleh penulangan pelat satu arah pada bangunan ini adalah sebagai berikut:

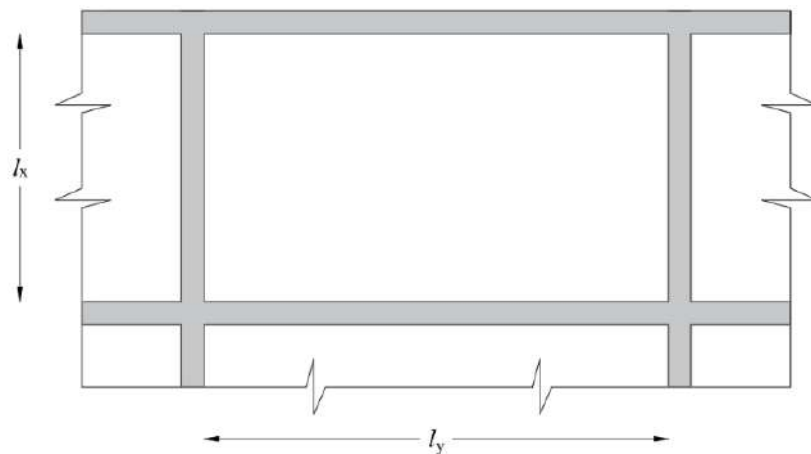
Tabel 2.61 Rekap Penulangan Pelat Satu Arah

Jenis Tulangan	Lokasi	Tulangan dan Spasi
Tulangan lentur	Tumpuan	D13 – 300
	Lapangan	D13 – 300
Tulangan Susut		d10 – 250

2.13 Perancangan Pelat Dua Arah

Pada pelat dua arah yang ditumpu pada keempat sisinya dengan rasio $l_y/l_x < 2$, beban yang bekerja akan didistribusikan ke arah kedua bentang. Lendutan yang terjadi berlangsung pada kedua arah, baik sejajar bentang panjang maupun bentang pendek. Oleh karena itu, tulangan utama harus dipasang pada kedua arah untuk menahan momen lentur yang terjadi.

Berdasarkan SNI 8900:2020 Pasal 7.9.2, pelat yang ditinjau (S5) termasuk dalam panel ujung dengan l_y sejajar tepi slab dua arah yang dipikul girder, balok, atau dinding beton bertulang.



Gambar 2.74 Pelat Tepi dengan Bentang Terpanjang di Tepinya

Berdasarkan Gambar 2.74, maka momen dan fraksi beban pelat tepi dengan bentang terpanjang di tepinya dapat dilihat pada Tabel 2.62.

Tabel 2.62 Momen dan Fraksi Beban Pelat Tepi dengan Bentang Terpanjang di Tepinya

Sumber: Tabel 7.9.2c SNI 8900:2020

$\beta = \ell_y / \ell_x$	Arah pendek (ℓ_x)			Arah panjang (ℓ_y)		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{30}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{39}$	$\alpha_x = 0,33$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{16}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{35}$	$\alpha_y = 0,67$
1,1	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{23}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{32}$	$\alpha_x = 0,42$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{19}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{40}$	$\alpha_y = 0,58$
1,2	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{19}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{26}$	$\alpha_x = 0,51$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{22}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{50}$	$\alpha_y = 0,49$
1,3	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{17}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{23}$	$\alpha_x = 0,59$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{27}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{60}$	$\alpha_y = 0,41$
1,4	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{15}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{20}$	$\alpha_x = 0,66$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{32}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{70}$	$\alpha_y = 0,34$
1,5	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{13}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{19}$	$\alpha_x = 0,72$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{40}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{85}$	$\alpha_y = 0,28$
1,6	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{17}$	$\alpha_x = 0,77$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{50}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{100}$	$\alpha_y = 0,23$
1,7	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{12}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{16}$	$\alpha_x = 0,81$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{60}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{125}$	$\alpha_y = 0,19$
1,8	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{15}$	$\alpha_x = 0,85$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{70}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{150}$	$\alpha_y = 0,15$
1,9	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{11}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{15}$	$\alpha_x = 0,88$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{85}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{175}$	$\alpha_y = 0,12$
2,0	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{10}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{14}$	$\alpha_x = 0,92$	$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{100}$	$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{200}$	$\alpha_y = 0,08$
> 2,0	$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{9}$	$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{11}$	$\alpha_x = 1,00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_y = 0,00$

Untuk gaya geser pelat dua arah dapat dihitung dengan menggunakan ketentuan pada SNI 8900:2020 Pasal 7.9.4a dan 7.9.4b. Gaya geser yang terjadi ditentukan dengan fraksi beban α_x (arah pendek) dan α_y (arah panjang).

Bentang pendek:

(2.165)

$$V_u = \frac{\alpha_y q_u \ell_y}{2} \geq \frac{q_u \ell_x}{4}$$

Bentang panjang:

$$V_u = \frac{\alpha_x q_u \ell_x}{2} \geq q_u \left[\frac{\ell_x}{2} - \frac{\ell_x^2}{4\ell_y} \right] \quad (2.166)$$

2.13.1 Kebutuhan Tulangan dan Spasi Pelat Dua Arah

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur, tulangan susut dan spasi pelat dua arah sama seperti pada pelat satu arah.

2.13.2 Contoh Perancangan Pelat Dua Arah

Untuk contoh perhitungan dilakukan pada pelat dengan kode S5 pada Gambar 2.72.

Data dari pelat tersebut adalah sebagai berikut:

Mutu beton, f'_c = 30 MPa

Mutu tulangan, f_y = 420 MPa

Selimut beton, C_c = 20 mm → lihat Tabel 2.46

Tebal pelat, h = 150 mm

Lebar pelat, b_w = 1000 mm (asumsi)

Diameter tulangan utama, D = 13 mm

Diameter tulangan susut, d = 10 mm

Bentang sisi panjang, L_y = 4000 mm

Bentang sisi pendek, L_x = 3500 mm

Fungsi ruang = Toilet

Beban hidup, LL = 2,87 kN/m² → lihat sub-bab 2.4.3 Beban Hidup (LL)

Cek Tipe Pelat dan Beban Ultimit Terfaktor

1. Tipe Pelat

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4000}{3500} = 1,143 > 1, \text{ maka termasuk tipe pelat dua arah}$$

2. Beban ultimit terfaktor

Berat sendiri pelat = 3,6 kN/m²

Beban mati tambahan yang didukung oleh pelat dapat dilihat pada sub-bab 2.4.2

Beban Mati Tambahan (SIDL), yaitu sebesar 1,402 kN/m².

Semua beban yang didukung oleh pelat dikalikan dengan lebar (b_w) sebesar 1 m.

Dengan menggunakan kombinasi sesuai Persamaan 5.3.1a dan 5.3.1b SNI 2847:2019, maka diperoleh beban ultimit terfaktor pada pelat ini sebesar:

$$\begin{aligned} w_{u1} &= 1,4Q_{DL} \\ &= 1,4 \times (3,6 + 1,402) \\ &= 5,002 \text{ kN/m} \\ w_{u2} &= 1,2Q_{DL} + 1,6Q_{LL} \\ &= 1,2 \times (3,6 + 1,402) + 1,6 \times (2,87) \\ &= 10,594 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Digunakan beban ultimit terfaktor terbesar, yaitu $w_u = 10,594 \text{ kN/m}$.

Tinggi Efektif

Karena tulangan pada bentang pendek terletak di sisi terluar pelat dan tulangan pada bentang panjang terletak di sisi dalam pelat, maka d_x dan d_y dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} d_x &= H - Cc - \frac{D}{2} \\ &= 150 - 20 - \frac{13}{2} \\ &= 123,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_y &= H - C_c - D - \frac{D}{2} \\
 &= 150 - 20 - 13 - \frac{13}{2} \\
 &= 110,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen Lentur yang Terjadi

1. Rasio bentang panel (β)

Lebar balok = 350 mm

$$l_y = 4000 - 350 = 3650 \text{ mm}$$

$$l_x = 3500 - 350 = 3150 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{3650}{3150} = 1,159 \approx 1,2$$

2. Momen arah pendek (ℓ_x)

$$M_x^- = \frac{q_u \ell_x^2}{19} = \frac{10,594 \times \left(\frac{3150}{1000}\right)^2}{19} = 5,533 \text{ kNm}$$

$$M_x^+ = \frac{q_u \ell_x^2}{26} = \frac{10,594 \times \left(\frac{3150}{1000}\right)^2}{26} = 4,043 \text{ kNm}$$

Digunakan $M_{ux} = 5,533 \text{ kNm}$

$$\alpha_x = 0,51 \text{ (fraksi beban)}$$

3. Momen arah panjang (ℓ_y)

$$M_y^- = \frac{q_u \ell_y^2}{22} = \frac{10,594 \times \left(\frac{3650}{1000}\right)^2}{22} = 6,416 \text{ kNm}$$

$$M_y^+ = \frac{q_u \ell_y^2}{50} = \frac{10,594 \times \left(\frac{3650}{1000}\right)^2}{50} = 2,823 \text{ kNm}$$

Digunakan $M_{uy} = 6,416 \text{ kNm}$

$$\alpha_y = 0,49 \text{ (fraksi beban)}$$

Gaya Geser yang Terjadi

1. Gaya geser pada bentang pendek (ℓ_x)

$$V_{u1} = \frac{\alpha_y q_u \ell_y}{2} = \frac{0,49 \times 10,594 \times \left(\frac{3150}{1000}\right)}{2} = 9,474 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \frac{q_u \ell_x}{4} = \frac{10,594 \times \left(\frac{3150}{1000}\right)}{4} = 8,343 \text{ kN}$$

Karena $V_{u1} > V_{u2}$ maka untuk V_u bentang pendek digunakan V_{u1} sebesar 9,474 kN.

2. Gaya geser pada bentang panjang (ℓ_y)

$$V_{u1} = \frac{\alpha_x q_u \ell_x}{2} = \frac{0,51 \times 10,594 \times \left(\frac{3150}{1000}\right)}{2} = 8,510 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = q_u \left[\frac{\ell_x}{2} - \frac{\ell_x^2}{4\ell_y} \right] = 10,594 \times \left[\frac{\left(\frac{3150}{1000}\right)}{2} - \frac{\left(\frac{3150}{1000}\right)^2}{4 \times \left(\frac{3650}{1000}\right)} \right] = 9,486 \text{ kN}$$

Karena $V_{u1} < V_{u2}$ maka untuk V_u bentang panjang digunakan V_{u2} sebesar 9,486 kN.

Cek Kapasitas Geser Beton

Kapasitas geser beton dapat dihitung dengan cara berikut:

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_x$$

$$\phi V_c = (0,75) 0,17 (1) \sqrt{30} (1000)(110,5)$$

$$\phi V_c = 77,167 \text{ kN}$$

Karena nilai ϕV_c lebih besar dari V_u bentang panjang maupun bentang pendek, maka kuat geser pada bentang panjang maupun pendek dinyatakan aman.

Cek Rasio Tulangan Maksimum dan Tulangan Minimum

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y} = \frac{0,36 (30) (0,836)}{420} = 0,0215$$

$$A_{smin1} = 0,0014 \times A_g = 0,0014 \times 1000 \times 150 = 210 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

Spasi Tulangan Lentur Minimum dan Maksimum

Spasi minimum diperlukan agar saat pengecoran agregat dapat masuk melewati celah antar tulangan. Karena tidak diketahui ukuran agregat yang akan digunakan, maka diambil spasi minimum menggunakan ukuran agregat maksimal, yaitu $s_{\min} = 25 \text{ mm}$

$$s_{\max 1} = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} = 3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max 3} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2,5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$s_{\max 4} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

Tulangan Lentur Arah Memendek Terpasang

1. Luas tulangan dibutuhkan

$$M_{ux} = 5,533 \text{ kNm}$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_{ux}}{1,7 \phi f'_c b d_x^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 5,533 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right]$$

$$= 0,001 < \rho_{\max} \text{ (Ok)}$$

$$A_{sreq} = \rho_{req} b d_x$$

$$= 0,001 \times 1000 \times 123,5$$

$$= 119,470 \text{ mm}^2$$

Nilai A_{sreq} lebih kecil dibandingkan dengan A_{smin} . Oleh karena itu, nilai luas tulangan yang dibutuhkan diambil sebesar 270 mm^2 .

2. Spasi tulangan

$$s = \frac{0,25\pi D^2 B}{A_{s \text{ use}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{270}$$

= 491,6 mm > $s_{\max}$. Oleh karena itu, digunakan $s = 300$ mm

Tulangan Lentur Arah Memanjang Terpasang

1. Luas tulangan dibutuhkan

$$M_{uy} = 6,416 \text{ kNm}$$

$$\rho_{req} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_{uy}}{1,7\phi f'_c b d_y^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 6,416 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 110,5^2}} \right]$$

$$= 0,0014 < \rho_{\max} \text{ (Ok)}$$

$$A_{sreq} = \rho_{req} b d_y$$

$$= 0,0014 \times 1000 \times 110,5$$

$$= 155,398 \text{ mm}^2$$

Nilai A_{sreq} lebih kecil dibandingkan dengan A_{smin} . Oleh karena itu, nilai luas tulangan yang dibutuhkan diambil sebesar 270 mm^2 .

2. Spasi tulangan

$$s = \frac{0,25\pi D^2 B}{A_{s \text{ use}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{270}$$

= 491,6 mm > $s_{\max}$. oleh karena itu, digunakan $s = 300$ mm

Berikut ini adalah rekapan tulangan terpasang pada pelat dua arah.

Tabel 2.63 Rekap Penulangan Pelat Dua arah

Jenis Tulangan	Arah Bentang	Lokasi	Tulangan dan spasi
Tulangan lentur	Bentang Pendek	Tumpuan	D13 – 300
		Lapangan	D13 – 300
	Bentang Panjang	Tumpuan	D13 – 300
		Lapangan	D13 – 300
Tulangan susut	d10 – 250		

2.14 Perancangan Tangga

Pada prinsipnya, kebutuhan tulangan untuk tangga dihitung seperti pada pelat (terdapat pada sub-bab 2.12.1 Kebutuhan Tulangan dan Spasi Tulangan Pelat Satu Arah). Tangga direncanakan seperti pelat karena secara struktur tangga bekerja menahan momen lentur dan geser, sama seperti pelat beton bertulang. Hanya orientasinya yang miring dan bebannya disesuaikan dengan fungsi tangga.

Beban mati pada tangga dan bordes telah dihitung sebelumnya pada sub-bab 2.5 Distribusi Gaya Gempa Statik Ekuivalen. Untuk beban hidup, diambil sebesar 4,79 kN/m untuk tangga serta bordes.

Berdasarkan Gambar 2.36, terdapat dua tangga pada bangunan ini, yaitu tangga A dan tangga B, dengan data sebagai berikut:

Diameter tulangan pokok, $d_{tul} = 13 \text{ mm}$

Diameter tulangan susut, $d = 10 \text{ mm}$

Mutu tulangan pokok, $f_y = 420 \text{ MPa}$

Mutu tulangan susut, $f_{ys} = 420 \text{ MPa}$

Kuat tekan beton, $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Lebar pelat, B (asumsi) $= 1000 \text{ mm}$

$$\text{Selimut beton, } C_c = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif, } d_s &= H_{tg} - C_c - \frac{d_{tul}}{2} \\ &= 140 - 20 - \frac{13}{2} \\ &= 113,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

2.14.1 Perancangan Tangga A

Hasil Pemodelan

Pada pemodelan, digunakan kombinasi pembebanan sebagai berikut:

$$\text{Kombinasi 1} = 1,4D$$

$$\text{Kombinasi 2} = 1,2D + 1,6L$$

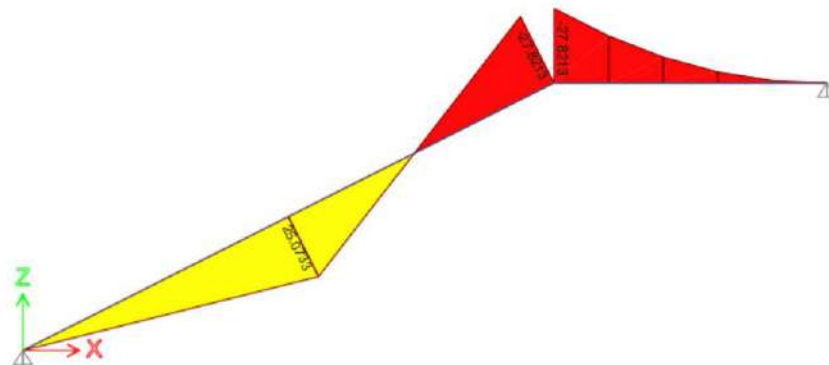
Berdasarkan hasil pemodelan pada *software ETABS*, diperoleh hasil sebagai berikut (output ETABS sudah menggunakan kombinasi beban):

$$\text{Momen tumpuan, } M_u^- = 27,8213 \text{ kNm}$$

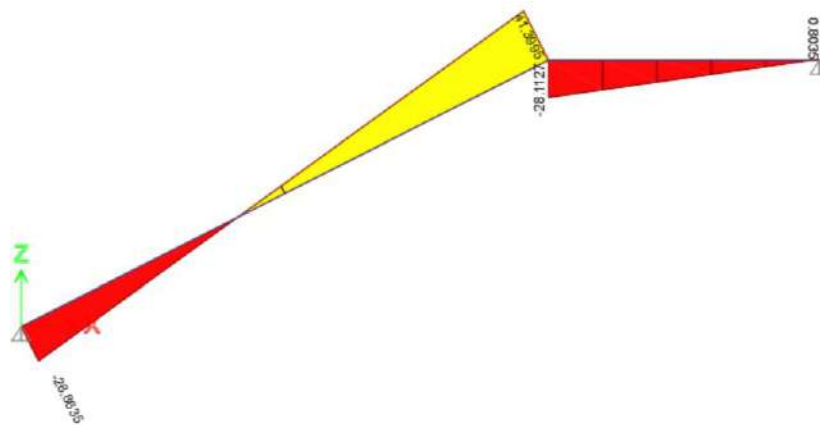
$$\text{Momen lapangan, } M_u^+ = 25,0733 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser, } V_u = 41,3995 \text{ kN}$$

Diagram momen dan gaya geser pada tangga A adalah sebagai berikut:



Gambar 2.75 BMD Tangga A



Gambar 2.76 SFD Tangga A

Cek Kapasitas Geser Beton

Kapasitas geser beton dapat dihitung dengan cara berikut:

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_s$$

$$\phi V_c = (0,75) 0,17 (1) \sqrt{30} (1000)(113,5)$$

$$\phi V_c = 79,262 \text{ kN} \geq V_u = 41,3995 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa gaya geser ultimit lebih kecil dari kapasitas geser beton, sehingga penampang aman terhadap gaya geser

Cek Rasio Tulangan Maksimum dan Tulangan Minimum

$$\rho_{maks} = \frac{0,36 f'_c \beta_1}{f_y} = \frac{0,36 (30) (0,836)}{420} = 0,0215$$

$$A_{smin1} = 0,0014 \times A_g = 0,0014 \times 1000 \times 140 = 196 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2$$

Spasi Tulangan Lentur Minimum dan Maksimum

Spasi minimum diperlukan agar saat pengecoran agregat dapat masuk melewati celah antar tulangan. Karena tidak diketahui ukuran agregat yang akan digunakan, maka diambil spasi minimum menggunakan ukuran agregat maksimal, yaitu $s_{min} = 25 \text{ mm}$.

$$S_{\max 1} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 3H_{tg} = 3 \times 140 = 420 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c = 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2,5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$S_{\max 4} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

Spasi Tulangan Susut Maksimum

$$S_{\max 1} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 5H_{tg} = 5 \times 140 = 700 \text{ mm}$$

Tulangan Tangga Tumpuan

1. Luas tulangan dibutuhkan

$$\begin{aligned} \rho_{req} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 27,8213 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 113,5^2}} \right] \\ &= 0,006 < \rho_{maks} \text{ (Ok)} \\ A_{sreq} &= \rho B \times d_s \\ &= 0,006 \times 1000 \times 113,5 \\ &= 682,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai A_{sreq} lebih besar dibandingkan dengan A_{smin} . Oleh karena itu, nilai luas tulangan yang dibutuhkan diambil sebesar $682,24 \text{ mm}^2$.

2. Spasi tulangan

$$\begin{aligned} s &= \frac{0,25\pi D^2 B}{A_{s use}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{682,24} \end{aligned}$$

$$= 194,55 \text{ mm} < s_{\max}. \text{ oleh karena itu, digunakan } s = 150 \text{ mm}$$

Tulangan Tangga Lapangan

1. Luas tulangan dibutuhkan

$$\begin{aligned}\rho_{req} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u^+}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 25,0733 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 113,5^2}} \right] \\ &= 0,0054 < \rho_{\max} \text{ (Ok)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{sreq} &= \rho B \times d_s \\ &= 0,0054 \times 1000 \times 113,5 \\ &= 611,55 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai A_{sreq} lebih besar dibandingkan dengan A_{smin} . Oleh karena itu, nilai luas tulangan yang dibutuhkan diambil sebesar $611,55 \text{ mm}^2$.

2. Spasi tulangan

$$\begin{aligned}s &= \frac{0,25\pi D^2 B}{A_{s \text{ use}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{611,55} \\ &= 217,04 \text{ mm} < s_{\max}. \text{ oleh karena itu, digunakan } s = 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan Susut Terpasang Tumpuan dan Lapangan

1. Luas tulangan terpakai

Berdasarkan luas tulangan minimum yang telah dihitung, maka kebutuhan tulangan susut terpasang diambil sebesar 252 mm^2 .

2. Spasi tulangan

$$s = \frac{0,25\pi d^2 B}{A_{s \text{ use}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{252}$$

$$= 311,667 \text{ mm}$$

Digunakan $s = 300 \text{ mm}$. Karena $s < s_{\max}$, maka spasi tulangan dapat digunakan.

2.14.2 Perancangan Tangga B

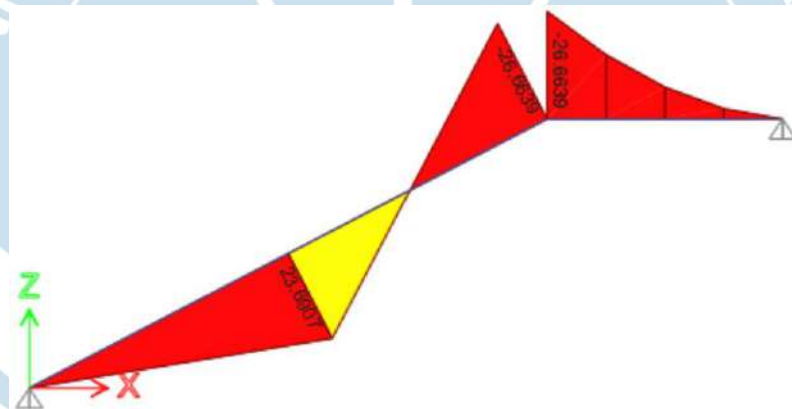
Hasil Pemodelan

$$\text{Momen tumpuan, } M_u^- = 26,6639 \text{ kNm}$$

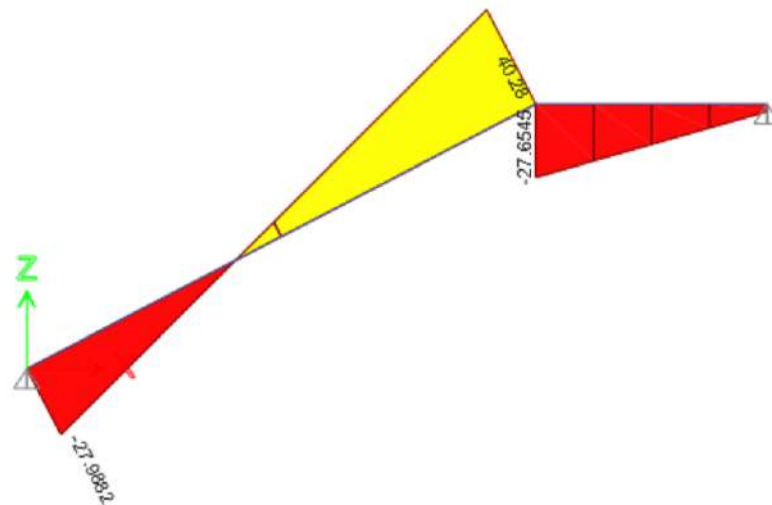
$$\text{Momen lapangan, } M_u^+ = 26,6907 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser, } V_u = 40,28 \text{ kN}$$

Diagram momen dan gaya geser pada tangga B adalah sebagai berikut:



Gambar 2.77 BMD Tangga B



Gambar 2.78 SFD Tangga B

Dengan menggunakan cara yang sama seperti pada penulangan tangga A, diperoleh penulangan pada tangga A dan B adalah sebagai berikut:

Tabel 2.64 Rekap Penulangan Tangga

Kode Tangga	Jenis Tulangan	Lokasi	Tulangan dan spasi
A	Tulangan lentur	Tumpuan	D13 – 150
		Lapangan	D13 – 150
	Tulangan Susut	D10 – 300	
B	Tulangan lentur	Tumpuan	D13 – 150
		Lapangan	D13 – 150
	Tulangan Susut	D10 – 300	

2.15 Panjang Penyaluran Tulangan

Salah satu hal penting dalam perancangan beton bertulang adalah adanya lekatan antara beton dengan baja tulangan yang digunakan. Lekatan antar beton dan baja tulangan ini memastikan bahwa gaya dari baja tulangan dapat sepenuhnya ditransfer ke beton, dan sebaliknya. Jika lekatan ini kurang, maka akan terjadi slip antara baja tulangan dengan beton. Oleh karena itu, dibutuhkan panjang penyaluran

tulangan yang cukup untuk memastikan bahwa ikatan antara beton dan baja cukup panjang untuk mencegah slip berlebihan dan menjamin kedua material bekerja bersama secara efektif.

Data untuk menghitung panjang penyaluran tulangan adalah sebagai berikut:

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Diameter tulangan longitudinal balok = 25 mm

Diameter tulangan longitudinal kolom = 29 mm

Diameter tulangan geser, $d_s = 13 \text{ mm}$

Selimut beton, $C_c = 40 \text{ mm}$

1. Penyaluran Batang Ulir dan Kawat Ulir dalam Kondisi Tarik (l_d)

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.4.2.3, nilai l_d dihitung dengan persamaan:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1l\sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad (2.167)$$

dengan nilai $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)$ tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5, dan diizinkan untuk menggunakan $K_{tr} = 0$ sebagai penyederhanaan desain.

$$C_b = 40 + 13 + \frac{25}{2} = 65,5 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{65,5 + 0}{25} \right) = 2,62 > 2,5, \text{ maka digunakan } \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = 2,5$$

Dengan menggunakan faktor modifikasi yang telah diatur dalam SNI 2847:2019 tabel 25.4.2.4, maka nilai l_d diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned} l_d &= \left(\frac{f_y}{1,1l\sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \\ &= \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \times \frac{1,3 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \times 25 \end{aligned}$$

$$= 906,232 \text{ mm}$$

$$\approx 910 \text{ mm}$$

2. Penyaluran Kait Standar dalam Kondisi Tarik (ℓ_{dh}) dan Perpanjangan Lurus (ℓ_{ext})

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.4.3.1, nilai ℓ_{dh} harus diambil terbesar antara:

- $\left(\frac{0,24f_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{l\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
- $8d_b$
- 150 mm

Dengan menggunakan faktor modifikasi yang telah diatur dalam SNI 2847:2019 Tabel 25.4.3.2, maka nilai ℓ_{dh} diperoleh sebagai berikut:

- $\left(\frac{0,24f_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{l\sqrt{f'_c}} \right) d_b = \left(\frac{0,24 \times 420 \times 1 \times 1 \times 1}{1\sqrt{30}} \right) \times 25 = 460,087 \text{ mm}$
- $8d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- 150 mm

ℓ_{dh} yang digunakan adalah nilai yang terbesar yaitu $460,087 \text{ mm} \approx 465 \text{ mm}$.

Untuk nilai ℓ_{ext} , telah diatur dalam SNI 2847:2018 tabel 25.3.1 dan dapat dihitung sebagai berikut:

$$\ell_{ext} = 12d_b = 12 \times 25 = 300 \text{ mm}$$

3. Penyaluran Batang Ulir dan Kawat Ulir dalam Kondisi Tekan (ℓ_{dc})

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.4.3.1, nilai ℓ_{dc} harus diambil terbesar antara:

- $\left(\frac{0,24f_y\Psi_r}{l\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
- $0,043f_y\Psi_r d_b$

- 200 mm

Dengan menggunakan faktor modifikasi yang telah diatur dalam SNI 2847:2019 tabel 25.4.9.3, maka nilai ℓ_{dc} diperoleh sebagai berikut:

- $\left(\frac{0,24f_y\Psi_r}{l\sqrt{f'_c}} \right) d_b = \left(\frac{0,24 \times 420 \times 0,75}{1\sqrt{30}} \right) \times 29 = 400,276 \text{ mm}$
- $0,043\Psi_r d_b = 0,043 \times 420 \times 0,75 \times 29 = 392,805 \text{ mm}$
- 200 mm

ℓ_{dc} yang digunakan adalah nilai yang terbesar yaitu $400,276 \text{ mm} \approx 405 \text{ mm}$.

