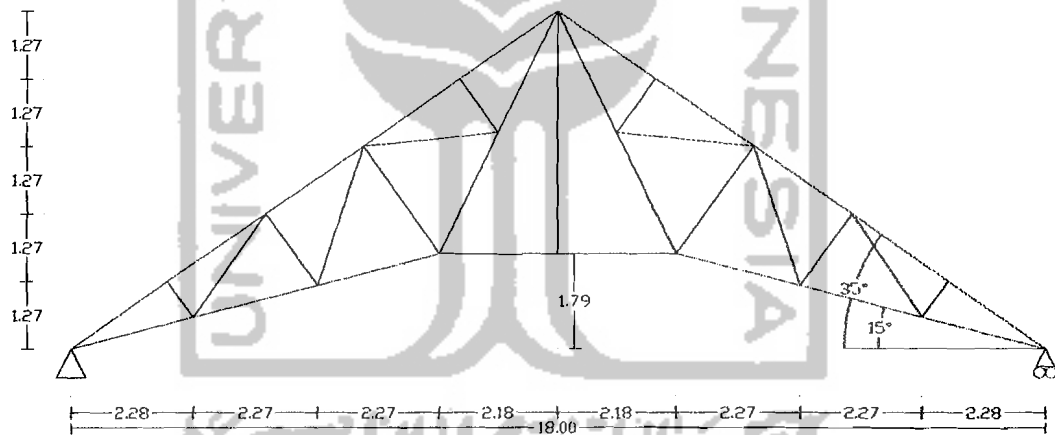


BAB IV

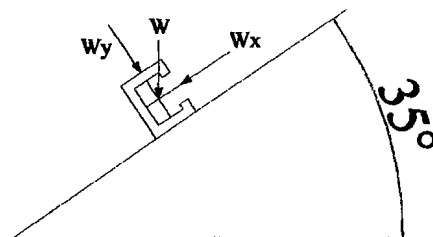
PERANCANGAN STRUKTUR

4.1 Perancangan Atap

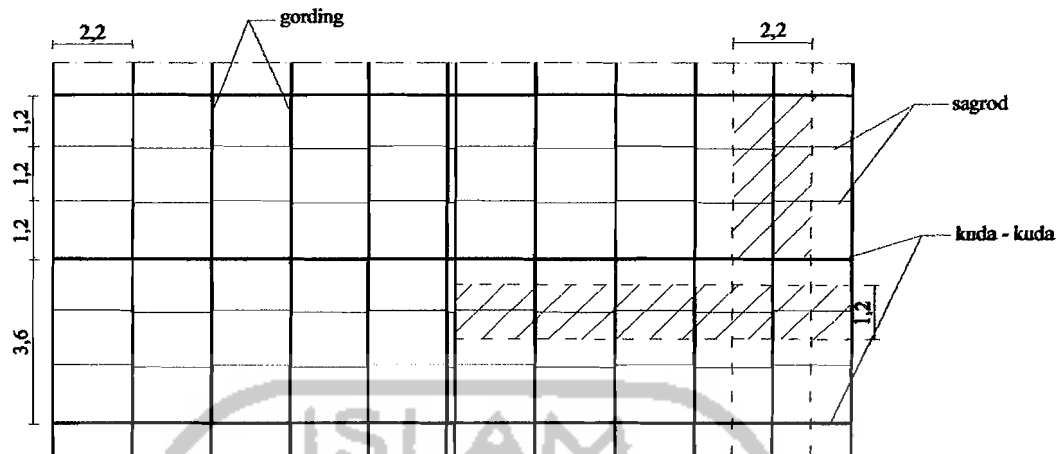
Perancangan atap meliputi, perancangan gording, perancangan *sagrod*, perancangan *tierod* dan perancangan rangka atap baja. Metode yang digunakan adalah metode *Load & Resistance Factor Design*.



Gambar 4.1 Struktur Rangka Kuda-kuda



Gambar 4.2 Arah Pembebanan Gording



Gambar 4.3 Distribusi Beban Pada Atap

4.1.1 Perencanaan Gording Profil Baja

Gording direncanakan menggunakan baja profil *light lip channels*, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan modulus elastisitas (E) 2.10^5 MPa.

1. Pembebanan Gording

Asumsi untuk perencanaan gording didasarkan pada gording yang menerima beban terbesar dengan bentang terpanjang dan desain struktur disamakan untuk semua gording.

a. Beban mati (genting usuk dan reng = $0,5 \text{ kN/m}^2$)

- Penutup atap genting, usuk dan reng: $0,5 \times 2,2 = 1,10 \text{ kN/m}$
- Gording taksiran $0,15 \times 2,2 = 0,33 \text{ kN/m}$

$$q_D = 1,43 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup pekerja atap (100 Kg)

- $p_{la} = 1 \text{ kN}$

c. Beban angin ($w = 0,4 \text{ kN/m}^2$)

- Angin tiup:

$$c = (0,02 \times \alpha) - 0,4$$

$$c_1 = (0,02 \times 35^\circ) - 0,4 = 0,3$$

$$q_{\text{wtiup}} = 0,3 \times 0,4 \times 2,2 = 0,264 \text{ kN/m}$$

- Angin hisap:

$$c_2 = -0,4$$

$$q_{\text{whisap}} = -0,4 \times 0,4 \times 2,2 = -0,352 \text{ kN/m}$$

Tabel 4.1 Pembebanan dan Momen Sumbu x-y Gording

No	Jenis Pembebanan	W_x (1)	W_y (2)	M_x (3)	M_y (4)
1.	Beban mati (D)	1,171	0,820	1,328	0,211
2.	Beban Pekerja (L_a)	0,819	0,574	0,517	0,246
3.	Beban angin (W)				
	- Tiup	0	0,264	0,428	0
	- Hisap	0	-0,352	-0,570	0

Keterangan tabel:

(1) Pembebanan tegak lurus bidang atap

$$q_y = q \sin 35^\circ \text{ (kN/m)}$$

$$p_y = p \sin 35^\circ \text{ (kN)}$$

(2) Pembebanan sejajar bidang atap

$$q_x = q \cos 35^\circ \text{ (kN/m)}$$

$$p_x = p \cos 35^\circ \text{ (kN)}$$

(3) Momen sejajar bidang atap

$$M_x = 1/8 q_y L^2 \text{ (kNm)}$$

$$M_x = 1/4 p_y L \text{ (kNm)}$$

(4) Momen arah tegak lurus bidang atap

$$M_y = 1/8 q_x \left(\frac{L}{3}\right)^2 \text{ (kNm)}$$

$$M_y = 1/4 p_x \left(\frac{L}{3}\right) \text{ (kNm)}$$

Dengan $L = 3600 \text{ mm}$ $\frac{L}{3} = 1200 \text{ mm}$

Tabel 4.2 Kombinasi Momen Pembebanan (LRFD)

No	Kombinasi	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
1.	$1,4 M_D$	1,8592	0,2954
2.	$1,2 M_D + 0,5 M_{La}$	1,8521	0,3762
3.	$1,2 M_D + 1,6 M_{La} + 0,8 M_{Witup}$	2,7632	0,6468
4.	$1,2 M_D + 1,6 M_{La} + 0,8 M_{Whisap}$	1,9648	0,3762
5.	$1,2 M_D + 1,3 M_{Witup} + 0,5 M_{Lu}$	2,4085	0
6.	$1,2 M_D + 1,3 M_{Whisap} + 0,5 M_{La}$	1,1111	0

2. Dimensi Gording

a. Arah sumbu x (sejajar bidang atap)

$$M_{ux} = 2,7632 \text{ kNm (kombinasi maksimum)}$$

Gording diasumsikan sebagai penampang kompak, kuat desainnya sebagai

berikut:

$$\phi M_n \geq M_{ux}$$

$$\phi \cdot Z_x \cdot f_y \geq M_{ux}$$

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\phi \cdot f_y} \quad Z_x \geq \frac{2,7632 \times 10^6}{0,9 \times 240} = 12792,59 \text{ mm}^3 = 12,79 \text{ cm}^3$$

Di coba profil (*light lip channels*) C 150 x 50 x 20 x 2,3

Section properties C 150 x 50 x 20 x 2,3:

$$Z_x = 28 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 6,33 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 210 \text{ cm}^4 \quad I_y = 21,9 \text{ cm}^4$$

- b. Arah sumbu y (tegak lurus gording)

$$M_{uy} = 0,6468 \text{ kNm (kombinasi maksimum)}$$

$$Z_y \geq \frac{0,6468 \times 10^6}{0,9 \times 240} = 2994,44 \text{ mm}^3 = 2,994 \text{ cm}^3$$

$$Z_y \text{ profil} = 6,33 \text{ cm}^3 > Z_y = 2,994 \text{ cm}^3 \quad - \text{Ok} -$$

- c. Cek kuat nominal dari momen lentur penampang terhadap sumbu-x

$$\begin{aligned} \phi M_{nx} &= \phi \cdot Z_x \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot 28 \cdot 10^6 \cdot 240 \cdot 10^3 \\ &= 6,048 \text{ kNm} > M_{ux} = 2,7632 \text{ kNm} \quad - \text{Aman} - \end{aligned}$$

- d. Cek kuat nominal dari momen lentur penampang terhadap sumbu-y

$$\begin{aligned} \phi M_{ny} &= \phi \cdot Z_y \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot 6,33 \cdot 10^6 \cdot 240 \cdot 10^3 \\ &= 1,3673 \text{ kNm} > M_{uy} = 0,6468 \text{ kNm} \quad - \text{Aman} - \end{aligned}$$

e. Kontrol lendutan

Tabel 4.3 Kombinasi Beban Merata *LRFD*

No	Kombinasi	$q_{u,x}$ (kN/m)	$q_{u,y}$ (kN/m)
1.	1,4 <i>D</i>	1,6394	1,1480
2.	1,2 <i>D</i> + 0,5 <i>L_a</i>	1,4052	0,9840
3.	1,2 <i>D</i> + 1,6 <i>L_a</i> + 0,8 <i>W_{tiup}</i>	1,4052	1,1952
4.	1,2 <i>D</i> + 1,6 <i>L_a</i> + 0,8 <i>W_{hisap}</i>	1,4052	0,5280
5.	1,2 <i>D</i> + 1,3 <i>W_{tiup}</i> + 0,5 <i>L_a</i>	1,4052	1,3272
6.	1,2 <i>D</i> + 1,3 <i>W_{hisap}</i> + 0,5 <i>L_a</i>	1,4052	0,2430

Tabel 4.4 Kombinasi Beban Terpusat *LRFD*

No	Kombinasi	$p_{u,x}$ (kN)	$p_{u,y}$ (kN)
1.	1,4 <i>D</i>	0	0
2.	1,2 <i>D</i> + 0,5 <i>L_a</i>	0,4095	0,2870
3.	1,2 <i>D</i> + 1,6 <i>L_a</i> + 0,8 <i>W_{tiup}</i>	1,3104	0,9184
4.	1,2 <i>D</i> + 1,6 <i>L_a</i> + 0,8 <i>W_{hisap}</i>	1,3104	0,9184
5.	1,2 <i>D</i> + 1,3 <i>W_{tiup}</i> + 0,5 <i>L_a</i>	0,4095	0,2870
6.	1,2 <i>D</i> + 1,3 <i>W_{hisap}</i> + 0,5 <i>L_a</i>	0,4095	0,2870

1) Lendutan tegak lurus gording

$$\Delta y = \frac{5}{384} q_{wy} \frac{L^4}{EI_x} + \frac{p_w \cdot L^3}{48 \cdot EI_x}$$

$$\Delta y = \frac{5}{384} 1,1952 \frac{3600^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 210 \cdot 10^4} + \frac{918,4 \cdot 3600^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 210 \cdot 10^4}$$

$$\Delta y = 8,349017 \text{ mm}$$

2) Lendutan sejajar gording

$$\Delta x = \frac{5}{384} q_{ux} \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{P_{ux} \left(\frac{L}{3}\right)^3}{48 \cdot EI_y}$$

$$\Delta x = \frac{5}{384} 1,6394 \frac{1200^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 21,9 \cdot 10^4} + \frac{1310,4 \cdot 1200^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 21,9 \cdot 10^4}$$

$$\Delta x = 2,08763 \text{ mm}$$

3) Lendutan dua arah

$$\Delta = \sqrt{\Delta y^2 + \Delta x^2}$$

$$\Delta = \sqrt{8,349017^2 + 2,08763^2} = 8,606061 \text{ mm} < \frac{L}{360} = 10 \text{ mm} \quad - \text{Ok} -$$

Berdasarkan lendutan yang terjadi profil C 150 x 50 x 20 x 2,3 memenuhi persyaratan.

4.1.2 Perencanaan *Sagrod* dan *Tierod*

Sagrod berfungsi sebagai batang tarik, yang prinsipnya bertujuan untuk mengurangi momen gording searah kuda-kuda yaitu pada sumbu lemah.

Sedangkan *tierod* berfungsi sebagai batang tarik mendatar pada ujung atap.

1. Pembebanan *Sagrod*

a. Beban mati

- Beban penutup atap : $0,5 \times 1,2 \times 14,68 = 8,8080 \text{ kN}$
- Beban gording : $4,96 \times 8 \times 1,2 = 47,616 \text{ kg}$
= $0,4762 \text{ kN}$
- Beban *sagrod*, taksiran : $0,05 \times 14,68 = 0,7340 \text{ kN}$

$$P_d = 10,0182 \text{ kN}$$

b. Beban hidup atap

- Beban pekerja $P_{La} = 1 \text{ kN} \times 8 \text{ Pekerja} = 8 \text{ kN}$

c. Beban angin

- Angin tiup $P_{wtiup} = (0,02 \times \alpha - 0,4) \times 0,4 \times 1,2 \times 14,68 = 2,114 \text{ kN}$
- Angin hisap $P_{whisap} = (-0,4) \times 0,4 \times 1,2 \times 14,68 = -2,819 \text{ kN}$

Tabel 4.5 Pembebanan Arah y

No	Jenis beban	$P_y = p \cos \alpha \text{ (kN)}$
1.	Mati (P_d)	8,2064
2.	Hidup (P_{La})	6,5532
3.	Angin:	
	- tiup (P_{wt})	2,1140
	- hisap (P_w)	2,8190

Tabel 4.6 Kombinasi Pembebanan Arah y Sagrod (LRFD)

No	Kombinasi	$N_{uy} \text{ (kN)}$
1.	$1,4 P_D$	11,4890
2.	$1,2 P_D + 0,5 P_{La}$	13,1243
3.	$1,2 P_D + 1,6 P_{La} + 0,8 P_{wtiup}$	22,0240
4.	$1,2 P_D + 1,6 P_{La} + 0,8 P_{whisap}$	18,0776
5.	$1,2 P_D + 1,3 P_{wtiup} + 0,5 P_{La}$	15,8725
6.	$1,2 P_D + 1,3 P_{whisap} + 0,5 P_{La}$	9,4596

Diambil Kombinasi pembebanan terbesar

$$N_{uy \text{ Max}} = 22,0240 \text{ kN}$$

Sagrod hanya memikul komponen yang paralel dengan atap maka sebuah

sagrod harus memiliki kekuatan untuk memikul:

$$N_{uv} = (\sin 35^\circ) \cdot 22,0240 = 12,6325 \text{ kN}$$

2. Dimensi Sagrod

$$N_u \leq \phi N_d$$

$$A_g \text{ yang disyaratkan} = \frac{N_{u,v}}{0,75 \times (0,75 \cdot f_u)} = \frac{12,6325 \times 10^3}{0,75 \times (0,75 \cdot 370)} = 60,6967 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$60,6967 = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$D^2 = 77,2814 \text{ mm}$$

$$D = 8,7910 \approx 10 \text{ mm}$$

$$A_g \text{ profil} = \frac{1}{4} \pi D^2$$

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

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

$$\phi N_n = 0,75 \cdot (0,75 \cdot 370) \cdot 78,5398$$

$$= 16,3461 \text{ kN} > N_{u,v} = 12,6325 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

3. Dimensi tierod

$$N_{ux \text{ Max}} = 22,1240 \text{ kN}$$

$$N_{uh} = 22,0240 \times \cos 35^\circ$$

$$= 18,0410 \text{ kN}$$

$$N_u \leq \phi N_d$$

$$A_g \text{ yang disyaratkan} = \frac{N_{u,h}}{0,75 \times (0,75 \cdot f_u)} = \frac{18,0410 \times 10^3}{0,75 \times (0,75 \cdot 370)} = 86,6835 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$86,6835 = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$D^2 = 110,3688 \text{ mm}$$

$$D = 10,5057 \approx 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_g \text{ profil} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi 12^2 \\
 &= 113,0973 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi N_n &= 0,75 \cdot (0,75 \cdot 370) \cdot 113,0973 \\
 &= 23,5384 \text{ kN} > N_{u,h} = 18,0410 \text{ kN} \quad (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

4.1.3 Perancangan Kuda-kuda Profil Baja

Kuda-kuda direncanakan menggunakan baja profil *double angle*, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan modulus elastisitas (E) $2 \cdot 10^5$ MPa.

1. Beban Pada Rangka Kuda-kuda

a. Beban mati

- Berat penutup atap: $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Berat gording: $4,96 \text{ kg/m} = 0,0496 \text{ kN/m}$
- Berat eternit + penggantung: $18 \text{ kg/m}^2 = 0,18 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup atap: 1 kN

c. Beban angin: $0,4 \text{ kN/m}^2$

2. Pembebanan Kuda-kuda

a. Beban mati

$$P_1 = \text{Berat gording} : 0,0496 \times 3,6 = 0,1786 \text{ kN}$$

$$\text{Berat genteng} : 0,5 \times 3,6 \times 2,02 = \underline{3,6360 \text{ kN}}$$

$$P1 = 3,8146 \text{ kN}$$

$$P_2 = \text{Berat gording} : 0,0496 \times 3,6 = 0,1786 \text{ kN}$$

$$\text{Berat genteng} : 0,5 \times 3,6 \times 2,20 = \underline{3,9600 \text{ kN}}$$

$$P2 = 4,1386 \text{ kN}$$

$$P_3 = \text{Berat gording} : 0,0496 \times 3,6 = 0,1786 \text{ kN}$$

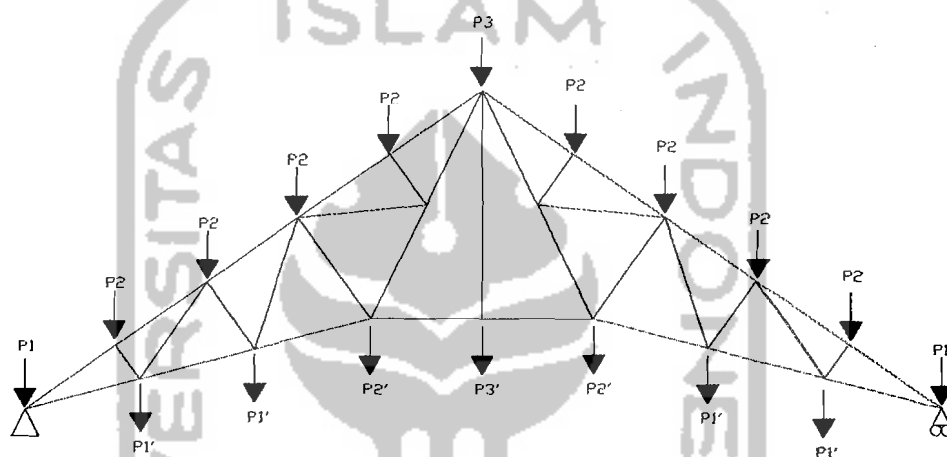
$$\text{Berat genteng} : 0,5 \times 3,6 \times 1,10 = 1,9800 \text{ kN}$$

$$P_3 = 2,1586 \text{ kN}$$

$$P'_1 = \text{Berat penggantung} : 0,18 \times 3,6 \times 2,27 = 1,4710 \text{ kN}$$

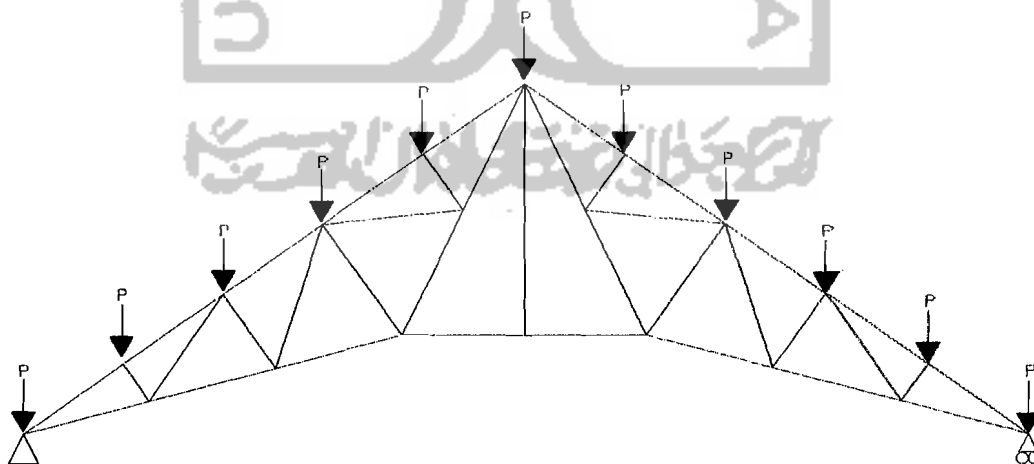
$$P'_2 = \text{Berat penggantung} : 0,18 \times 3,6 \times 2,225 = 1,4418 \text{ kN}$$

$$P'_3 = \text{Berat penggantung} : 0,18 \times 3,6 \times 2,18 = 1,4126 \text{ kN}$$



Gambar 4.4 Beban Mati

b. Beban hidup = 1 kN



Gambar 4.5 Beban Hidup

c. Beban angin (0,4) kN/m²

$$\text{Beban angin tiup} : c_f = (0,02 \times 35^\circ) - 0,4 = 0,3$$

$$P_{wt} = 0,3 \times 0,4 = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4.7 Beban Angin Tiup

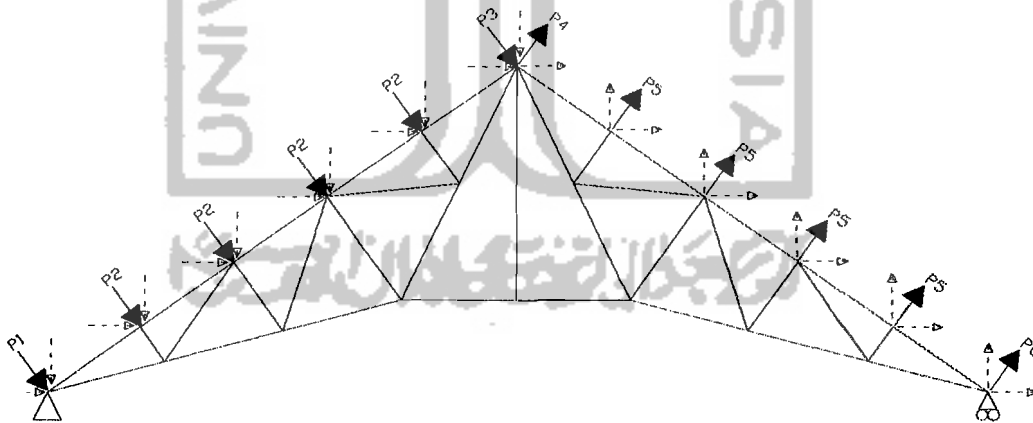
$P \text{ (kN)}$	$\text{Sin } 35^\circ$	$\text{Cos } 35^\circ$
$P_1 = 0,12 \times 3,6 \times 2,02 = 0,8726$	0,5005	0,7148
$P_2 = 0,12 \times 3,6 \times 2,20 = 0,9504$	0,5451	0,7785
$P_3 = 0,12 \times 3,6 \times 1,10 = 0,4752$	0,2726	0,3893

Beban angin hisap : $c_2 = -0,4$

$$P_{wh} = -0,4 \times 0,4 = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

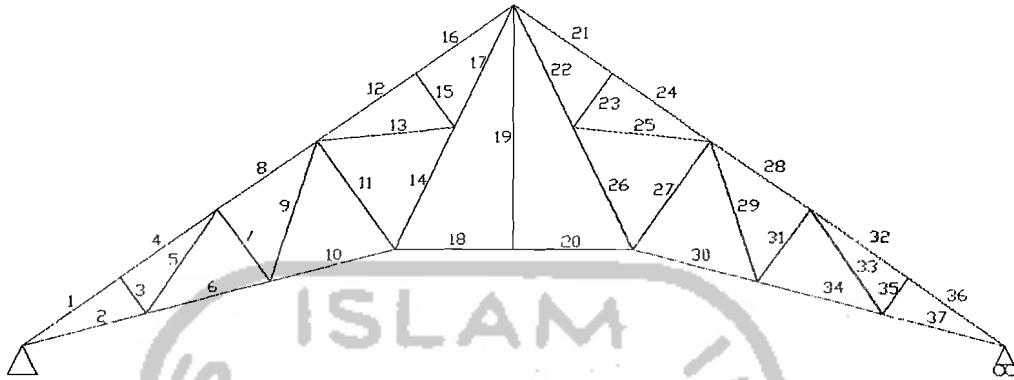
Tabel 4.8 Beban Angin Hisap

$P \text{ (kN)}$	$\text{Sin } 35^\circ$	$\text{Cos } 35^\circ$
$P_4 = -0,16 \times 3,6 \times 1,10 = -0,6336$	-0,3634	-0,5190
$P_5 = -0,16 \times 3,6 \times 2,20 = -0,7268$	-0,7268	-1,0380
$P_6 = -0,16 \times 3,6 \times 2,02 = -0,6674$	-0,6674	-0,9531

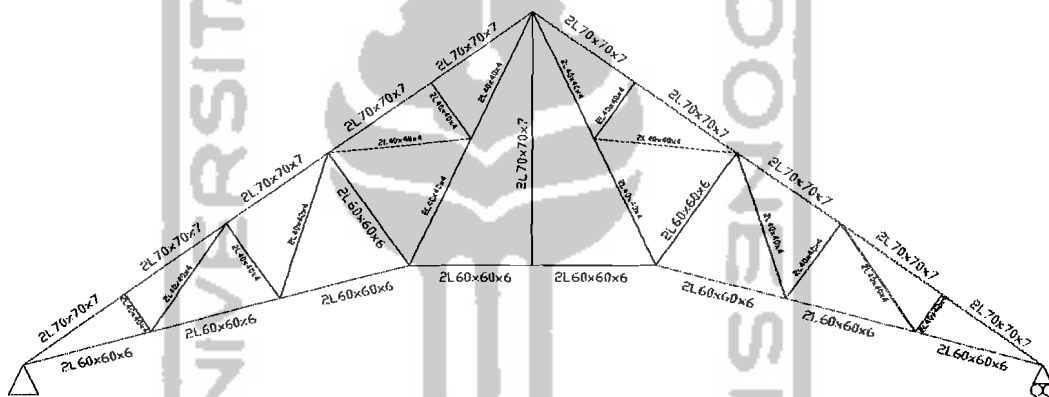


Gambar 4.6 Beban Angin

3. Dimensi Rangka Kuda-kuda



Gambar 4.7 Penomoran Batang



Gambar 4.8 Profil Kuda-kuda

a. Perencanaan batang tekan

Tabel 4.9 Gaya Tekan Pada Kuda-kuda

No	No. Batang	Panjang batang (m)	Profil	$N_{u, Maks}$ kN
1	1	2,2087	2L70x70x7	113,3617
2	3	0,8266	2L40x40x4	6,2825
3	4	2,1948	2L70x70x7	109,6710
4	7	1,6508	2L40x40x4	10,4873
5	8	2,2029	2L70x70x7	94,5677
6	11	2,4692	2L60x60x6	18,4711

Lanjutan Tabel 4.9

No	No. Batang	Panjang batang (m)	Profil	$N_{u, Maks}$ kN
7	12	2,2029	2L70x70x7	85,1825
8	15	1,2346	2L40x40x4	6,4309
9	16	2,2029	2L70x70x7	81,4371
10	21	2,2029	2L70x70x7	78,7113
11	23	1,2346	2L40x40x4	6,4309
12	24	2,2029	2L70x70x7	83,0603
13	27	2,4692	2L60x60x6	18,4832
14	28	2,2029	2L70x70x7	92,3071
15	31	1,6508	2L40x40x4	10,5055
16	32	2,1948	2L70x70x7	105,7820
17	35	0,8266	2L40x40x4	6,2886
18	36	2,2087	2L70x70x7	110,0900

Diambil gaya tekan yang paling besar $N_{u maks} = 113,3617 \text{ kN}$

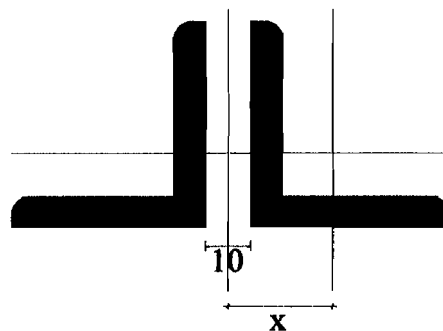
$f_y = 240 \text{ MPa}$

Dicoba profil 2Lx70x70x7

$I_x = I_y = 42,4 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

$A_g = 1880 \text{ mm}^2$

$e = 1,97 \text{ mm}$



Gambar 4.9. Penampang Profil 2L70x70x7

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tekan

$$L_k = k.L$$

$$= 1.2208,7 = 2208,7 \text{ mm}$$

Mencari r (jari jari kelambatan) dipilih yang terkecil untuk profil 2Lx70x70x7

$$x = t_p/2 + e$$

$$= 10/2 + 1,69 = 5,97 \text{ mm}$$

$$I_y \text{ dua profil} = 2.I_y + 2A.x^2$$

$$= 2.42,4.10^4 + 2.940.5,97^2 = 915004,892 \text{ mm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}}$$

$$= \sqrt{\frac{915004,892}{1880}} = 22,061 \text{ mm}$$

$$I_x \text{ dua profil} = 2.I_x$$

$$= 2 \cdot 42,4.10^4 = 84,8.10^4 \text{ mm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}}$$

$$= \sqrt{\frac{84,8.10^4}{1880}} = 21,238 \text{ mm}$$

Dipilih r (jari-jari kelambatan) terkecil ; $r_x = 21,238 \text{ mm}$

$$\frac{L_k}{r_x} = \frac{2208,7}{21,238} = 103,97 < 200 \quad (\text{OK})$$

- Kelangsingan penampang profil siku ganda

$$\lambda \leq \lambda_r$$

$$\frac{b}{t} = \frac{70}{7} = 10 \leq \lambda_r = \frac{200}{\sqrt{f_y}} = 12,91$$

- Parameter kelangsingan batang tekan

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$= \frac{1}{\pi} \frac{2208,7}{21,238} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 1,1467$$

- koefisien tekuk

untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka $\omega = 1$

untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka $\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$

untuk $\lambda_c \geq 1,2$ maka $\omega = 1,25\lambda_c^2$

maka koefisien tekuk batang:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 1,1467} = 1,72$$

- Kuat tekan nominal batang tekan

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \left(\frac{f_y}{\omega} \right) \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,85 \cdot 1880 \left(\frac{240}{1,72} \right) \cdot 10^{-3} = 222,9767 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 222,9767 \text{ kN}) > (N_u = 113,3671 \text{ kN}) \quad (\text{Aman})$$

Untuk perhitungan batang tekan yang lainnya pada struktur rangka baja dapat dilihat pada lampiran 3.

b. Perencanaan batang tarik

Tabel 4.10 Gaya Tarik Pada Kuda-kuda

No	No. Batang	Panjang batang (m)	Profil	$N_{u,Maks}$ kN
1	2	2,3480	2L60x60x6	103,0571
2	5	2,3548	2L40x40x4	12,1500
3	6	2,3480	2L60x60x6	92,3577
4	9	2,7544	2L40x40x4	14,2140
5	10	2,3480	2L60x60x6	81,6210
6	13	2,5234	2L40x40x4	6,6686
7	14	2,5272	2L40x40x4	42,2652
8	17	2,5272	2L40x40x4	49,0890
9	18	2,1800	2L60x60x6	50,1196
10	19	4,5600	2L70x70x7	3,1631
11	20	2,1800	2L60x60x6	50,1196
12	22	2,5272	2L40x40x4	45,4213
13	25	2,5234	2L40x40x4	6,6686
14	26	2,5272	2L40x40x4	38,5974
15	29	2,7544	2L40x40x4	14,2342
16	30	2,3480	2L60x60x6	76,8435
17	33	2,3548	2L40x40x4	12,1587
18	34	2,3480	2L60x60x6	85,1999
19	37	2,3480	2L60x60x6	93,5354

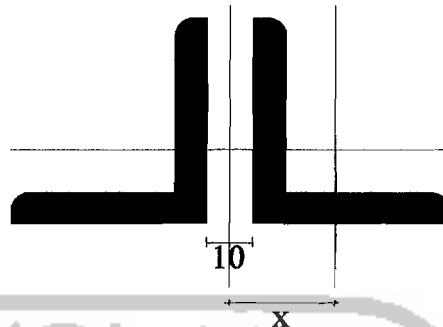
Diambil gaya tarik yang paling besar $N_{u maks} = 103,0571 \text{ kN}$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

Dipakai profil 2Lx60x60x6

$$A_g = 1382 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = 22,8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad e = 1,69$$



Gambar 4.10 Penampang profil 2L60x60x6

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tarik

Mencari r dipilih yang terkecil untuk profil 2Lx60x60x6

$$\begin{aligned} x &= t_p/2 + e \\ &= 10/2 + 1,69 \\ &= 6,69 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_y \text{ dua profil} &= 2.I_y + 2A.x^2 \\ &= 2.22,8.10^4 + 2.691.5,97^2 = 517852,93 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_y &= \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} \\ &= \sqrt{\frac{517852,93}{1382}} = 19,3575 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x \text{ dua profil} &= 2.I_x \\ &= 2 \cdot 22,8.10^4 = 45,6 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{35,6.10^4}{1382}} = 18,1647 \text{ mm}$$

Dipilih r (jari-jari kelambatan) terkecil ; $r_x = 18,1647 \text{ mm}$

$$\frac{L}{r_x} = \frac{2348}{18,1647}$$

$$= 129,262 < 240 \text{ (OK)}$$

- Kuat tarik nominal batang tarik

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot f_y$$

$$= 0,9 \cdot 1382 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 298,512 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 298,512 \text{ kN}) > (N_u = 103,0571 \text{ kN}) \quad \text{(Aman)}$$

Untuk hitungan batang tarik yang lainya dapat dilihat pada lampiran 3.

4.1.4 Perencanaan Sambungan Baut Pada Struktur Rangka Baja

- Profil yang digunakan 2Lx70x70x7

Tegangan putus minimum baja profil $f_u = 370 \text{ Mpa}$

Gaya batang kombinasi faktor beban maksimum, $N_u = 113,3620 \text{ kN}$

- Data-data baut yang digunakan untuk menyambung

Mutu baut A325-x

Tegangan tarik putus baut $f_u^b = 807 \text{ Mpa}$

Diameter baut $d = 16 \text{ mm}$.

- Kuat geser satu baut

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b$$

Dengan :

$\phi_f V_n$ = kuat geser rencana baut

$\phi_f = 0,75$ (faktor reduksi kekuatan untuk fraktur)

$r_1 = 0,4$ (untuk baut yang ulir pada bidang geser)



$$f_u^b = 807 \text{ Mpa (tegangan tarik putus baut)}$$

A_b = luas penampang bruto baut

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$\phi_f \cdot V = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 807 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3}$$

$$= 48,6771 \text{ kN}$$

- Kuat tarik rencana satu baut

$$T_d = \phi_f \cdot T_n = \phi_f \cdot 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 807 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3}$$

$$= 91,2696 \text{ kN}$$

- Kuat tumpu rencana baut

$$R_d = \phi_f \cdot R_n = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$t_p = 10 \text{ mm (tebal pelat buhul)}$$

$$t_f = 7 \text{ mm (tebal profil)}$$

$$t_f < t_p; \text{ maka dipakai } t_f = 7 \text{ mm}$$

$$\phi_f \cdot R_n = 2,4 \cdot 0,75 \cdot 16 \cdot 7 \cdot 370 \cdot 10^{-3}$$

$$= 74,592 \text{ kN}$$

- Menghitung jumlah baut sambungan

Dari perhitungan di atas, kuat rencana baut yang terkecil adalah kuat baut

dalam geser, yaitu : $\phi_f \cdot V_n = 48,6771 \text{ kN}$

$$\text{Jumlah baut, } n = N_u / (\phi_f \cdot V_n)$$

$$= 115,3539 / 48,6771 = 2,3698$$

- Jumlah baut

$$n_p = n/2$$

$$= 2,3698/2$$

$$= 1,1849 \text{ jumlah baut terpasang, } n_p = 2 \text{ baut}$$

1. Cek kegagalan robekan pada lubang baut

- a. Pelelehan geser robekan tarik

$$\phi_f T_{nl} = \phi (0,6 f_y A_{vg} + f_u A_m)$$

$$A_{vg} = (s' + (n_p - 1)s)t_p$$

Dengan :

$$s' = 40 \text{ mm (jarak lubang baut dengan tepi pelat profil) } 2,5 d_b$$

$$s = 80 \text{ mm (jarak antar baut) } 5 d_b$$

$$A_{vg} = (40 + (2 - 1)80)7$$

$$= 840 \text{ mm}^2$$

$$A_m = (b/2 - (db + 1)/2)t_f$$

dengan :

$$b = 70 \text{ mm (panjang kaki profil)}$$

$$A_m = (70/2 - (16 + 1)/2)7$$

$$= 185,5 \text{ mm}^2$$

$$\phi_f T_{nl} = (0,75(0,6 \cdot 240 \cdot 840 + 370 \cdot 185,5)) \cdot 10^{-3}$$

$$= 142,196 \text{ kN}$$

$$\phi_f T_{nl} = 2 \cdot 142,196$$

$$= 284,393 \text{ kN (untuk dua profil)} > N_u = 113,3620 \text{ kN (Aman)}$$

b. retakan geser pelelehan tarik

$$\phi_f \cdot T_{n2} = \phi(0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg})$$

$$A_{ns} = (s' + (n_p - 1)s - n_p \cdot d_b) t_p$$

$$= (40 + (2 - 1) \cdot 80 - 2 \cdot 16) \cdot 7$$

$$= 616 \text{ mm}^2$$

$$A_{tg} = (l_p / 2) t$$

$$= (70 / 2) \cdot 7$$

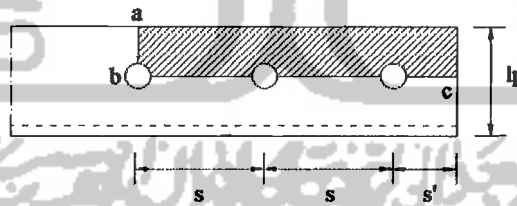
$$= 245 \text{ mm}^2 \quad (\text{luas kotor pelelehan geser})$$

$$\phi_f \cdot T_{n2} = 0,75 \cdot (0,6 \cdot 370 \cdot 616 + 240 \cdot 245) \cdot 10^{-3}$$

$$= 146,664 \text{ kN} \quad (\text{untuk satu profil})$$

$$\phi_f \cdot T_{n2} = 2 \cdot 146,664 = 293,328 \text{ kN} \quad (\text{untuk dua profil})$$

$$293,328 \text{ kN} \geq N_u = 113,3620 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$



Gambar 4.11. Daerah yang diasir dapat terjadi kegagalan robekan

2. Cek kuat tarik profil dengan luas netto profil

$$\phi_f \cdot T_{n2} = \phi \cdot A_{netto} \cdot f_u$$

$$A_{netto} = l_p - 2(d_p + 1) + (s_p^2 / 4 \cdot g)$$

$$g = g_a + g_b - t_f$$

$$= b/2 + b/2 - t_f$$

$$= 70/2 + 70/2 - 7 = 63 \text{ mm}$$

$$A_{\text{netto}} = 2((2.70 - 7) - 2(16 + 1) + (40^2 / 4.63))7$$

$$= 1474,89 \text{ mm}^2$$

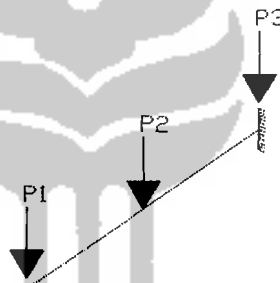
$$\phi_f \cdot T_{n2} = 0,75 \cdot 1474,89 \cdot 370 \cdot 10^{-3}$$

$$= 306,961 \text{ kN} > 113,3620 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

Untuk hitungan sambungan yang lainnya dapat dilihat pada lampiran 3.

4.1.5 Perencanaan Kenopi Atap

1. Pembebanan kenopi atap



Gambar 4.12. Pembebanan Pada Kenopi Atap

a. Beban mati:

$$P_1 : \text{Berat gording} : 0,0496 \times 3,6 = 0,1786 \text{ kN}$$

$$\text{Berat genteng} : 0,5 \times 3,6 \times 0,92 = 1,6560 \text{ kN}$$

$$\text{Berat penggantung} : 0,18 \times 3,6 \times 0,25 = 0,4860 \text{ kN}$$

$$2,3206 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{Berat gording} : 0,0496 \times 3,6 = 0,1786 \text{ kN}$$

$$\text{Berat genteng} : 0,5 \times 3,6 \times 1,84 = 3,3120 \text{ kN}$$

$$\text{Berat penggantung} : 0,18 \times 3,6 \times 1,5 = 0,9720 \text{ kN}$$

$$4,4626 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{Berat gording} : 0,0496 \times 3,6 = 0,1786 \text{ kN}$$

$$\text{Berat genting} : 0,5 \times 3,6 \times 2,02 = 3,6360 \text{ kN}$$

$$\text{Berat penggantung} : 0,18 \times 3,6 \times 0,75 = 0,4860 \text{ kN}$$

$$4,3006 \text{ kN}$$

b. Beban hidup atap

$$P_1 = 2 \text{ kN}$$

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

$$P_3 = 1 \text{ kN}$$

c. Beban angin $(0,4) \text{ kN/m}^2$

$$\text{Beban angin tiup} : c_1 = (0,02 \times 35^\circ) - 0,4 = 0,3$$

$$P_{wt} = 0,3 \times 0,4 = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4.11. Beban Angin Tiup

Beban angin	$\text{Sin } 35^\circ$	$\text{Cos } 35^\circ$
$P_1 = 0,12 \times 3,6 \times 0,75 = 0,324$	0,1858	0,2654
$P_2 = 0,12 \times 3,6 \times 1,50 = 0,648$	0,3717	0,5308
$P_3 = 0,12 \times 3,6 \times 0,75 = 0,324$	0,1858	0,2654

$$\text{Beban angin hisap} : c_2 = -0,4$$

$$P_{wh} = -0,4 \times 0,4 = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4.12. Beban Angin Hisap

Hisap	$\text{Sin } 35^\circ$	$\text{Cos } 35^\circ$
$P_1 = -0,16 \times 3,6 \times 0,75 = -0,432$	-0,2478	-0,3539
$P_2 = -0,16 \times 3,6 \times 1,5 = -0,864$	-0,4956	-0,7077
$P_3 = -0,16 \times 3,6 \times 0,75 = -0,432$	-0,24787	-0,3539

2. Perancangan batang lentur

$$M_u = 31,9467 \text{ kNm (dari lampiran 4)}$$

Dicoba profil *WF 10x17*:

$$S_x = 265,4996 \text{ cm}^3 \quad i_y = 2,1454 \text{ cm}^4 \quad t_f = 8,382 \text{ mm} \quad b_w = 256,794 \text{ mm}$$

$$S_y = 29,0962 \text{ cm}^3 \quad I_x = 3408,9354 \text{ cm}^4 \quad t_w = 6,096 \text{ mm}$$

$$i_x = 10,2902 \text{ cm}^4 \quad I_y = 148,1784 \text{ cm}^4 \quad b_f = 101,854 \text{ mm}$$

a) Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

Kelangsingan penampang pada sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{101,854}{8,382} = 6,0758$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,9735$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Penampang kompak

Maka $M_n = M_p$

$$M_p = 1,5 \cdot f_y \cdot S_x$$

$$M_p = 1,5 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 265,4996 \cdot 10^{-6}$$

$$M_p = 95,5798 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 95,5798 = 86,022 \text{ kNm} \geq M_u = 31,9467 \text{ kNm}$$

(Aman)

Kelangsingan penampang pada badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{256,794}{6,096} = 42,1250$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{f_y} = \frac{1680}{240} = 108,4440$$

$\lambda < \lambda_p$ maka $M_n = M_p$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 95,5798 = 86,022 \text{ kNm} \geq M_u = 31,9467 \text{ kNm} \quad (\text{Aman})$$

b) Kuat lentur nominal penampang dengan pengaruh tekuk lateral

$$L = 3680 \text{ mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{148,1784 \cdot 10^4}{32,1935 \cdot 10^2}} = 21,4540 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot 21,454 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{240}} = 1090,0096 \text{ mm}$$

$$X_1 = 2210 \text{ Ksi} = 15237,95 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = 0,00782 \text{ Ksi} = 0,05392 \text{ Mpa}$$

$$f_L = f_y - f_r$$

$$f_L = 240 - 115 = 125 \text{ MPa}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_L^2}}$$

$$L_r = 21,4540 \left[\frac{15237,95}{125} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,05392 \cdot 125^2}} = 14334,9761 \text{ mm}$$

$L_p \leq L \leq L_r$ Termasuk bentang menengah

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

$$c_b = \frac{12,5 \cdot 31,9467}{2,5 \cdot 31,9467 + 3 \cdot 20,8122 + 4 \cdot 9,8822 + 3 \cdot 4,8288} = 2,034 \leq 2,3$$

$$M_n = c_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 2,034 \left[33,1876 + (95,5798 - 33,1876) \frac{(14,335 - 3,68)}{(14,335 - 1,090)} \right] = 169,5934 \text{ kNm}$$

$$M_n = 169,5934 \text{ kNm} > M_p = 95,5798 \text{ kNm}$$

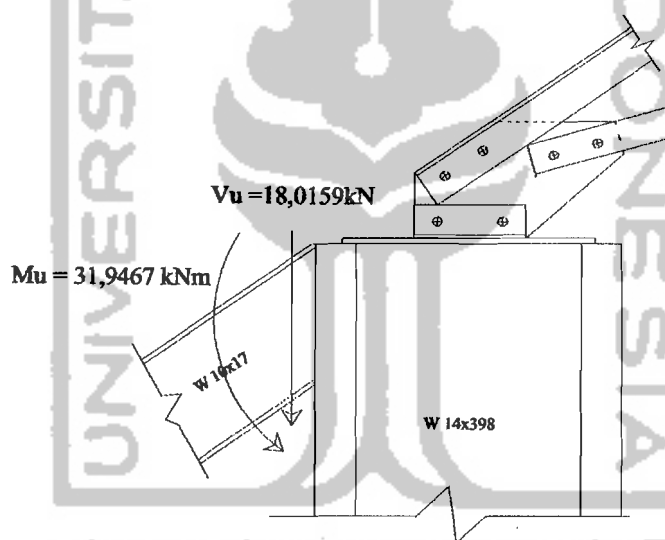
$$\text{Maka } \phi M_n = \phi M_p$$

$$= 0,9 \cdot 95,5798 = 86,02182 \text{ kNm}$$

$$\text{Rasio kapasitas lentur yang terjadi; } \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{31,9467}{86,02182} = 0,374 < 1,0 - \text{OK} -$$

3. Perencanaan sambungan

Dari hasil analisis didapat $M_u = 31,9467 \text{ kNm}$ dan $V_u = 18,0159 \text{ kN}$ untuk lebuah lengkapnya dapat dilihat dilampiran 2.



Gambar 4.13 Gaya Pada Sambungan Kenopi dengan Kolom K1

Kekuatan geser desain ϕR_n untuk penyambung yang terkena geser saja adalah:

$$\phi_v R_{nv} = 0,65(0,60 F_u^b) m A_b$$

$$\phi_v R_{nv} = 0,65 \cdot (0,60 \cdot 807) \cdot 1.210,062 = 63,28022 \text{ kN}$$

Kekuatan tarik desain ϕR_n untuk penyambung yang terkena tarik saja adalah:

$$\phi_t R_{nt} = 0,75(0,75 F_u^b) A_b$$

$$\phi_t R_{nt} = 0,75(0,75 \cdot 807) \cdot 210,062 = 91,2696 \text{ kN}$$

Banyaknya penyambung n yang dibutuhkan perbaris adalah sekitar:

$$n = \sqrt{\frac{6M}{R_p}} = \sqrt{\frac{6.31,9467.100}{91,2696.(80)}} = 1,62 \text{ yang dibutuhkan untuk } M \text{ saja}$$

$$n = \frac{V}{2R} = \frac{18,0159}{2.63,28002} = 0,1424 \text{ yang dibutuhkan untuk geser saja}$$

Coba 6 baut (3baut per baris):

$$\sum y^2 = 2(80^2) = 12800 \text{ mm}^2$$

$$R_{ut} = \frac{M_u y}{\sum y^2} = \frac{31,9467.100.80}{12800} = 19,9667 \text{ kN} < 91,2629 \text{ kN}$$

$$R_{uv} = \frac{V_u}{\sum n} = \frac{18,0159}{6} = 3,003 \text{ kN} < 63,28022 \text{ kN}$$

Pelat Bracket segi tiga dengan ukuran 100 x 143,41 mm:

$$\frac{b}{a} = \frac{143,41}{100} = 1,434 \rightarrow z = 0,11$$

$$P_u = \phi_c P_n = 0,85 \cdot F_y z b t = 18,01596 \text{ kN}$$

$$t \geq \frac{P_u}{\phi F_y z b} = \frac{18,0159.10^3}{0,85.(240)(0,12).354,62} = 5,132 \text{ mm}$$

Dipakai tebal pelat 6 mm.

Kekuatan las adalah:

$$a_{maks} = 1/4 - 1/16 = 3/16 \text{ inch} = 4,76 \text{ mm}$$

$$\phi 2a(0,707)(0,60F_{EXX}) = \phi(0,60F_u)t$$

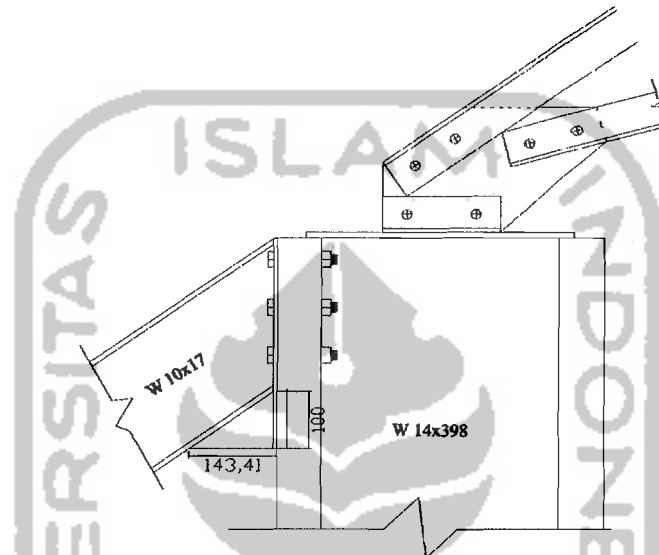
$$2a(0,707)(0,60.482,65) = (0,60.370)t$$

$$a_{\text{eff.maks}} = 0,707 \frac{F_u t_1}{F_{EXX}} = 0,707 \frac{370t}{482,65} = 0,54t = 0,54(6) = 3,24 \text{ mm}$$

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot \phi_{\text{eff.maks}} \cdot 0,0707(0,6 \cdot F_{EXX})$$

$$= 0,75 \cdot 3,24 \cdot 0,707 \cdot 0,60 \cdot 482,65 = 497,52 \text{ N/mm}$$

Atau untuk dua fillet, kuat desainnya adalah $2(497,52) = 995,04 \text{ N/mm}$



Gambar 4.14 Sambungan Kenopi dengan Kolom K1

4.2 Pembebanan Struktur Portal Baja

1. Beban lantai

- Beban hidup = $2,5 \text{ kN/m}^2$
- Beban mati :

$$\text{Berat pelat: } 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat pasir: } 0,05 \times 18 = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi: } 0,03 \times 24 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Berat plafon: } 0,01 \times 18 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Jumlah beban mati} = 4,92 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban atap

- Beban hidup = 1 kN/m^2
- Beban mati:

$$\text{Berat pelat: } 0,1 \times 24 = 2,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lapisan kedap air: } 0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafon: } 0,01 \times 18 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Jumlah beban mati} = 3,02 \text{ kN/m}^2$$

3. Beban lantai pada selasar

- Beban hidup: 3 kN/m^2
- Beban mati :

$$\text{Berat pelat: } 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat pasir: } 0,05 \times 18 = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi: } 0,03 \times 24 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Berat plafon: } 0,01 \times 18 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Jumlah beban mati} = 4,92 \text{ kN/m}^2$$

4. Beban lantai pada balkon

- Beban Hidup = 3 kN/m^2
- Beban mati :

$$\text{Berat pelat: } 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat pasir: } 0,05 \times 18 = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi: } 0,03 \times 24 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plafon: } 0,01 \times 18 &= 0,18 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Jumlah beban mati} &= 4,92 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5. Beban lantai pada ruang rapat

- Beban hidup = 4 kN/m^2
- Beban mati :

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat: } 0,12 \times 24 &= 2,88 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat pasir: } 0,05 \times 18 &= 0,90 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat spesi: } 0,03 \times 24 &= 0,72 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat keramik: } 0,01 \times 24 &= 0,24 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat plafon: } 0,01 \times 18 &= 0,18 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Jumlah beban mati} &= 4,92 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6. Beban tembok:

- Tembok tinggi 4 m: $2,5 \times 4 = 10 \text{ kN/m}$
- Tembok tinggi 0,9 m: $2,5 \times 0,9 = 2,25 \text{ kN/m}^2$

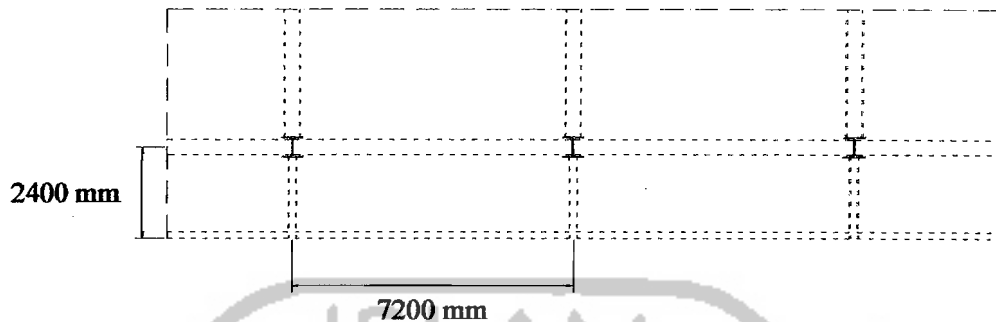
4.3 Perencanaan Pelat Beton

Pelat adalah elemen horizontal struktur yang mendukung beban mati maupun beban hidup dan menyalurkannya ke rangka vertikal dari system struktur. Berdasarkan perbandingan antara bentang panjang dan bentang pendek, pelat dibedakan menjadi dua, yaitu Pelat satu arah dan pelat dua arah.

4.3.1 Perencanaan Pelat Beton Satu Arah

Perencanaan pelat satu arah direncanakan apabila perbandingan bentang panjang dengan bentang pendek hasilnya lebih dari dua.

1. Pelat atap dengan ukuran 7,2 x 2,4 m



Gambar 4.15 Pelat Atap Satu Arah

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,0538$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0538 = 0,0404$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 25} = 11,2941$$

Panjang bentang pendek: $L_x = 2400 \text{ mm}$

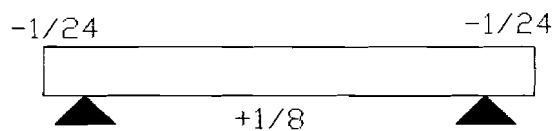
Panjang bentang panjang: $L_y = 7200 \text{ mm}$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7200}{2400} = 3 > 2 \text{ (Pelat satu arah)}$$

Tebal pelat untuk pelat atap = 100 mm

$$W_u = 1,2 \cdot W_D + 1,6 \cdot W_L$$

$$W_u = 1,2 \cdot 3,02 + 1,6 \cdot 1 = 5,224 \text{ kN/m}$$



$$M_u^- = 1/24 \cdot W_u \cdot L^2 = 1/24 \cdot 5,224 \cdot 2,4^2 = 1,2538 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 1/8 \cdot W_u \cdot L^2 = 1/8 \cdot 5,224 \cdot 2,4^2 = 3,7613 \text{ kNm}$$

$$M_u^- = 1/24 \cdot W_u \cdot L^2 = 1/24 \cdot 5,224 \cdot 2,4^2 = 1,2538 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,15 \cdot 1/2 \cdot W_u \cdot L = 1,15 \cdot 1/2 \cdot 5,224 \cdot 2,4 = 7,21 \text{ kN}$$

$$V_u = 1/2 \cdot W_u \cdot L = 1/2 \cdot 5,224 \cdot 2,4 = 6,29 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan diameter = P8 dan penutup beton = 40 mm

$$d = 100 - 40 - (8/2) = 56 \text{ mm}$$

Cek Kuat geser:

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi(1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) = 0,6 \cdot (1/6 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 56) \\ &= 28000N = 28 \text{ kN} > V_u = 7,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan lentur:

a. $M_u^- = 1,2538 \text{ kNm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1,2538}{0,8} = 1,567 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{1,567 \cdot 10^6}{1000 \cdot 56^2} = 0,4998 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,294} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,294 \cdot 0,4998}{240}} \right) = 0,00211$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,00211 = 0,002803 < \rho_{min} = 0,0058$$

$$\text{Maka } \rho_{pakai} = 1,33 \cdot \rho_{ada} = 0,002803$$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,002803 \cdot 1000 \cdot 56 = 156,9618 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut :

$$A_{sst} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 100 = 200 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 156,9618 \text{ mm}^2 < A_{sst} = 200 \text{ mm}^2$$

Maka A_s pakai = $A_{sst} = 200$

Tulangan pokok:

$$A_{1D} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}$$

s pakai = 250 mm

Dipakai tulangan pokok = P8-250

Luas tulangan pakai:

$$A_s = \frac{A_{1D} \cdot 1000}{s_{pakai}} = \frac{50,24 \cdot 1000}{250} = 200,96 \text{ mm}^2 > 200 \text{ mm}^2 \text{ (aman)}$$

Tulangan susut:

$$\begin{aligned} \text{Dipakai diameter P8 mm maka } A_{1D} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \\ &= 50,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$s \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_{sst}} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut: P8-250

b. $M_u^+ = 3,7613 \text{ kNm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3,7613}{0,8} = 4,7016 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b.d^2} = \frac{4,7016.10^6}{1000.56^2} = 1,4992 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.11,2941.1,4992}{240}} \right) = 0,00648$$

$$\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{maks}$$

$$\text{Maka } \rho_{pakai} = \rho_{ada} = 0,00648$$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00648 \cdot 1000 \cdot 56 = 362,88 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut:

$$A_{sst} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 100 = 200 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 362,88 \text{ mm}^2 > A_{sst} = 200 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok:

$$A_{1D} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$S \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{362,88} = 138,448 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 125 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok = P8-125

Luas tulangan pakai:

$$A_s = \frac{A_{1D} \cdot 1000}{S_{pakai}} = \frac{50,24 \cdot 1000}{125} = 401,92 \text{ mm}^2 > 362,88 \text{ mm}^2 \text{ (aman)}$$

Tulangan susut:

$$\begin{aligned} \text{Dipakai diameter: P8 mm maka } A_{1D} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \\ &= 50,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$s \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_{sst}} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut: P8-250

c. $M_u^- = 1,2538 \text{ kNm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1,2538}{0,8} = 1,567 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{1,567 \cdot 10^6}{1000 \cdot 56^2} = 0,4998 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,294} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,294 \cdot 0,4998}{240}} \right) = 0,00211$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,00211 = 0,002803 < \rho_{min} = 0,0058$$

Maka $\rho_{pakai} = 1,33 \cdot \rho_{ada} = 0,002803$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,002803 \cdot 1000 \cdot 56 = 156,9618 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut:

$$A_{sst} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 100 = 200 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 156,9618 \text{ mm}^2 < A_{sst} = 200 \text{ mm}^2$$

Maka $A_s \text{ pakai} = A_{sst} = 200$

Tulangan pokok:

$$A_{1D} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$S \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}$$

$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm}$

Dipakai tulangan pokok = P8-250

Luas tulangan pakai:

$$A_s = \frac{A_{1D} \cdot 1000}{Spakai} = \frac{50,24 \cdot 1000}{250} = 200,96 \text{ mm}^2 > 200 \text{ mm}^2 \text{ (aman)}$$

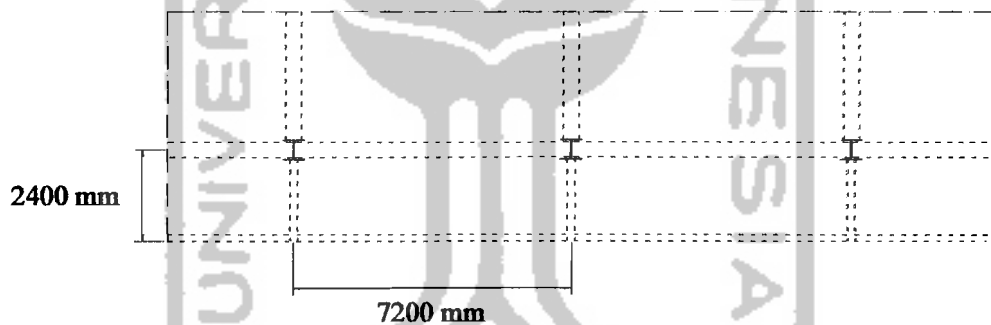
Tulangan susut:

$$\text{Dipakai diameter P8 mm maka } A_{1D} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_{sst}} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut: P8-250

2. Pelat lantai selasar dengan ukuran 7,2 x 2,4 m



Gambar 4.16 Pelat Lantai Selasar Satu Arah

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,0538$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0538 = 0,0404$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 25} = 11,2941$$

Panjang bentang pendek: $L_x = 2400 \text{ mm}$

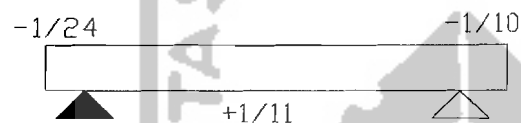
Panjang bentang panjang: $L_y = 7200 \text{ mm}$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7200}{2400} = 3 > 2 \text{ (Pelat satu arah)}$$

Tebal pelat untuk pelat lantai = 120 mm

$$W_u = 1,2 \cdot W_D + 1,6 \cdot W_L$$

$$W_u = 1,2 \cdot 4,92 + 1,6 \cdot 3 = 10,704 \text{ kN/m}$$



$$M_u^- = 1/24 \cdot W_u \cdot L^2 = 1/24 \cdot 10,704 \cdot 2,4^2 = 2,569 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 1/11 \cdot W_u \cdot L^2 = 1/11 \cdot 10,704 \cdot 2,4^2 = 5,605 \text{ kNm}$$

$$M_u^- = 1/10 \cdot W_u \cdot L^2 = 1/10 \cdot 10,704 \cdot 2,4^2 = 6,1655 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,15 \cdot 1/2 \cdot W_u \cdot L = 1,15 \cdot 1/2 \cdot 10,704 \cdot 2,4 = 14,7715 \text{ kN}$$

$$V_u = 1/2 \cdot W_u \cdot L = 1/2 \cdot 10,704 \cdot 2,4 = 12,8448 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan diameter = P10 dan penutup beton = 20 mm

$$d = 120 - 20 - (10/2) = 95 \text{ mm}$$

Cek Kuat geser

$$\phi V_n = \phi(1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) = 0,6 \cdot (1/6 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 95)$$

$$= 47500 \text{ N} = 47,5 \text{ kN} > V_u = 14,7715 \text{ kN}$$

Perhitungan tulangan lentur:

a. $M_u^- = 2,569 \text{ kNm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,569}{0,8} = 3,211 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{3,211 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 0,3558 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,2941 \cdot 0,3558}{240}} \right) = 0,00150$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,00150 = 0,00199 < \rho_{min} = 0,0058$$

$$\text{Maka } \rho_{pakai} = 1,33 \cdot \rho_{ada} = 0,00199$$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00199 \cdot 1000 \cdot 95 = 189,05 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut:

$$A_{sst} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 189,05 \text{ mm}^2 < A_{sst} = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = A_s = 240 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok:

$$A_{1D} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$S \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{240} = 327,2492 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 325 \text{ mm} < 3 \cdot h = 3 \cdot 120 = 360 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok = P10-325

Luas tulangan pakai =

$$A_s = \frac{A_{1D} \cdot 1000}{S_{pakai}} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{325} = 241,661 \text{ mm}^2 > 189,05 \text{ mm}^2 \text{ (aman)}$$

Tulangan susut:

$$\text{Pakai } P8 \text{ mm maka } A_{1D} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,2655 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_{sst}} = \frac{50,2655 \cdot 1000}{240} = 209,4396 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut: P8-200

$$\text{Jarak maks} = 5 \cdot h = 5 \cdot 100 = 500 \text{ mm}$$

b. $M_u^+ = 5,605 \text{ kNm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5,605}{0,8} = 7,0063 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{7,60063 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 0,7763 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,2941 \cdot 0,7763}{240}} \right) = 0,0033$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,0033 = 0,00438 < \rho_{min} = 0,0058$$

$$\text{Maka } \rho_{pakai} = 1,33 \rho_{ada} = 0,00438$$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00438 \cdot 1000 \cdot 95 = 416,4491 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut :

$$A_{sst} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 416,4491 \text{ mm}^2 > A_{sst} = 240 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok:

$$A_{1D} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$S \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{416,4491} = 188,594 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 175 \text{ mm} < 3 \cdot h = 3 \cdot 100 = 300 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok = P10-175

Luas tulangan pakai:

$$A_s = \frac{A_{ID} \cdot 1000}{S_{pakai}} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{175} = 448,799 \text{ mm}^2 > 416,4491 \text{ mm}^2 \text{ (aman)}$$

Tulangan susut

Pakai: P8 mm maka $A_{ID} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,2655 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{A_{ID} \cdot 1000}{A_{sst}} = \frac{50,2655 \cdot 1000}{240} = 209,4396 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut: P8-200

c. $M_u^- = 6,1655 \text{ kNm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6,1655}{0,8} = 7,7069 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{7,7069 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 0,8539 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,2941 \cdot 0,8539}{240}} \right) = 0,0036$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,0036 = 0,0048 < \rho_{min} = 0,0058$$

$$\text{Maka } \rho_{pakai} = 1,33 \cdot \rho_{ada} = 0,0048$$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0048 \cdot 1000 \cdot 95 = 458,9831 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut:

$$A_{sst} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 458,9831 \text{ mm}^2 > A_{sst} = 240 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok:

$$A_{ID} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$S \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{458,9831} = 171,117 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm} < 3 \cdot h = 3 \cdot 100 = 300 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok = P10-150

Luas tulangan pakai:

$$A_s = \frac{A_{1D} \cdot 1000}{S_{\text{pakai}}} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{150} = 523,598 \text{ mm}^2 > 458,66 \text{ mm}^2 \text{ (aman)}$$

Tulangan susut:

$$\text{Pakai: } P8 \text{ mm maka } A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,2655 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_{\text{sst}}} = \frac{50,2655 \cdot 1000}{240} = 209,4396 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut: P8-200

4.3.2 Perencanaan Pelat Beton Dua Arah

Perencanaan pelat dua arah direncanakan apabila perbandingan bentang panjang dengan bentang pendek hasilnya kurang atau sama dengan dua, sebagai contoh perhitungan diambil pelat lantai dengan ukuran 7200 mm x 3600 mm:

1. Pembebanan Pelat Lantai

- a. Beban mati pelat lantai (q_d) = 4,92 kN/m²
- b. Beban hidup pelat lantai (q_l) = 2,5 kN/m²
- c. Kombinasi pembebanan (SK SNI T – 1991-03, pasal 3.2.2)

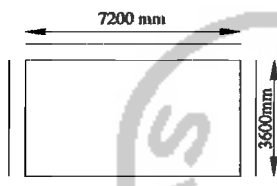
$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \cdot 4,92 + 1,6 \cdot 2,5 = 9,904 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Tebal pelat minimum (h)

Untuk bentang $l_x < 4$ meter dimabil $h = 100 \text{ mm}$ untuk pelat atap dan 120 mm untuk pelat lantai untuk contoh ini diambil tebal pelat 120 mm .

3. Distribusi momen

Pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya



Dihitung sebagai pelat dua arah :

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7,2}{3,6} = 2$$

$$M_u = 0,001 \cdot q_U \cdot L_x^2 \cdot C_x$$

Dari tabel 13.3.2 PBI 1971 didapat faktor (C):

L_y/L_x	2
c_{lx}	62
c_{ly}	35
c_{lx}	62
c_{ly}	35

$$M_{lx} = 0,001 \cdot 9,904 \cdot 3,6^2 \cdot 62 = 7,9581 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 9,904 \cdot 3,6^2 \cdot 35 = 4,4925 \text{ kNm}$$

$$-M_{lx} = 0,001 \cdot 9,904 \cdot 3,6^2 \cdot 62 = 7,9581 \text{ kNm}$$

$$-M_{ly} = 0,001 \cdot 9,904 \cdot 3,6^2 \cdot 35 = 4,4925 \text{ kNm}$$

4. Perencanaan tulangan arah x

a. Arah lapangan x

$$M_u = M_{lx} = 7,9581 \text{ kNm}$$

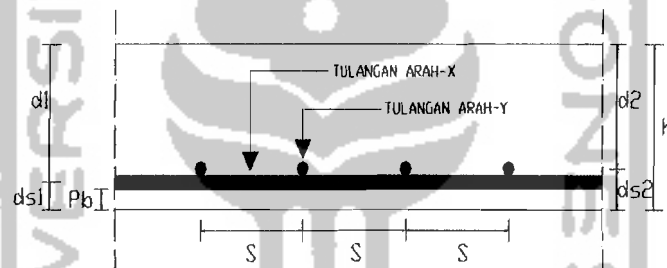
$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7,9581}{0,8} = 9,9476 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal pelat } h = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal penutup beton } P_b = 20 \text{ mm}$$

Tinggi manfaat tulangan pelat

$$d = d_x = h - P_b - \frac{1}{2} \phi = 120 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10 = 95 \text{ mm}$$



Gambar 4.17 Potongan Pelat Pada Tulangan Lapangan

Rasio penulangan pada keadaan seimbang regangan

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 240} \right)}{240} = 0,0538$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0538 = 0,0404$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

1) Menentukan luas tulangan

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{9,9476 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 1,1022 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 25} = 11,2941$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,2941 \cdot 1,1022}{240}} \right) = 0,00472$$

$$\rho_{ada} \leq \rho_{min} = 0,00583$$

$$\leq \rho_{max} = 0,0404$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,00472 = 0,00628 > \rho_{min} = 0,00583$$

$$\text{maka } \rho_{perlu} = \rho_{min} = 0,00583$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d = 0,00583 \cdot 1000 \cdot 95 = 553,85 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ susut} = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Syarat } A_s \text{ perlu} \geq A_s \text{ susut}$$

$$\text{Jadi } A_s \text{ pakai} = A_s \text{ perlu} = 553,83 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan } P10 \rightarrow A1\emptyset = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan } (s) = \frac{A_{1\emptyset} \cdot 1000}{A_s \text{ pakai}} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{553,85} = 141,807 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat jarak tulangan } (s) \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

$$\leq 250 \text{ mm}$$

$$\text{Jadi pakai jarak } (s) = 150 \text{ mm} \rightarrow P10-150$$

$$A_s \text{ ada} = \frac{78,54 \cdot 1000}{150} = 523,5987 \text{ mm}^2$$

2) Kontrol M_n

$$a = \frac{A_s \text{ ada} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{523,5987 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 5,9136 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \text{ ada} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 523,5987 \cdot (95 - 5,9136/2)$$

$$= 11,5665 \text{ kNm} \geq \frac{M_u}{\phi} = 9,9476 \text{ kNm} \quad (\text{Aman})$$

b. Arah tumpuan x

$$M_u = M_{tx} = 7,9581 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7,9581}{0,8} = 9,9476 \text{ kNm}$$

Tebal pelat $h = 120 \text{ mm}$

Tebal penutup beton $P_b = 20 \text{ mm}$

Tinggi manfaat tulangan pelat

$$d = d_x = h - P_b - \frac{1}{2} \phi = 120 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10 = 95 \text{ mm}$$

Rasio penulangan pada keadaan seimbang regangan

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,0538$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0538 = 0,0404$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

1) Menentukan luas tulangan

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{9,9476 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 1,1022 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 25} = 11,2941$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,2941 \cdot 1,1022}{240}} \right) = 0,00472$$

$$\rho_{ada} > \rho_{min} = 0,0058$$

$$\leq \rho_{maks} = 0,0404$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,00472 = 0,00628 > \rho_{min} = 0,00583$$

maka $\rho_{pertu} = \rho_{min} = 0,00583$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,00583 \cdot 1000 \cdot 95 = 553,85 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ susut} = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Syarat } A_s \text{ perlu} \geq A_s \text{ susut}$$

$$\text{Jadi } A_s \text{ pakai} = A_s \text{ perlu} = 553,83 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan } P10 \rightarrow A1\emptyset = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan } (s) = \frac{A_{1\emptyset} \cdot 1000}{A_s \text{ pakai}} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{553,85} = 141,807 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat jarak tulangan } (s) \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

$$\leq 250 \text{ mm}$$

$$\text{Jadi pakai jarak } (s) = 150 \text{ mm} \rightarrow P10-150$$

$$A_s \text{ ada} = \frac{78,54 \cdot 1000}{150} = 523,5987 \text{ mm}^2$$

2) Kontrol M_n

$$a = \frac{A_s \text{ ada} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{523,5987 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 5,9136 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \text{ ada} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 523,5987 \cdot (95 - 5,9136/2)$$

$$= 11,5665 \text{ kNm} \geq \frac{M_u}{\phi} = 9,9476 \text{ kNm} \quad (\text{Aman})$$

5. Perencanaan tulangan arah y

a. Arah lapangan y

$$M_u = M_{ly} = 4,4925 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4,4925}{0,8} = 5,6156 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal pelat } h = 120 \text{ mm}$$

Tebal penutup beton $P_b = 20 \text{ mm}$

Tinggi manfaat tulangan pelat

$$d = d_x = h - P_b - \frac{1}{2} \varnothing - \varnothing_{tul} = 120 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 10 = 85 \text{ mm}$$

Rasio penulangan pada keadaan seimbang regangan

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,0538$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0538 = 0,0404$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

1) Menentukan luas tulangan

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{5,6156 \cdot 10^6}{1000 \cdot 85^2} = 0,77725 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 25} = 11,2941$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,2941 \cdot 0,77725}{240}} \right) = 0,0033$$

$$\rho_{ada} \leq \rho_{min} = 0,0058$$

$$\leq \rho_{max} = 0,0404$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,0033 = 0,00439 \leq \rho_{min} = 0,0058$$

$$\text{maka } \rho_{perlu} = 1,33 \rho_{ada} = 0,00439$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d = 0,00439 \cdot 1000 \cdot 85 = 373,067 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ susut} = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_s \text{ perlu} > A_s \text{ susut}$

$$\text{Jadi } A_s \text{ pakai} = A_s \text{ perlu} = 373,067 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan P10} \rightarrow A_{1\varnothing} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{A_{t\phi} \cdot 1000}{A_{s \text{ pakai}}} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{373,067} = 210,5247 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat jarak tulangan (s)} \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

$$\leq 250 \text{ mm}$$

Jadi pakai jarak (s) = 200 mm → P10-200

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{78,54 \cdot 1000}{200} = 392,7 \text{ mm}^2$$

2) Kontrol M_n

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{392,7 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 4,4352 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s \text{ ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 392,7 \cdot 240 \cdot (85 - 4,4352/2) \\ &= 7,8021 \text{ kNm} \geq 1,33 \frac{M_u}{\phi} = 7,4687 \text{ kNm} - \text{OK} - \end{aligned}$$

b. Arah tumpuan y

$$M_u = M_{ty} = 4,4925 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4,4925}{0,8} = 5,6156 \text{ kNm}$$

Tebal pelat $h = 120 \text{ mm}$

Tebal penutup beton $P_b = 20 \text{ mm}$

Tinggi manfaat tulangan pelat

$$d = d_x = h - P_b - \frac{1}{2} \phi = 120 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10 = 95 \text{ mm}$$

Rasio penulangan pada keadaan seimbang regangan

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,05376$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0538 = 0,04032$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

1) Menentukan luas tulangan

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{5,6156 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 0,6222 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 25} = 11,2941$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,2941} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,2941 \cdot 0,6222}{240}} \right) = 0,00263$$

$$\rho_{ada} \leq \rho_{min} = 0,00583$$

$$\leq \rho_{max} = 0,0404$$

$$1,33 \cdot \rho_{ada} = 1,33 \cdot 0,00263 = 0,0035 \leq \rho_{min} = 0,00583$$

maka $\rho_{perlu} = 1,33 \cdot \rho_{ada} = 0,0035$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 95 = 332,520 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ susut} = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_s \text{ perlu} \geq A_s \text{ susut}$

Jadi $A_s \text{ pakai} = A_s \text{ perlu} = 332,520 \text{ mm}^2$

Pakai tulangan P10 $\rightarrow A_{1\phi} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{A_s \text{ pakai}} = \frac{78,54 \cdot 1000}{332,520} = 236,1963 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan (s) $\leq 2 \cdot h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$

$$\leq 250 \text{ mm}$$

Jadi pakai jarak (s) = 200 mm \rightarrow P10-200

$$A_{s_{ada}} = \frac{78,5398.1000}{200} = 392,699 \text{ mm}^2$$

2) Kontrol M_n

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{392,699.240}{0,85.25.1000} = 4,4352 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s_{ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 785,398.240 \cdot (95 - 4,4352/2) \\ &= 8,7445 \text{ kNm} \geq 1,33 \cdot \frac{M_u}{\phi} = 7,4687 \text{ kNm} - \text{OK} - \end{aligned}$$

6. Perencanaan tulangan bagi

$$A_{s_{bagi}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002.1000.120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai P8} = A_{1\phi} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,2665 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{A_{s_{bagi}}} = \frac{50,2665.1000}{240} = 209,4396 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan bagi P8-200

$$A_s = \frac{50,2665.1000}{200} = 251,33 \text{ mm}^2 > 240 \text{ mm}^2$$

Untuk perhitungan tipe pelat yang lainya bisa dilihat dilampiran 6

4.4 Menghitung Gaya Horisontal Akibat Gempa

Distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa (F_i) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) pada arah yang ditinjau.

4.4.1 Berat Struktur Pada Tiap Portal

Untuk Menghitung Gaya horisontal akibat gempa dihitung terlebih dahulu berat struktur pada tiap portal, untuk portal A adalah sebagai berikut:

1. Berat atap

Berat balok B1 (W12x26) = 36.1.38,66	= 1391,76 Kg
Berat balok B2 (W12x30) = 21,6.1.44,42	= 959,472 Kg
Berat balok B3 (W12x40) = 14,4.1.59,13	= 851,472 Kg
Balok anak (Ba1) (W10x30) = 32,4.1.44,67	= 1447,308 Kg
Berat pelat atap = (50,4.3,6.1.302) + (0,3.50,4.3,6.1.100)	= 60238,08 Kg
<hr/> Total = 64888,092 Kg	

2. Berat Lantai

a. Lantai 3

Berat balok B1 (W18x50) : 3,6.2.74,29	= 534,888 Kg
Berat balok B2 (W18x60) : 28,8.1.88,94	= 2561,472 Kg
Berat balok B3 (W21x182) : 10,8.2.270,87	= 5850,792 Kg
Berat balok B4 (W24x62) : 14,4.1.92,48	= 1331,712 Kg
Berat balok Ba1 (W12x58) : 3,6.6.85,91	= 1855,656 Kg
Berat pelat ruang rapat : (18.3,6.1.492) + (0,3.18.3,6.1.400)	= 39657,6 Kg
Berat pelat selasar : (32,4.3,6.1.492) + (0,3.32,4.3,6.1.300)	= 67884,48 Kg
Berat tembok 0,9 m : 14,4 . 225	= 3240 Kg
Berat tembok 4 m : 57,6 . 1000	= 57600 Kg
Berat kolom K1 (W14x398) : 591,26.2.4	= 4730,08 Kg
Berat kolom K2 (W14x342) : 510,41.2.4	= 4083,28 Kg

Berat kolom K3 (W14x283) : 420,96.2.4 = 3367,68 Kg

Total = 192697,64Kg

b. Lantai 2

Berat balok B1 (W18x50) : 3,6.2.74,29 = 534,888 Kg

Berat balok B2 (W18x60) : 28,8.1.88,94 = 2561,472 Kg

Berat balok B3 (W21x182) : 10,8.2.270,87 = 5850,792 Kg

Berat balok B4 (W24x62) : 14,4.1.92,48 = 1331,712 Kg

Berat balok Ba1 (W12x58) : 32,4.1.85,91 = 2783,484 Kg

Berat pelat selasar: (50,4.3,6.1.492)+(0,3. 50,4.3,6.1.300) = 105598,08Kg

Berat tembok 0,9 m : 14,4 . 225 = 3240 Kg

Berat tembok 0,4 m : 57,6 . 1000 = 57600 Kg

Berat kolom K1 (W14x398) : 591,26.2.4 = 4730,08 Kg

Berat kolom K2 (W14x342) : 510,41.2.4 = 4083,28 Kg

Berat kolom K3 (W14x283) : 420,96.2.4 = 3367,68 Kg

Total = 191681,468 Kg

c. Lantai 1

Berat balok B1 (W18x50) : 3,6.2.74,29 = 534,888 Kg

Berat balok B2 (W18x60) : 28,8.1.88,94 = 2561,472 Kg

Berat balok B3 (W21x182) : 10,8.2.270,87 = 5850,792 Kg

Berat balok B4 (W24x62) : 14,4.1.92,48 = 1331,712 Kg

Berat balok Ba1 (W12x58) : 32,4.1.85,91 = 2783,484 Kg

Berat pelat selasar : (50,4.3,6.1.492)+(0,3. 50,4.3,6.1.300) = 105598,08Kg

Berat tembok 0,9 m : 14,4 . 225 = 3240 Kg

Berat tembok 0,4 m : 57,6 . 1000	= 57600 Kg
Berat kolom K1 (W14x398) : 591,26.2.4	= 4730,08 Kg
Berat kolom K2 (W14x342) : 510,41.2.4	= 4083,28 Kg
Berat kolom K3 (W14x283) : 420,96.2.4	= 3367,68 Kg
<hr/>	
Total	= 191681,468 Kg

Untuk berat portal lainnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.13 Rekapitulasi Berat Portal arah x

Lantai	Berat portal arah x (Kg)					
	Portal 1	Portal 2	Portal 3	Portal 4	Portal 5	Portal 6
Atap	29808,8	48315,6	80870,6	80870,6	48315,6	29808,8
L 3	296731	390672,9	303965,8	331507,9	379468,1	329456,7
L 2	320727,6	367047,4	314600,4	336089,5	375225,5	329456,7
L 1	320727,6	367047,4	320124,4	347608,7	375387,5	329456,7
Σ	967995	1173083,25	1019561,20	1096076,74	1178396,68	1018179,04

Tabel 4.14a Rekapitulasi Berat Portal arah y

Lantai	Berat portal arah y (Kg)				
	Portal B	Portal C1	Portal C2	Portal D1	Portal D2
Atap	69016,8	5062,4	5062,4	5062,4	4933,3
Lantai 3	332206,8	154106,3	162754,8	153868,9	154702,6
Lantai 2	327579,4	160303,3	158900,2	161800,2	159049,9
Lantai 1	327579,4	160303,3	158900,2	161800,2	162742,6
Σ	1056382,3	479775,4	485617,6	485617,6	481428,4

Tabel 4.14b Rekapitulasi Berat Portal arah y

Lantai	Berat portal arah y (Kg)			
	Portal E1	Portal E2	Portal F	Portal G
Atap	18850,6	4933,3	74457,8	64888,1
Lantai 3	162565,1	178861,3	310526,8	144264,6
Lantai 2	168552,3	168842,6	293905,7	173681,5
Lantai 1	174976,3	175428,5	294376,9	148539,1
Σ	524944,3	528065,6	973267,2	531373,4

4.4.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar Akibat Gempa

1. Waktu Getar Struktur (T)

$$T = 0,085.H^{3/4} = 0,085.16^{3/4} = 0,68 \text{ detik}$$

2. Koefisien gempa dasar (C)

$$C = \frac{0,23}{T} = \frac{0,23}{0,68} = 0,338 \text{ (menurut gambar 3.4)}$$

3. Faktor keutamaan (I) dan faktor reduksi beban gempa (R)

Ditentukan nilai $I = 1,4$ (untuk Rumah Sakit) dan $R = 8,5$ (Rangka Pemikul Momen Khusus).

4. Gaya geser dasar horisontal akibat gempa

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R} W_t$$

- Portal 1: $V = \frac{0,338 \cdot 1,4}{8,5} \cdot 967995,02 = 53926,37$
- Portal 2: $V = \frac{0,338 \cdot 1,4}{8,5} \cdot 1173083,25 = 65351,70$
- Portal 3: $V = \frac{0,338 \cdot 1,4}{8,5} \cdot 1019561,20 = 56799,08$

- Portal 4: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 1096076,74 = 61061,71$
- Portal 5: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 1178396,68 = 65647,7$
- Portal 6: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 1018179,04 = 56722,08$
- Portal A: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 641876,69 = 35758,53$
- Portal B: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 1056382,26 = 58850,36$
- Portal C1: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 479775,36 = 26727,97$
- Portal C2: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 485617,62 = 27053,44$
- Portal D1: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 482531,84 = 26881,53$
- Portal D2: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 481428,45 = 26820,06$
- Portal E1: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 524944,32 = 29244,30$
- Portal E2: $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 528065,62 = 29418,19$
- Portal F : $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 973267,18 = 54220,07$
- Portal G : $V = \frac{0.338.1,4}{8,5} \cdot 531373,4 = 29602,46$

5. Distribusi gaya geser horisontal akibat gempa

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$\text{Portal 1 : } F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$\text{Atap : } F_i = \frac{476940,9}{7886444,1} \cdot 53926,37 = 3261,3 \text{ Kg}$$

Untuk gaya geser horisontal yang lainnya dapat dilihat dalam bentuk tabel dibawah ini:

Tabel 4.15. Rekapitulasi Gaya-gaya Horisontal Portal arah x

h_i (m)	F_x (Kg)					
	Portal 1	Portal 2	Portal 3	Portal 4	Portal 5	Portal 6
16	3261,3	5120,8	8410,1	8449,2	5162,6	3226,8
12	24348	31054,4	23708	25976,3	30410,4	26747,6
8	17544,7	19451	16358,3	17556,9	20046,9	17831,8
4	8772,4	9725,5	8322,8	9079,3	10027,8	8915,9

Tabel 4.16a. Rekapitulasi Gaya-gaya Horisontal Portal arah y

h_i (m)	F_y (Kg)					
	Portal A	Portal B	Portal C1	Portal C2	Portal D1	Portal D2
16	6557	7203,4	561,8	556	562,8	548,6
12	14674,4	26004,6	12825,2	13407,5	12828,7	12903,1
8	9684,7	17094,9	8894	8726,6	8993,3	8843,8
4	4842,4	8547,5	4447	4363,3	4496,7	4524,6

Tabel 4.16b. Rekapirulasi Gaya-gaya Horisontal Portal arah y

h_i (m)	F_y (Kg)			
	Portal E1	Portal E2	Portal F	Portal G
16	2050,9	542,8	77647,5	6466,2
12	13265,1	14760,5	23920,4	10782,1
8	9169,1	9289,1	15093,4	8653,7
4	4759,3	4825,7	7558,8	3700,5

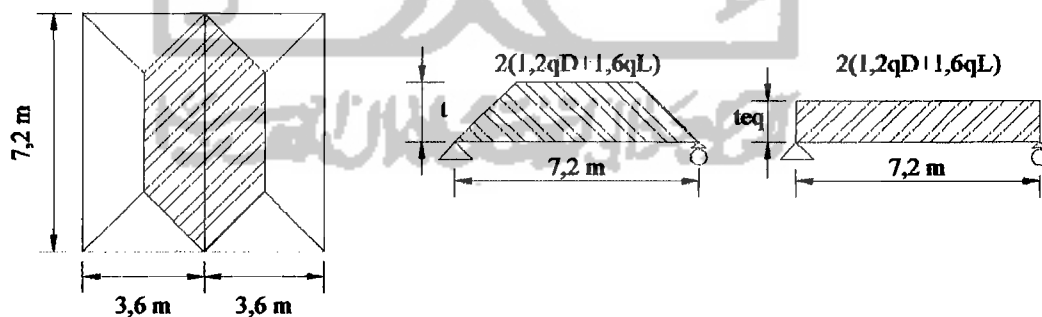
4.5 Perencanaan Balok Anak Profil Baja

Dalam perencanaan balok anak, baja didesain komposit dengan beton (pelat), yang diharapkan agar supaya tinggi balok baja lebih efisien/ tidak sama dengan balok induknya. Prosedur pendisainan balok komposit akan dipaparkan dalam sub bab ini:

4.5.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

Diambil perhitungan balok anak lantai atap struktur portal baja, dengan panjang bentang balok (L) = 7,2 m dukungan pada balok anak merupakan dukungan sendi-rol (*simple beam*), sehingga momen rencana baloknya dapat dihitung yaitu $M_{u,b} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2$ (kNm)

Beban merata equivalent yang bekerja pada balok anak berdasarkan pembebanan tributari area dari pelat lantai dapat dilihat pada gambar 4.19



Gambar 4.18 Pembebanan Pada Balok Anak

Dari hasil perhitungan berat pelat lantai, didapatkan beban-beban yang bekerja pada balok anak lantai sebagai berikut:

$$\text{Beban mati } (q_D) = 3,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup } (q_L) = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 q &= 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \\
 &= 1,2 \cdot 3,02 + 1,6 \cdot 1 \\
 &= 4,124 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$t_q = t - \frac{4t^2}{3L_y^2}$$

dimana $t = 0,5 \cdot L_x = 0,5 \cdot 3,8 = 1,8 \text{ m}$

$$t_{eq} = 1,8 - \frac{4 \cdot 1,8^2}{3 \cdot 7,2^2} = 1,65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 q_{total} &= 2q \cdot t_{eq} + q_s ; (q_s = \text{berat sendiri profil } W10 \times 30 = 44,68 \text{ Kg/m}) \\
 &= 2 \cdot 4,123 \cdot 1,65 + 0,4468 \\
 &= 14,0527 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jadi, } M_{u,b} = \frac{1}{8} \cdot 14,0527 \cdot (7,2)^2 = 91,0615 \text{ kN.m}$$

Balok anak pada pelat lantai didisain menggunakan profil baja $W10 \times 30$ dengan data properties sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 57 \text{ cm}^2 & I_x &= 7075,93 \text{ cm}^4 & E_s &= 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \\
 d &= 267 \text{ mm} & I_y &= 695,11 \text{ cm}^4 \\
 t_w &= 7,62 \text{ mm} & S_x &= 530,63 \text{ cm}^3 \\
 b_f &= 148 \text{ mm} & S_y &= 94,20 \text{ cm}^3 \\
 t_f &= 12,95 \text{ mm} & Z_x &= 599,77 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 11,14 \text{ cm} & Z_y &= 144,86 \text{ cm}^3 \\
 r_y &= 3,49 \text{ cm} & f_c &= 25 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Data slab beton:

Tebal slab, $t_s = 100 \text{ mm}$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c \text{ (MPa)}} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Rasio modulus elastisitas, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{23500} = 8,5106$$

Balok anak bentang $7,2 \text{ m}$

Lebar efektif slab beton untuk balok interior merupakan nilai terkecil dari :

$$b_E \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 7,2 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f = 16 \cdot 100 + 148 = 1,748 \text{ m}$$

$$b_E \leq b_o = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar beton ekuivalen } (b') = \frac{b_E}{n} = \frac{1,748}{8,5106} = 205,39 \text{ mm}$$

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (b' \times t_s) + A_s = (205,39 \times 100) + 5700 = 26239 \text{ mm}^2$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$\begin{aligned} Y_a &= \frac{((b' \cdot t_s) \cdot \frac{1}{2} t_s) + (A_s \cdot ((\frac{1}{2} d_s) + t_s))}{(b' \cdot t_s) + A_s} \\ &= \frac{((205,39 \cdot 100) \cdot \frac{1}{2} \cdot 100) + (5700 \cdot ((\frac{1}{2} \cdot 267) + 100))}{(205,39 \cdot 100) + 5700} \\ &= 89,8624 \text{ mm} \end{aligned}$$

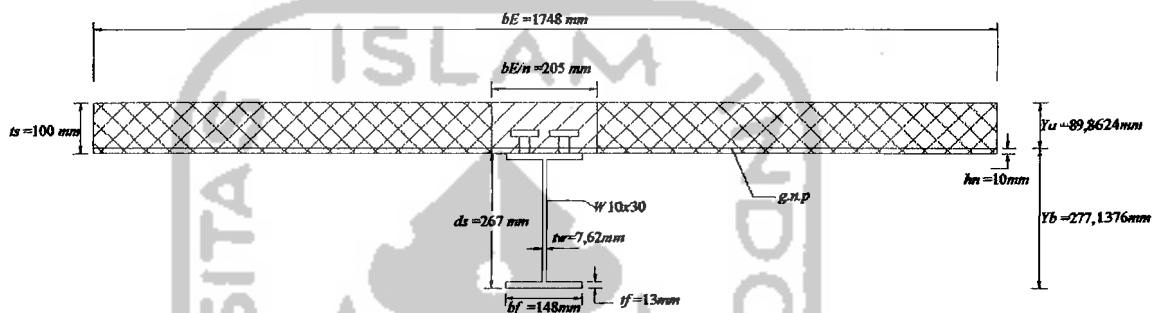
$$Y_b = d_s + t_s - Y_a = 267 + 100 - 89,8624 = 277,1376 \text{ mm}$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{kom} = I_{xs} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{xcr} \cdot Y_1^2$$

$$\begin{aligned}
&= 7075,93 \cdot 10^4 + 5700 (277,1376 - \frac{1}{2} \cdot 267)^2 + (1/12) \cdot 205,39 \\
&\quad (277,1376 - 267)^3 + 205,39 \cdot 89,8624 \cdot (0,5 \cdot (277,1376 - 267))^2 + (1/12) \cdot \\
&\quad 205,39 \cdot 89,8624^3 + 205,39 \cdot 89,8624 (0,5 \cdot 89,8624)^2 \\
&= 238533571,9 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

Untuk perhitungan Inersia komposit yang lainnya dapat dilihat pada lampiran 7.



Gambar 4.19 Penampang Komposit

4.5.2 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil baja (h/t_w) menurut persamaan.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{0,95 \cdot 267}{7,62} = 33,29 < \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y \text{ (MPa)}}} = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,64$$

Balok anak lantai bentang 7,2 m

Gaya desak beton, $C = 0,85 \cdot f_c \cdot b_E \cdot a$

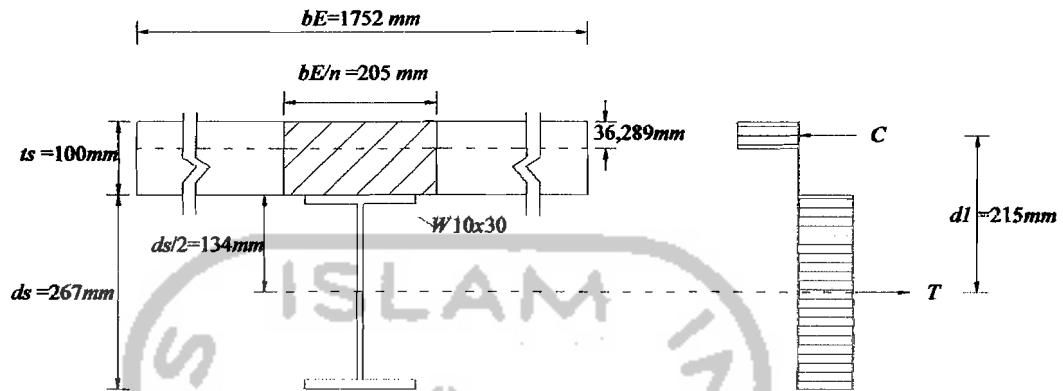
Gaya tarik penampang baja, $T = A_s \cdot f_y$

Kesetimbangan gaya dalam, $C = T$

$$0,85 \cdot f_c \cdot b_E \cdot a = A_s \cdot f_y$$

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan balok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_E} = \frac{5700 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1748} = 36,829 \text{ mm} < t_s = 100 \text{ mm}$$



Gambar 4.20 Diagram Tegangan Lentur Plastis

dikarenakan $a < t_s$, maka garis netral plastis berada pada beton. Dengan demikian kapasitas nominal balok komposit, M_n

$$M_n = C \cdot d_I = T \cdot d_I$$

$$M_n = T(d_I/2 + t_s - a/2)$$

$$M_n = (A_s \cdot f_y) \cdot (d_I/2 + t_s - a/2)$$

$$M_n = (5700 \cdot 36) \cdot (267/2 + 100 - 26,289/2) \cdot 10^{-6} = 294,61 \text{ kN.m}$$

Kontrol kapasitas balok anak :

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$\phi_b M_n = 0,85 \cdot 294,61 = 250,42 \text{ kN.m} > M_u = 91,0615 \text{ kN.m}$$

sehingga profil $W10x30$ diatas dapat dipakai. Kemudian, dengan cara yang sama didapatkan hasil desain untuk balok anak yang dapat dilihat pada lampiran 7.

4.5.3 Kontrol Terhadap Lendutan Balok Anak

Lendutan yang terjadi pada balok komposit : dengan data beban mati (q_D) = 3,02

kN/m^2 , beban hidup (q_L) = 1 kN/m^2 dengan $q_s = 0,4468 \text{ kN/m}$

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{total}} \cdot L^4}{E \cdot I_{\text{komp}}} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{14,527 \cdot 7200^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 238533571,9} = 10,31 \text{ mm} < \frac{L}{240} = 30 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$\begin{aligned}q_{\text{Dtotal}} &= 2q_D + q_s \\ &= 2 \cdot (3,02 \cdot 1,65) + 0,4468 = 10,4128 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{baja}} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{Dtotal}} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{10,4128 \cdot 7200^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 7075,93 \cdot 10^4} = 25,75 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{komp}} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L \cdot L^4}{E_s \cdot I_{\text{komp}}} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(1,165) \cdot 7200^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 238533571,9} = 2,42 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \Delta_{\text{baja}} + \Delta_{\text{komp}} \\ &= 25,75 + 2,42 = 28,17 \text{ mm} < \frac{L}{240} = 30 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk perhitungan yang lainya dapat dilihat pada lampiran 7.

4.5.4 Perencanaan Konektor Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi sangat efektif, maka diantara profil baja dan beton (pelat) dipasang baut penghubung atau biasa disebut *shear conector*.

Gaya geser horizontal (V_n), dapat dihitung berdasarkan persamaan yang merupakan nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned} 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b_E \cdot t_s \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 1748 \cdot 100 \cdot 10^{-3} = 3714,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_s \cdot f_y = 5700 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 1368 \text{ kN}$$

Digunakan penghubung geser jenis paku dengan diameter 20 mm dengan

$$F_u^b = 410 \text{ MPa} \left(A_{sc} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = 314 \text{ mm}^2 \right)$$

Kuat nominal satu penghubung geser jenis paku yang ditanam di dalam pelat beton adalah :

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u$$

$$Q_n = 0,5 \cdot 314 \cdot \sqrt{25 \cdot 23500} \cdot 10^{-3} = 120 \text{ kN} \leq 314 \cdot 410 \cdot 10^{-3} = 128,74 \text{ kN}$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan, sesuai dengan persamaan

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{1368}{120} = 11,4 \approx 12 \text{ stud geser per setengah bantang balok.}$$

Untuk perhitungan pada balok anak yang lainnya dapat dilihat pada lampiran 7.

4.6 Perencanaan Balok Induk Profil Baja

Dalam merencanakan balok menahan lentur, haruslah memenuhi persyaratan kekuatan menurut persamaan:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Contoh perhitungan diambil balok B1 pada lantai 2, nomer frame B223 , momen rencana balok dari analisis didapat $M_{u,b} = 272,698 \text{ kNm}$. Banteng balok as ke as (L) = 7,2 m, dan banteng bersih (L_n) = 7,134 m.

4.6.1 Perhitungan Kuat Lentur Nominal Balok Portal

Section propertis profil W 18x50:

$$\begin{aligned}
 S_x &= 1456,63 \text{ cm}^3 & i_y &= 4,20 \text{ cm} & t_f &= 14,48 \text{ mm} & b_w &= 457 \text{ mm} \\
 S_y &= 175,23 \text{ cm}^3 & I_x &= 33298,51 \text{ cm}^4 & t_w &= 9,07 \text{ mm} & Z_x &= 1655,09 \text{ cm}^3 \\
 i_x &= 18,74 \text{ cm} & I_y &= 1669,09 \text{ cm}^4 & b_f &= 191 \text{ mm} & A &= 94,8 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

1. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

Didalam tahap perencanaan lentur balok ini terlebih dahulu profil dicek kekompakan dengan mengontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) penampang.

- Kelangsingan penampang pada sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{191}{2 \cdot 14,48} = 6,595$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,9735$$

Dari hasil diatas didapat $\lambda < \lambda_p$, maka penampang kompak

Karena penampang kompak maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x$$

$$M_p = 240 \cdot 10^3 \cdot 1655,09 \cdot 10^{-6}$$

$$M_p = 397,2216 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 397,2216 = 357,4994 \text{ kNm} \geq M_u = 272,698 \text{ kNm} \quad \text{- Aman -}$$

- Kelangsingan penampang pada badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{457}{9,02} = 50,67$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,4435$$

Dari hasil diatas didapat $\lambda < \lambda_p$, maka penampang kompak

Karena penampang kompak maka $M_n = M_p$

$$\phi M_n = 0,9.397,2216 = 357,4994 \text{ kNm} \geq M_u = 272,698 \text{ kNm} \quad \text{- Aman -}$$

2. Kuat lentur nominal penampang dengan pengaruh tekuk lateral

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1669,09 \cdot 10^4}{94,8 \cdot 10^2}} = 41,96 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot 41,96 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{240}} = 2131,86 \text{ mm} = 2,132 \text{ m}$$

$$X_1 = 13486,49 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = 0,07699 \text{ Mpa}$$

$$f_L = f_y - f_r$$

$$f_L = 240 - 70 = 170 \text{ MPa}$$

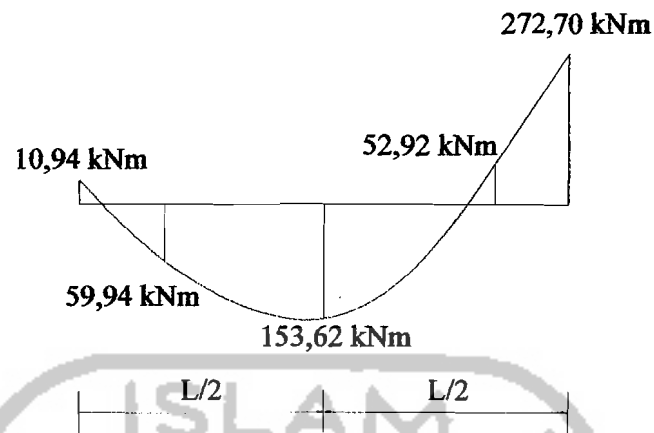
$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_L^2}}$$

$$L_r = 41,96 \cdot \left[\frac{13486,49}{170} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,07699 \cdot 170^2}} = 23110,98 \text{ mm} = 23,111 \text{ m}$$

$L_p \leq L \leq L_r$ Termasuk bentang menengah

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= 1456,63 \cdot 10^3 \cdot (240 - 70) \cdot 10^{-6} = 247,63 \text{ kNm}$$



Gambar 4.21 Diagram Momen Lentur Balok

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

$$c_b = \frac{12,5 \cdot 272,698}{2,5 \cdot 272,698 + 3 \cdot 59,936 + 4 \cdot 153,62 + 3 \cdot 52,922} = 3,13 > 2,3$$

$$c_b \text{ pakai} = 2,3$$

$$M_n = c_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 2,3 \cdot \left[247,63 + (397,2216 - 247,63) \frac{(23,11 - 7,2)}{(23,11 - 2,13)} \right]$$

$$= 830,464 \text{ kNm}$$

$$M_n = 830,464 \text{ kNm} > M_p = 397,2216 \text{ kNm}$$

$$\text{Maka } \phi M_n = \phi M_p$$

$$= 0,9 \cdot 397,2216 = 357,4994 \text{ kNm}$$

$$\text{Rasio kapasitas lentur yang terjadi; } \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{272,698}{357,4994} = 0,76 < 1,0 - \text{OK} -$$

Untuk perhitungan pada balok yang lainya dapat dilihat pada lampiran 7.

4.6.2 Gaya Geser Rencana Balok

Dalam merencanakan balok menahan gaya geser, haruslah memenuhi persyaratan kekuatan menurut persamaan:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Gaya geser balok lebih ditentukan oleh momen plastis balok (M_{pb}) pada kedua ujung balok pada arah berlawanan. Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_{u1} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \frac{2.\beta.M_p}{L'}$$

$$V_{u2} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E$$

Dari analisis didapat $V_D = 101,096 \text{ kN}$, $V_L = 1,807 \text{ kN}$, $V_E = 35,811 \text{ kN}$

$$V_{u1} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \frac{2.\beta.M_p}{L'}$$

$$V_{u1} = 1,2.101,0957 + 0,5.1,807 + \frac{2.1.1.397,216}{5,83} = 272,111 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E$$

$$V_{u2} = 1,2.101,096 + 0,5.1,807 + 4.35,811 = 265,463 \text{ kN}$$

Jadi, gaya geser rencana balok $V_{u,b} = 265,463 \text{ kN}$

Perhitungan gaya geser rencana balok selengkapnya disajikan pada lampiran 7.

4.6.3 Gaya Geser Nominal Balok

Menentukan besarnya gaya geser nominal balok (V_n) dengan mengontrol rasio tinggi terhadap tebal profil (h/t_w).

$$\left(\frac{h}{t_w}\right) \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}}$$

$$K_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{7134}{457}\right)^2} = 5,02052$$

$$\left(\frac{457}{9,02}\right) \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,02052 \cdot 2 \cdot 10^5}{240}}$$

$$50,665 \leq 71,150$$

$$A_w = h \cdot t_w = 457 \cdot 9,02 = 4122,14 \text{ mm} = 4,12 \text{ m}$$

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w = 0,6 \cdot 240 \cdot 4,12 = 593,59 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat } V_u \leq \phi V_n$$

$$265,463 \leq 0,9 \cdot 593,59 = 534,23 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

$$\text{Rasio kapasitas geser yang terjadi } \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{256,463}{534,59} = 0,497 < 1$$

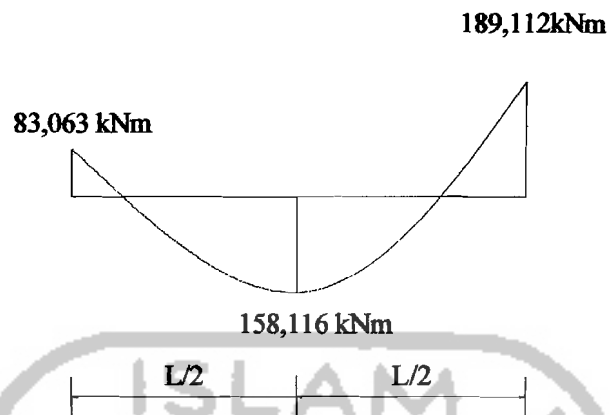
Perhitungan kuat geser nominal balok portal disajikan dalam tabel lampiran 7.

4.6.4 Kontrol Lendutan Balok

Untuk memenuhi prinsip *serviceability limit state*, maka balok harus dikontrol aman terhadap lendutan.

Perhitungan lendutan menggunakan momen hasil analisis yang bekerja pada balok akibat beban grafitasi adalah sebagai berikut:

$$M_a = 83,062 \text{ kNm}, M_b = 150,114 \text{ kNm}, M_s = 189,112 \text{ kNm}$$



Gambar 4.22 Diagram Momen Lentur Balok Akibat Beban Gravitasi

Lendutan ijin maksimum yang boleh terjadi pada balok sebesar:

Untuk balok yang mendukung beban lantai,

$$\Delta_{\text{maks}} = \frac{L}{360} = \frac{7200}{360} = 20 \text{ mm}$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{pertengahan bentang}} &= \frac{5L^2}{48.E.I} \cdot [M_s - 0,1 \cdot (M_a + M_b)] \\ &= \frac{5 \cdot 7200^2}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 33298,51 \cdot 10^4} \cdot [(158,116 - 0,1(83,062 + 189,112)) \cdot 10^6] \\ &= 10,614 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{- aman -} \end{aligned}$$

Htungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 7.

4.6.5 Interaksi Geser dan Lentur

Jika momen lentur dianggap dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi kuat lentur nominal dan kuat geser nominal, balok harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$0,76 + 0,625 \cdot 0,497 \leq 1,375$$

$$1,071 \leq 1,375 \text{ - OK -}$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 7.

4.7 Perencanaan Kolom Profil Baja

Perencanaan Kolom didasarkan pada prinsip desain *strong Column and weak beam*, dimana respon struktur ($M_{u,k}$, $N_{u,k}$ dan $V_{u,k}$) terlebih dahulu dicari berdasarkan kapasitas maksimum profil balok yang digunakan.

Contoh perhitungan perencanaan kolom, Kolom yang ditinjau adalah kolom K1 Profil W14x398, tinggi antar lantai $h = 4 \text{ m}$. Disebelah kiri dan kanan kolom terdapat balok dengan profil sebagai berikut :

Profil balok kanan (B5): W12x26 $L = 2,4 \text{ m}$, $L_{nb} = 2,1675 \text{ m}$

Profil balok kiri (B3): W21x182 $L = 10,8 \text{ m}$, $L_{nb} = 10,345 \text{ m}$

4.7.1 Momen Rencana Kolom ($M_{u,k}$)

Momen rencana kolom ($M_{u,k}$) berada pada tiap join balok kolom, yang dihitung berdasarkan besarnya momen plastis yang terjadi pada kedua ujung balok dengan dikalikan faktor pembesaran (β) sebesar 1,1. (Bruneau, 1998).

1. Menentukan Koefisien distribusi momen kolom akibat beban statik:

$$ME_{k,a} = 38,4978 \text{ kNm}$$

$$ME_{k,b} = 25,34101 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{k,a} = \frac{ME_{k,a}}{ME_{k,a} + ME_{k,b}} = \frac{38,4978}{38,4978 + 25,34101} = 0,6028$$

$$\alpha_{k,b} = \frac{ME_{k,a}}{ME_{k,a} + ME_{k,b}} = \frac{25,34101}{38,4978 + 25,34101} = 0,3972$$

2. Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

Diketahui Z_x : untuk profil $W12x26 = 609,60 \text{ cm}^3$ dan profil $W21x182 = 7800,24 \text{ cm}^3$

$$M_{pb,ki} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 240 \cdot 7800,24 \cdot 10^{-3} = 2059,2634 \text{ kNm}$$

$$M_{pb,ka} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 240 \cdot 609,60 \cdot 10^{-3} = 160,9344 \text{ kNm}$$

3. Kemudian dihitung nilai momen rencana kolom, $M_{u,k}$ atas :

Momen yang dihasilkan dari analisis struktur adalah :

$$M_{D,kxa} = 181,4978 \text{ kNm}$$

$$M_{L,kxa} = 28,63097 \text{ kNm}$$

$$M_{E,kxa} = 38,4595 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \omega_d \cdot \alpha_k \cdot \phi_o \cdot \left(\frac{L}{L_{nb}} \cdot M_{pb,ki} + \frac{L}{L_{nb}} \cdot M_{pb,ka} \right)$$

$$M_{u,k} = \frac{3,4}{4} \cdot 0,7 \cdot 1,3 \cdot 0,6028 \cdot 1,25 \cdot \left(\frac{10,8}{10,345} \cdot 2059,2634 + \frac{2,4}{2,1675} \cdot 160,9344 \right)$$

$$= 2328,0324 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k} = 1,2 \cdot M_{D,kxa} + 0,5 \cdot M_{L,kxa} + \mu \cdot M_{E,kxa}$$

$$M_{u,k} = 1,2 \cdot 181,4978 + 0,5 \cdot 28,63097 + 4 \cdot 38,4595 = 385,9508 \text{ kNm}$$

Dengan demikian, momen rencana kolom ($M_{u,k}$) Pada kolom K1 adalah sebesar $M_{u,k} = 385,9508 \text{ kNm}$. Hasil selengkapnya mengenai hitungan $M_{u,k}$ dapat dilihat pada lampiran 8.

4.7.2 Gaya Aksial Rencana Kolom ($N_{u,k}$)

Gaya aksial rencana kolom ($N_{u,k}$) dihitung dengan persamaan

$$N_{u,k} = 0,7.R_v \left(\frac{M_{pb,ki}}{L'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{L'_{ka}} \right) + 1,05.N_{g,k}$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,2.N_{D,kxa} + 0,5.N_{L,kxa} + \mu.N_{E,k}$$

Hasil analisis struktur pada lantai 2 pada kolom K1 adalah :

$$N_{D,kxa} = 3850,513 \text{ kN}$$

$$N_{L,kxa} = 936,340 \text{ kN}$$

$$N_{E,kxa} = 34,831 \text{ kN}$$

Kolom diapit empat balok yang saling tegak lurus, yaitu dua balok arah x dengan profil $W18 \times 50$ dan dua balok arah y dengan profil $W21 \times 182$ dan $W12 \times 26$.

Besarnya momen kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok:

$$M_{pb,ki} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 240 \cdot 7800,24 \cdot 10^{-3} = 2059,2634 \text{ kNm}$$

$$M_{pb,ka} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 240 \cdot 609,60 \cdot 10^{-3} = 160,9344 \text{ kNm}$$

$$N_{u,k} = 0,7.R_v \left(\frac{M_{pb,ki}}{L'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{L'_{ka}} \right) + 1,05.N_{g,k}$$

R_v : faktor reduksi = 1

$$\begin{aligned} N_{u,k} &= 0,7 \cdot 1 \cdot \left(\left(\frac{2059,2634}{10,345} - \frac{160,9344}{2,1675} \right) + \left(\frac{436,9438}{6,7350} - \frac{436,9438}{6,7350} \right) \right) + 1,05 \cdot (3850,513 + 936,340) \\ &= 5113,5626 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{u,k} = 1,2.N_{D,kxa} + 0,5.N_{L,kxa} + \mu.N_{E,kxa}$$

$$N_{u,k} = 1,2 \cdot 3850,513 + 0,5 \cdot 936,340 + 4 \cdot 34,831 = 5228,1096 \text{ kN}$$

Jadi gaya aksial rencana kolom $N_{u,k}$ terpakai adalah sebesar 5113,5626 kN

Hasil selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 8.

4.7.3 Gaya Geser Rencana Kolom ($V_{u,k}$)

Dari hasil analisis struktur pada kolom K1 diketahui :

$$V_{D,kxa} = 84,239 \text{ kN} \quad V_{E,kxa} = 18,636 \text{ kN}$$

$$V_{L,kxa} = 12,956 \text{ kN}$$

gaya geser rencana kolom :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k} \text{ bawah} + M_{u,k} \text{ atas}}{h'_k}$$

$$V_{u,k} = \frac{2.887,5032}{3,4} = 522,0607 \text{ kN}$$

$$V_{u,k} = 1,2 \cdot V_{D,kxa} + 0,5 \cdot V_{L,kxa} + \mu \cdot V_{E,kxa}$$

$$V_{u,k} = 1,2 \cdot 84,239 + 0,5 \cdot 12,956 + 4 \cdot 18,636 = 182,1088 \text{ kN}$$

Gaya geser rencana kolom pakai, $V_{u,k} = 182,1088 \text{ kN}$

Hasil selengkapnya untuk hitungan $V_{u,k}$ dapat dilihat pada lampiran 8.

4.7.4 Perencanaan Kolom Terhadap Momen Lentur dan Gaya Aksial

Contoh perhitungan diambil kolom lantai 2 portal tepi (K1) dengan data perencanaan sebagai berikut:

$$M_{ux} = 385,9508 \text{ kNm} \quad N_u = 5113,5626 \text{ kNm} \quad V_{uy} = 189,398 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 335,5 \text{ kNm} \quad V_{ux} = 182,1088 \text{ kN}$$

Profil kolom K1 : W14x398

$$A = 754,8 \text{ cm}^2 \quad I_x = 249738,86 \text{ cm}^4 \quad Z_x = 13126,04 \text{ cm}^3 \quad r_x = 18,19 \text{ cm}$$

$$b_w = 465 \text{ mm} \quad I_y = 90322,2 \text{ cm}^4 \quad Z_y = 6587,60 \text{ cm}^3 \quad r_y = 10,94 \text{ cm}$$

$$b_f = 422 \text{ mm} \quad S_x = 10745,62 \text{ cm}^3 \quad t_w = 44,96 \text{ mm}$$

$$t_f = 72,39 \text{ mm} \quad S_y = 4284,33 \text{ cm}^3$$

Profil balok B3: W21x182

$$I_x = 196877,46 \text{ cm}^4$$

$$L = 10,8 \text{ m}$$

Profil balok B5: W12x26

$$I_x = 8491,12 \text{ cm}^4$$

$$L = 2,4 \text{ m}$$

Profil balok B1 : W18x50

$$I_y = 1669,09 \text{ cm}^4$$

$$L = 7,2 \text{ m}$$

1. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

Kelangsingan penampang pada sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{422}{2 \cdot 72,39} = 2,9148$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,9735$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y}} = \frac{370}{\sqrt{240}} = 23,8834$$

Penampang kompak

Maka $M_n = M_p$

$$M_{px} = f_y \cdot Z_x$$

$$M_{px} = 240 \cdot 10^3 \cdot 13126,04 \cdot 10^{-6}$$

$$M_{px} = 3150,2496 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{rx} = 0,9 \cdot 3150,2496 = 2835,2246 \text{ kNm} \geq M_{ix} = 385,9508 \text{ kNm} \quad \text{-Aman-}$$

$$M_{py} = f_y \cdot Z_y$$

$$M_{py} = 240 \cdot 10^3 \cdot 6587,60 \cdot 10^{-6}$$

$$M_{py} = 1581,024 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{ry} = 0,9 \cdot 1581,024 = 1422,9216 \text{ kNm} \geq M_{iy} = 335,5 \text{ kNm} \quad \text{-Aman-}$$

Kelangsingan penampang pada badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{465}{44,96} = 10,3425$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,4435$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ maka } M_n = M_p$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} = \frac{2550}{\sqrt{240}} = 164,602$$

2. Kuat lentur nominal penampang dengan pengaruh tekuk lateral

$$L_b = 4000 \text{ mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{90322,2 \cdot 10^4}{754,8 \cdot 10^2}} = 109,3909 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot 109,3909 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{240}} = 5557,8042 \text{ mm} = 5,558 \text{ m}$$

$$X_1 = 76528,11 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = 8,935 \cdot 10^{-5} \text{ Mpa}$$

$$f_L = f_y - f_r$$

$$f_L = 240 - 70 = 170 \text{ MPa}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_L^2}}$$

$$L_r = 109,3909 \left[\frac{76528,11}{170} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 8,935 \cdot 10^{-5} \cdot 170^2}}$$

$$= 83753,5088 \text{ mm} = 83,753 \text{ m}$$

$L \leq L_p$ Termasuk bentang pendek

$$\text{Rasio kapasitas lentur x yang terjadi; } \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} = \frac{385,9508}{2835,2246} = 0,1361 < 1,0 \text{ -OK-}$$

$$\text{Rasio kapasitas lentur y yang terjadi; } \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} = \frac{335,5}{1422,9216} = 0,2358 < 1,0 \text{ -OK-}$$

3. Menentukan nilai kondisi ujung (end condition) join kolom :

$$GA_x = \frac{\Sigma I_x / L_{kolom}}{\Sigma I_x / L_{balok}} = \frac{624347,15 + 624347,15}{182293,9444 + 35379,667} = 5,7365$$

$$GB_x = \frac{\Sigma I_x / L_{kolom}}{\Sigma I_x / L_{balok}} = \frac{624347,15 + 624347,15}{182293,9444 + 35379,667} = 5,7365$$

$$k_x = 2,3641$$

$$GA_y = \frac{\Sigma I_y / L_{kolom}}{\Sigma I_y / L_{balok}} = \frac{225805,5 + 225805,5}{46247,9306 + 46247,9306} = 4,8825$$

$$GB_y = \frac{\Sigma I_y / L_{kolom}}{\Sigma I_y / L_{balok}} = \frac{225805,5 + 225805,5}{46247,9306 + 46247,9306} = 4,8825$$

$$k_y = 2,2149$$

karena $k_x < k_y$ maka dipakai $k = 2,3641$

Kelangsingan kolom :

$$\lambda_{cx} = \frac{k_x \cdot L}{\pi r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{2,3641 \cdot 4000}{\pi \cdot 181,9} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 0,5732$$

$$\lambda_{cy} = \frac{k_y \cdot L}{\pi r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{2,2149 \cdot 4000}{\pi \cdot 109,4} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 0,893$$

4. Gaya tekuk kolom :

$$N_{\sigma x} = \frac{A_b \cdot f_y}{\lambda_{cx}^2} = \frac{754,8 \cdot 10^2 \cdot 240}{0,5732^2} = 55135,4305 \text{ kN}$$

$$N_{\sigma y} = \frac{A_b \cdot f_y}{\lambda_{cy}^2} = \frac{754,8 \cdot 10^2 \cdot 240}{0,893^2} = 22716,437 \text{ kN}$$

Untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka :

$$\omega_x = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,5732} = 1,176$$

$$\omega_y = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_{cy}} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,893} = 1,4276$$

Karena $\omega_x < \omega_y$ maka $\omega_{pakai} = 1,4276$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{240}{1,4276} = 168,1143$$

5. Daya dukung nominal komponen struktur tekan :

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = 754,8 \cdot 10^2 \cdot 168,1143 = 12689,2687 \text{ kN}$$

$$\phi N_n = 0,85 \cdot 12689,2687 = 10785,8784 \text{ kN}$$

$$\text{rasio} = \frac{N_u}{\phi N_n} = \frac{5113,5626}{10785,8784} = 0,4741$$

6. Interaksi aksial – momen:

$$\text{Karena } \frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2 \text{ maka } \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$0,4741 + \frac{8}{9} \cdot (0,1361 + 0,2358) = 0,8047 < 1,0$$

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 8.

4.7.5 Perencanaan Kolom Terhadap Gaya Geser

Kontrol rasio antara tinggi badan dengan tebal badan (h/t_w):.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{465}{44,96} = 10,3425 \leq \frac{418}{\sqrt{240}} = 26,9818$$

Berdasarkan nilai rasio diatas, kemudian dihitung kapasitas geser penampang :

$$\begin{aligned} A_w &= d \cdot t_w \\ &= 465 \cdot 44,96 = 20906,4 \text{ mm}^2 = 0,0209 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,6 \cdot 240 \cdot 20906,4 = 3010,5216 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 3010,5216 = 2709,4694 \text{ kN} > V_u = 182,1088 \text{ kN}$$

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 8.

4.8. Kontrol Strong Column Weak Beam Profil Baja

Strong Column Weak Beam merupakan prinsip desain dimana kolom didesain jauh lebih kuat dari pada baloknya. Hal tersebut biasanya dikontrol menurut persamaan:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0$$

Pada hitungan manual ini diambil contoh pada Kolom (K1) W14x398 lantai 2

Nilai N_u seperti pada lampiran 8. Untuk Kolom (K1) lantai 2, Nilai N_u yang berpengaruh adalah:

$$N_{u,k} \text{ Lantai 3} = 2754,89 \text{ kN}$$

$$N_{u,k} \text{ Lantai 2} = 5189,05 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{pc} &= \Sigma Z_x c (f_{yc} - N_{u0}/A_g) \\ &= 0,01312604 \cdot \left(240000 - \frac{2754,89}{0,07548} \right) + 487 \cdot \left(240000 - \frac{5189,05}{0,07548} \right) \\ &= 4919,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$V_u = 182,1088$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{pb} &= \Sigma (1,1 R_y M_p + M_y) \\ &= (1,1, 1,3, Z_x, f_y + \frac{1}{2} \cdot d \cdot V_u) \\ &= (1,1, 1,3, 7,8 \cdot 10^{-3} \cdot 240000 + (1/2 \cdot 0,577 \cdot 761,33)) \\ &= 2896,69 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = \frac{4919,04}{2896,69} = 1,70 > 1 \rightarrow \text{OK!}$$

Perhitungan Selengkapnya dapat dilihat pada Lampian 8.

4.9 Perencanaan Sambungan Kolom dengan Kolom Profil Baja

Sambungan kolom dengan kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Contoh perhitungan sambungan kolom K3 pada lantai 2 dengan menggunakan profil W14X283, data propertis profil untuk kolom dapat dilihat seperti dibawah ini :

Data propertis profil W14X283 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A &= 537,4 \text{ cm}^2 & t_f &= 52,58 \text{ mm} & f_y &= 240 \text{ Mpa} & Z_x &= 8881,79 \text{ cm}^3 \\ d &= 424 \text{ mm} & t_w &= 32,77 \text{ mm} & f_u &= 370 \text{ Mpa} & b_f &= 409 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.9.1 Perencanaan Sambungan Kolom Pada Sayap

Kekuatan desain maksimum dari kolom $W14 \times 283$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi M_p = \phi \cdot Z_x \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot 8881,79 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 1918,47 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Gaya yang terjadi pada sayap

$$N_{uf} = \frac{M_u}{0,95 \cdot d \cdot 2} = \frac{1918,47 \cdot 1000}{0,95 \cdot 424 \cdot 2} = 2381,42 \text{ kN}$$

1. Menentukan ukuran plat penyambung sayap luar

Kondisi leleh tarik:

$$\begin{aligned}N_u &\leq \phi \cdot f_y \cdot A_g \\ A_g \text{ min} &= \frac{2381,42 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 240} = 11025,09 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kondisi fraktur:

$$N_u \leq \phi \cdot f_u \cdot A_e; A_e = U \cdot A_n$$

Untuk $A_n \leq 0,85 \cdot A_g$, $U = 1 \rightarrow$ untuk pelat sambungan / batang tarik pendek

$$\begin{aligned}N_u &\leq \phi \cdot f_u \cdot U \cdot 0,85 \cdot A_g \\ A_g \text{ min} &= \frac{2381,42 \cdot 1000}{0,75 \cdot 370 \cdot 1 \cdot 0,85} = 10096,11 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jika digunakan lebar plat sambungan, $b_{pl} = 320 \text{ mm}$

$$\text{Maka tebal plat sambung, } t_{pl} = \frac{11025,09}{320} = 34,45 \approx 35 \text{ mm}$$

2. Menentukan jumlah baut yang diperlukan sayap untuk mentransfer gaya tarik dan tekan

Digunakan tipe baut A325-X diameter 30 mm (*double shear*)

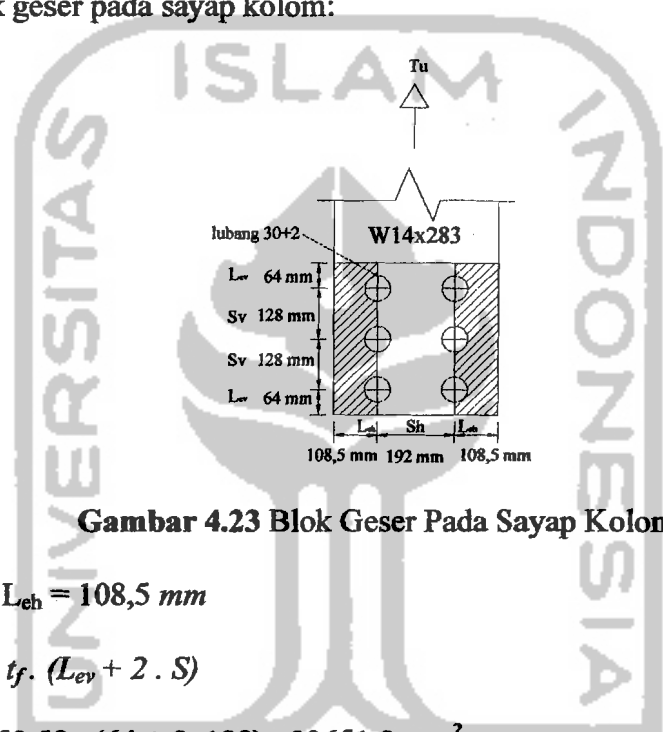
$$\phi R_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_u^b \cdot A_b = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 807,2 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 30^2) \cdot 10^{-3} = 513,39 \text{ kN}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n \text{ perlu} = \frac{N_{uf}}{\phi R_n} = \frac{2381,42}{513,39} = 4,64 \approx 6 \text{ baut}$$

3. Kontrol blok geser pada sayap kolom

Cek blok geser pada sayap kolom:



Gambar 4.23 Blok Geser Pada Sayap Kolom

$$L_{ev} = 64 \text{ mm}, L_{eh} = 108,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{vg} &= 2 \cdot t_f \cdot (L_{ev} + 2 \cdot S) \\ &= 2 \cdot 52,58 \cdot (64 + 2 \cdot 128) = 33651,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= 2 \cdot t_f \cdot (L_{eh} - 0,5 \cdot (d + 2)) \\ &= 2 \cdot 52,58 \cdot (108,5 - 0,5 \cdot (30 + 2)) = 9727,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ns} &= A_{vg} - 2 \cdot t_f \cdot (2,5 \cdot (d + 2)) \\ &= 33651,2 - 2 \cdot 52,58 \cdot (2,5 \cdot (30 + 2)) = 25238,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ig} &= 2 \cdot t_f \cdot L_{eh} \\ &= 2 \cdot 52,58 \cdot 108,5 = 11409,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$N_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt}$$

$$= (0,6 \cdot 240 \cdot 33651,2 + 370 \cdot 9727,3) \cdot 10^{-3} = 8444,87 \text{ kN} \quad (\text{menentukan})$$

$$N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg}$$

$$= (0,6 \cdot 370 \cdot 25238,4 + 240 \cdot 11409,86) \cdot 10^{-3} = 8341,29 \text{ kN}$$

Kapasitas reaksi terfaktor

$$\phi N_n = 0,75 \cdot 8444,87 = 6333,65 \text{ kN} > N_{uf} = 2381,42 \text{ kN} \quad - \text{OK}-$$

4. Kontrol kekuatan pada plat sayap luar.

Pakai pelat 35 mm x 320 mm

Kontrol tarik leleh pada plat:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot f_y \cdot A_g$$

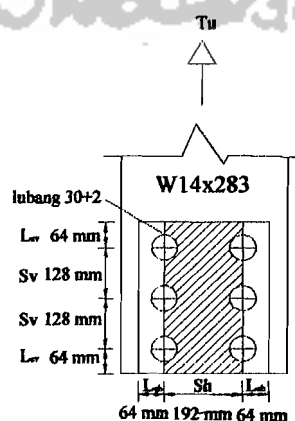
$$= 0,9 \cdot 240 \cdot 35 \cdot 384 \cdot 10^{-3} = 2903,04 \text{ kN} > N_{uf} = 2381,42 \text{ kN} \quad - \text{OK}-$$

Kontrol tarik fraktur pada plat:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_n$$

$$= 0,75 \cdot 370 \cdot (35 \cdot (384 - (3 \cdot 32))) \cdot 10^{-3} = 2797,2 \text{ kN} > N_{uf} = 2381,42 \text{ kN}$$

Cek blok geser pada plat sayap kolom:



Gambar 4.24 Blok Geser Pada Plat Sayap Kolom

$$L_{ev} = 64 \text{ mm}, sh = 192 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{vg} &= 2 \cdot t_{pl} \cdot (L_{ev} + 2 \cdot S) \\ &= 2 \cdot 35 \cdot (64 + 2 \cdot 128) = 22400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= t_{pl} \cdot (L_{eh} - 0,5 \cdot (d + 2)) \\ &= 35 \cdot (192 - 0,5 \cdot (30 + 2)) = 6160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ns} &= A_{vg} - 2 \cdot t_{pl} \cdot (2,5 \cdot (d + 2)) \\ &= 22400 - 2 \cdot 35 \cdot (2,5 \cdot (30 + 2)) = 16800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{tg} &= t_{pl} \cdot sh \\ &= 35 \cdot 192 = 6720 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$\begin{aligned} N_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt} \\ &= (0,6 \cdot 240 \cdot 22400 + 370 \cdot 6160) \cdot 10^{-3} = 5504,8 \text{ kN} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_n &= 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg} \\ &= (0,6 \cdot 370 \cdot 16800 + 240 \cdot 6720) \cdot 10^{-3} = 5342,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas reaksi terfaktor

$$\phi N_n = 0,75 \cdot 5504,8 = 4128,6 \text{ kN} > N_{uf} = 2381,42 \text{ kN} \quad \text{- OK -}$$

Kuat tumpu plat sayap luar

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot f_u \cdot d_p \cdot t_p \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 370 \cdot 30 \cdot 6 \cdot 35 \cdot 10^{-3} = 4195,8 \text{ kN} > 2381,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Pelat sayap dalam

$$N_{uf\text{dalam}} = \frac{N_{uf}}{2} = \frac{2381,42}{2} = 1190,71 \text{ kN}$$

Menentukan ukuran pelat sayap dalam

Kondisi leleh tarik:

$$N_u \leq \phi \cdot f_y \cdot A_g$$

$$A_g \text{ min} = \frac{1190,71}{0,9 \cdot 240} = 5512,55 \text{ mm}^2$$

Kondisi fraktur:

$$N_u \leq \phi \cdot f_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n$$

Untuk $A_n \leq 0,85 \cdot A_g$

$U = 1 \rightarrow$ untuk pelat sambung/batang tarik pendek

$$N_u \leq \phi \cdot f_u \cdot U \cdot 0,85 \cdot A_g$$

$$A_g \text{ min} = \frac{1190,71 \cdot 1000}{0,75 \cdot 370 \cdot 0,85} = 5048,06 \text{ mm}^2$$

Jika digunakan lebar pelat sambungan, $b_{pl} = 160 \text{ mm}$

$$\text{Maka tebal pelat sambungan, } t_{pl} = \frac{5512,55}{160} = 34 \approx 35 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan pada pelat dalam

Pakai plat 160x35

Kontrol tarik leleh pada plat :

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot f_y \cdot A_g$$

$$= 0,9 \cdot 240 \cdot 35 \cdot 160 \cdot 10^{-3} = 1209,6 \text{ kN} > 1190,71 \text{ kN}$$

Kontrol tarik fraktur pada plat:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_n$$

$$= 0,75 \cdot 35 \cdot 370 \cdot (160 - 1 \cdot (30 + 2)) = 1243,2 \text{ kN} > 1190,71 \text{ kN}$$

4.9.2 Perencanaan Sambungan Kolom Pada Badan

Dari hasil perhitungan didapat $N_u = 2529,11 \text{ kN}$ (lihat Lampiran 8)

Gaya yang terjadi pada badan

$$N_{uw} = \frac{N_u \cdot d_w \cdot t_w}{A} = \frac{2529,11 \cdot (424,32,77)}{53700} = 654,39 \text{ kN}$$

1. Menentukan ukuran pelat badan

Pelat sambungan pada badan dipasang pada dua sisi badan kolom

Kondisi leleh tarik :

$$N_u \leq \phi \cdot f_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n$$

$$A_g \text{ min} = \frac{654,39 \cdot 1000}{2,0 \cdot 9,240} = 1514,79 \text{ mm}^2$$

Untuk $A_n \leq 0,85 \cdot A_g$

$U = 1 \rightarrow$ untuk pelat sambung/batang tarik pendek

$$N_u \leq \phi \cdot f_u \cdot U \cdot 0,85 \cdot A_g$$

$$A_g \text{ min} = \frac{654,39 \cdot 1000}{2,0 \cdot 75 \cdot 370 \cdot 0,85} = 1387,154 \text{ mm}^2$$

Jika digunakan lebar plat sambungan, $b_{pl} = 216 \text{ mm}$

Maka tebal pelat sambungan, $t_{pl} = \frac{1514,79}{216} = 7,0129 \text{ mm} \approx 8 \text{ mm}$

2. Menentukan jumlah baut yang diperlukan badan untuk mentransfer gaya tarik

dan tekan

Digunakan tipe baut A325-X diameter 24 mm

Kuat geser satu baut A325-X diameter 24 mm terdapat 2 bidang geser

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot f_u^b) \cdot m \cdot a_b$$

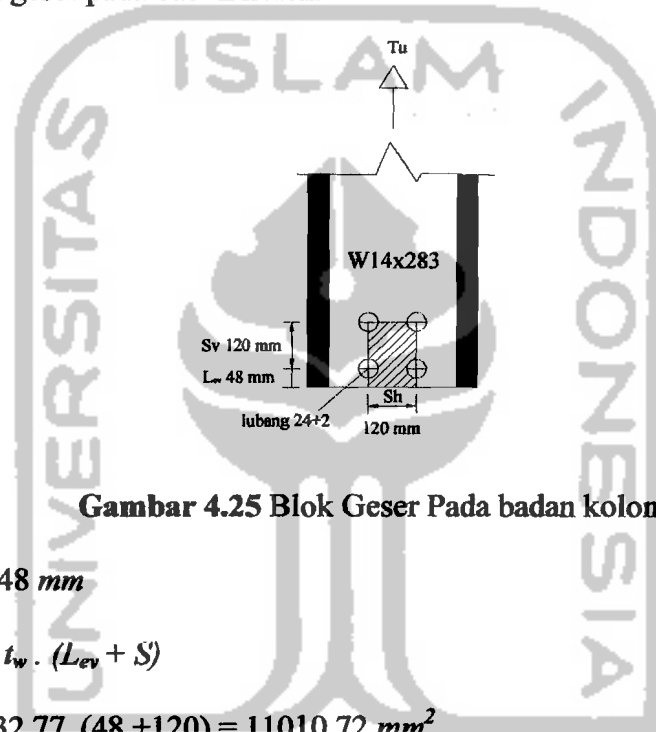
$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 807) \cdot 2 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 24^2) \cdot 10^{-3} = 328,40 \text{ kN}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{N_{uw}}{\phi \cdot Rn} = \frac{654,39}{328,4} = 1,99 \approx 4 \text{ baut}$$

3. Kontrol blok geser pada badan kolom

Cek blok geser pada badan kolom:



Gambar 4.25 Blok Geser Pada badan kolom

Ambil $L_{ev} = 48 \text{ mm}$

$$A_{vg} = 2 \cdot t_w \cdot (L_{ev} + S)$$

$$= 2 \cdot 32,77 \cdot (48 + 120) = 11010,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = 2 \cdot t_w \cdot (S_h - 0,5 \cdot (d + 2))$$

$$= 32,77 \cdot (120 - 0,5 \cdot (24 + 2)) = 7012,78 \text{ mm}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - 2 \cdot t_w \cdot (1,5 \cdot (d + 2))$$

$$= 11010,72 - 2 \cdot 32,77 \cdot (1,5 \cdot (24 + 2)) = 8454,66 \text{ mm}^2$$

$$A_{tg} = 2 \cdot t_w \cdot sh$$

$$= 2 \cdot 32,77 \cdot 120 = 7864,8 \text{ mm}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$N_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt}$$

$$= (0,6 \cdot 240 \cdot 11010,72 + 370 \cdot 7012,78) \cdot 10^{-3} = 4180,27 \text{ kN (menentukan)}$$

$$N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg}$$

$$= (0,6 \cdot 370 \cdot 8454,66 + 240 \cdot 7864,8) \cdot 10^{-3} = 3764,49 \text{ kN}$$

Kapasitas reaksi terfaktor

$$\phi N_n = 0,75 \cdot 4180,27 = 3135,20 \text{ kN} > N_{uw} = \frac{N_u \cdot d_w \cdot t_w}{A} = 654,39 \text{ kN} \quad \text{- OK-}$$

4. Kontrol kuat tarik pada badan kolom

Pakai plat 216 mm x 10 mm

Kontrol tarik leleh pada plat:

$$\phi R_n = \phi \cdot f_y \cdot A_g$$

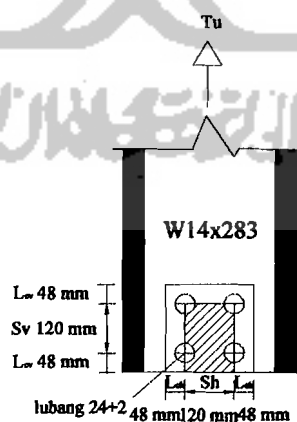
$$= 0,9 \cdot 240 \cdot (216 \cdot 10) \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 933,12 \text{ kN} > 654,39 \text{ kN}$$

Kontrol tarik fraktur pada plat:

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_n$$

$$= 0,75 \cdot 370 \cdot [10 \cdot (216 - 2(24 + 2))] \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 910,2 \text{ kN} > 654,39 \text{ kN}$$

Cek blok geser pada plat badan kolom:



Gambar 4.26 Blok Geser Pada plat badan kolom

Ambil $L_{ev} = 48 \text{ mm}$, $L_{eh} = 48 \text{ mm}$

$$A_{vg} = 2 \cdot t_{pl} \cdot (2 \cdot L_{ev} + S)$$

$$= 2 \cdot 10 \cdot (2 \cdot 48 + 120) = 4320 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = t_{pl} \cdot (S_h - 0,5 \cdot (d + 2))$$

$$= 10 \cdot (120 - 0,5 \cdot (24 + 2)) = 1070 \text{ mm}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - t_{pl} \cdot (1,5 \cdot (d + 2))$$

$$= 4320 - 10 \cdot (1,5 \cdot (24 + 2)) = 3930 \text{ mm}^2$$

$$A_{tg} = t_{pl} \cdot s_h$$

$$= 10 \cdot 120 = 1200 \text{ mm}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$N_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt}$$

$$= (0,6 \cdot 240 \cdot 4320 + 370 \cdot 1070) \cdot 10^{-3} = 1017,98 \text{ kN}$$

$$N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg}$$

$$= (0,6 \cdot 370 \cdot 3930 + 240 \cdot 1200) \cdot 10^{-3} = 1160,46 \text{ kN} \quad (\text{menentukan})$$

Kapasitas reaksi terfaktor

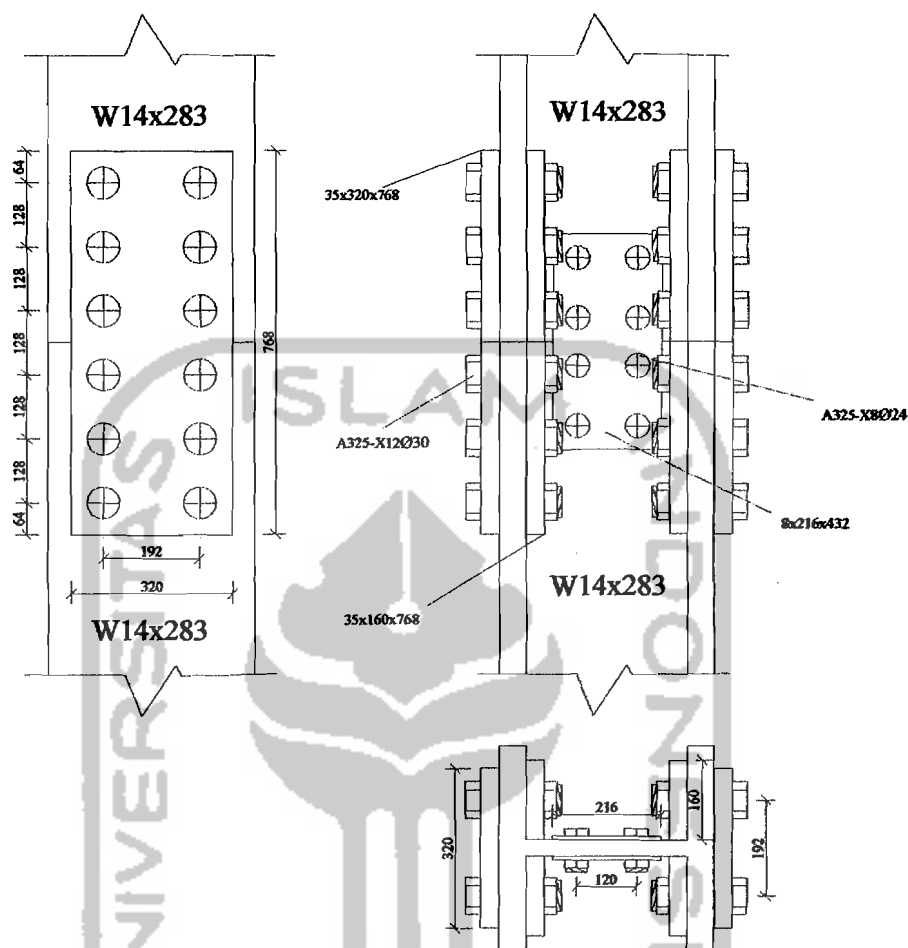
$$\phi N_n = 0,75 \cdot 1160,46 = 870,35 \text{ kN} > N_{uw} = \frac{N_u \cdot d_w \cdot t_w}{A} = 654,39 \text{ kN} \quad - \text{OK} -$$

Kuat tumpu pelat badan

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot f_u \cdot d_b \cdot t_p$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 370 \cdot (4 \cdot 24) \cdot 2 \cdot 10 \cdot 10^{-3} = 1278 \text{ kN} > N_{uw} = 654,39 \text{ kN}$$

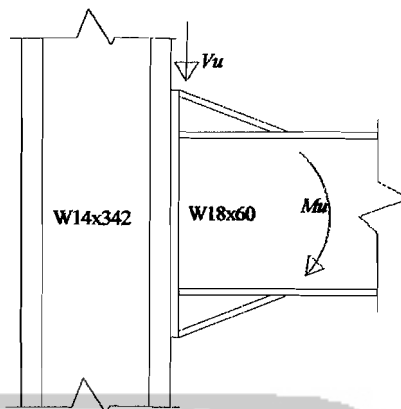
Untuk hitungan kolom dengan kolom yang lainya dapat dilihat pada lampiran 9.



Gambar 4.27 Detail Sambungan Kolom

4.10 Perencanaan Sambungan Balok dengan Kolom Profil Baja

Perencanaan sambungan balok ke kolom didasarkan momen lentur dan gaya geser pada balok. Momen pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sambungan. Sebagai contoh perhitungan diambil sambungan antara balok $W18x60$ dan kolom $W14x342$.



Gambar 4.28 Gaya Yang Terjadi Pada Sambungan Balok dengan Kolom

4.10.1 Menentukan jumlah baut untuk menahan gaya tarik terfaktor maksimum N_u dari momen lentur dari kuat desain maksimum balok W18x60

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b Z_x \cdot f_y = 0,9 \cdot (2015,61 \cdot 10^3) \cdot 240 \cdot 10^{-6} = 435,3718 \text{ kNm}$$

$$N_{u \text{ maks}} = \frac{\phi_b M_n}{d - t_{fb}} = \frac{435,3718 \cdot 10^3}{462 - 17,65} = 979,7948 \text{ kN}$$

Untuk baut $\emptyset = 24 \text{ mm}$ (A325-X) kuat desain dalam tarik adalah:

$$\phi R_n = \phi (0,75 A_b) \cdot f_{ub} = 0,75 \cdot 339,29 \cdot 807 \cdot 10^{-3} = 205,36 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah baut} = \frac{N_u}{\phi R_n} = \frac{979,7948}{205,36} = 4,77 \approx 6 \text{ baut untuk tarik}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w$$

$$A_w = d \cdot t_w$$

$$A_w = 462 \cdot 10,54 = 4869,48 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 240 \cdot 4869,48 \cdot 10^{-3} = 631,08 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah baut} = \frac{631,08}{205,36} = 3,07 \approx 4 \text{ baut untuk menahan geser}$$

4.10.2 Estimasi Tebal Pelat

$$b' = s - \frac{1}{2}.d = 60 - 12 = 48 \text{ mm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4,44.T.b'}{w.f_y.(1+\alpha.\delta)}} = \sqrt{\frac{4,44.(979,7948/6).10^3.48}{240.240.(1+0)}} = 24,57 \approx 25 \text{ mm}$$

4.10.3 Menentukan Ukuran Las Yang Digunakan

$$\begin{aligned} \text{Las} = \phi . R_{n.w} \text{ perlu} &= \frac{N_u}{(4.b_f - 2.t_w)} = \frac{979,7948}{(4.192 - 2.10,54).10^{-3}} = 1311,78 \text{ kN / m} \\ &= 7,489 \text{ kip/inc} \end{aligned}$$

Dari tabel 5.14.2 *Salmon & Johnson*-Struktur Baja desain dan perilaku, E70 xxx dengan ukuran las $\frac{1}{4}$ inchi memeberikan $\phi . R_{n.w} = 7,88 \text{ Kip/Inc}$ lebih besar $\phi . R_{n.w} \text{ perlu} = 7,489 \text{ Kip/In}$. Jadi las ukuran $\frac{1}{4}$ inchi dapat digunakan. Las untuk menahan geser dilas pada sepanjang badan profil W18x60 dengan pelat.

4.10.4 Periksa Kombinasi Geser dan Tarik

Tegangan yang diakibatkan oleh gaya geser

$$f_w = \frac{V_u}{A_b} = \frac{631,08.1000}{10.452,389} = 139,50 \text{ Mpa}$$

Untuk baut A325-X adalah

$$f'_u = 590 - 1,4.139,50 = 394,70 \text{ Mpa}$$

Ini tidak melampaui limit atas $f'_u = 470 \text{ Mpa}$. Jadi $f'_u = 394,70 \text{ Mpa}$

$$f_u = \frac{979,7948.1000}{6.452,389} = 360,97 \text{ Mpa} < f'_u = 394,70 \text{ Mpa} \quad \text{-OK-}$$

Untuk hitungan sambungan balok dengan kolom selengkapanya dapat dilihat pada lampiran 9.

4.10.5 Perencanaan Daerah Panel Zone

1. Pelat Pengaku (*stiffener*):

Akibat transfer momen lentur ke sayap kolom menimbulkan gaya aksial N_{bf} tarik atau tekan pada sayap kolom. Untuk menghindari robeknya las antara sayap kolom dan *flange plate* maka harus dipenuhi persamaan di bawah ini:

$$\phi N_n \geq N_{bf}$$

Nilai kapasitas beban terfaktor, P_{bf} akibat *strain hardening*:

$$\begin{aligned} N_{bf} &= 1,8 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y \\ &= 1,8 \cdot 192 \cdot 17,65 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 1463,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*):

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot f_{yc} \\ &= 0,9 \cdot 6,25 \cdot 62,74^2 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 5314,02 \text{ kN} > N_{bf} = 1463,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pelelehan badan lokal (*Local Web Yielding*):

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot f_{yc} \cdot t_{wc} \\ &= 1 \cdot (5 \cdot 2,21 + 17,65) \cdot 240 \cdot 39,12 \cdot 10^{-3} \\ &= 269,46 \text{ kN} < N_{bf} = 1463,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi 135 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{f_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \\ &= 0,75 \cdot 135 \cdot 39,12^2 \left[1 + 3 \left(\frac{17,65}{445} \right) \left(\frac{39,12}{62,74} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{240 \cdot 62,74}{39,12}} \cdot 10^{-3} \\ &= 3267,78 \text{ kN} > N_{bf} = 1463,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tekuk tekan dari pelat badan (*Compression Buckling of The Web*):

$$\begin{aligned}\phi N_N &= \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c'} \\ &= \frac{0,9 \cdot 4100 \cdot 39,12^3 \cdot \sqrt{240}}{(445 - 2 \cdot 62,74)} \cdot 10^{-3} = 10711,01 \text{ kN} > NP_{bf} = 1463,96 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena ϕN_n pada pelelehan sayap lokal ($\phi N_n = 5314,02 \text{ kN}$), pelipatan pelat badan ($\phi N_n = 3267,78 \text{ kN}$), dan tekuk tekan dari pelat badan ($\phi N_n = 10711,01 \text{ kN}$) lebih besar dari N_{bf} kapasitas beban terfaktor ($N_{bf} = 1463,96 \text{ kN}$) Sedangkan pelelehan badan lokal ($\phi N_n = 269,46 \text{ kN}$) maka diperlukan pelat pengaku (*stiffener*), luas pengaku adalah :

$$\begin{aligned}A_{st} \text{ perlu} &= \frac{N_{bf} - \phi F_{yc} (t_{fb} + 5k) t_{wc}}{\phi F_{yst}} \\ A_{st} \text{ perlu} &= \frac{1463,96 - 269,46 \cdot 10^3}{240} = 0,00498 \text{ m}^2 = 4977,08 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

lebar pengaku minimum adalah:

$$b_{st} \text{ minimum} \geq \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} = \frac{192}{3} - \frac{39,12}{2} = 44,44 \text{ mm}, \text{ Pakai } 170 \text{ mm}$$

Tebal pengaku minimum adalah:

$$t_s \text{ minimum} = \frac{t_{fb}}{2} = \frac{17,65}{2} = 8,825 \text{ mm}, \text{ Pakai } 30 \text{ mm}$$

Dua pelat 150 mmx30 mm memberikan luas yang cukup lebih besar dari luas minimum $A_{st} = 4977,08 \text{ mm}^2$ yang diperlukan.

Karena pengaku harus berpartisipasi dengan pelat badan kolom dan bekerja seperti halnya kolom dalam menahan pelipatan pelat badan. Maka λ tidak boleh melampaui λ_r untuk pengaku sebagai suatu elemen tekan tanpa perkuatan,

$$\left(\lambda = \frac{b_{st}}{t_s} = \frac{150}{30} = 5,67 \right) < \left(\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} = \frac{370}{\sqrt{240 - 115}} = 11,18 \right)$$

Periksa kekuatan kolom dari pengaku yang bekerja dalam kombinasi dengan panjang pelat badan yang sama $25t_{wc} = 25 \cdot 39,12 = 978 \text{ mm}$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}(30)(170 + 170 + 39,12)^3}{2(170)30 + 978(30)}} = 58,70 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan panjang efektif KL sama dengan 0,75 dari kedalaman penampang kolom; yakni kira-kira 312 mm

$$\frac{KL}{r} = \frac{312}{58,70} = 5,32 \text{ jadi}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = 5,32 \sqrt{\frac{240}{3,14^2 \cdot 2 \cdot 10^5}} = 0,059$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} = \frac{240}{1} \cdot 10^3 = 240000 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi f_{cr} = 0,85 \cdot 240000 = 204000 \text{ kN/m}^2$$

$$A_g = 2(170) \cdot 30 + 978(39,12) = 48459,36 \text{ mm}^2$$

$$\phi_c N_n = A_g(\phi f_{cr}) = 0,048 \cdot 204000 = 9885,71 \text{ kN} > 1463,96 \text{ kN} - \text{Ok} -$$

Jadi digunakan pengaku 2 *Pls*-30x170x319 untuk menahan gaya tarik dan tekan.

2. Menentukan Gaya Geser pada Panel Zone

Terdapat dua balok pada kolom maka gaya geser pada kolom adalah:

$$V_c = \frac{M_{p1} \left[\frac{L_1}{L_{n1}} \right] + M_{p2} \left[\frac{L_2}{L_{n2}} \right]}{h}$$

$$V_c = \frac{435,3718 \left[\frac{7,2}{6,755} \right] + 435,3718 \left[\frac{7,2}{6,755} \right]}{4}$$

$$V_c = 232,03 \text{ kN}$$

Gaya geser pada *Panel Zone* :

$$V_u = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} + \frac{M_{p2}}{0,95d_{b2}} - V_c$$

$$V_u = \frac{435,3718}{0,95 \cdot 0,462} + \frac{435,3718}{0,95 \cdot 0,462} - 232,03 = 1751,9 \text{ kN}$$

Kuat geser daerah *panel zone*:

$N_u = 3313,932 \text{ kN}$ (lihat lampiran 8) $\leq N_y = f_y \cdot A = 240 \cdot 65160 \cdot 10^{-3} = 15638 \text{ kN}$
maka :

$$V_n = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

$$V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 240 \cdot 445 \cdot 39,12 \left(1 + \frac{3 \cdot 445 \cdot 62,74^2}{462 \cdot 445 \cdot 39,12} \right) \cdot 10^{-3}$$

$$V_n = 3730,25 > V_u = 1751,9 \text{ kN}$$

3. Sambungan pelat ke kolom:

Digunakan elektrode E90;

$$a_{\text{efektif maksimum}} = \frac{0,9 f_y t_s}{2 \cdot (0,707) \cdot 0,75 (0,60 F_{EXX})} = 1,414 \frac{f_y t_t}{F_{EXX}} = 1,414 \frac{240 t_t}{620,55} = 0,55 t_s$$

dengan menggunakan pelat penguaku 30 mm

$$a_{\text{efektif maksimum}} = 0,7t_s = 0,55 \cdot 30 = 16,5 \text{ mm}$$

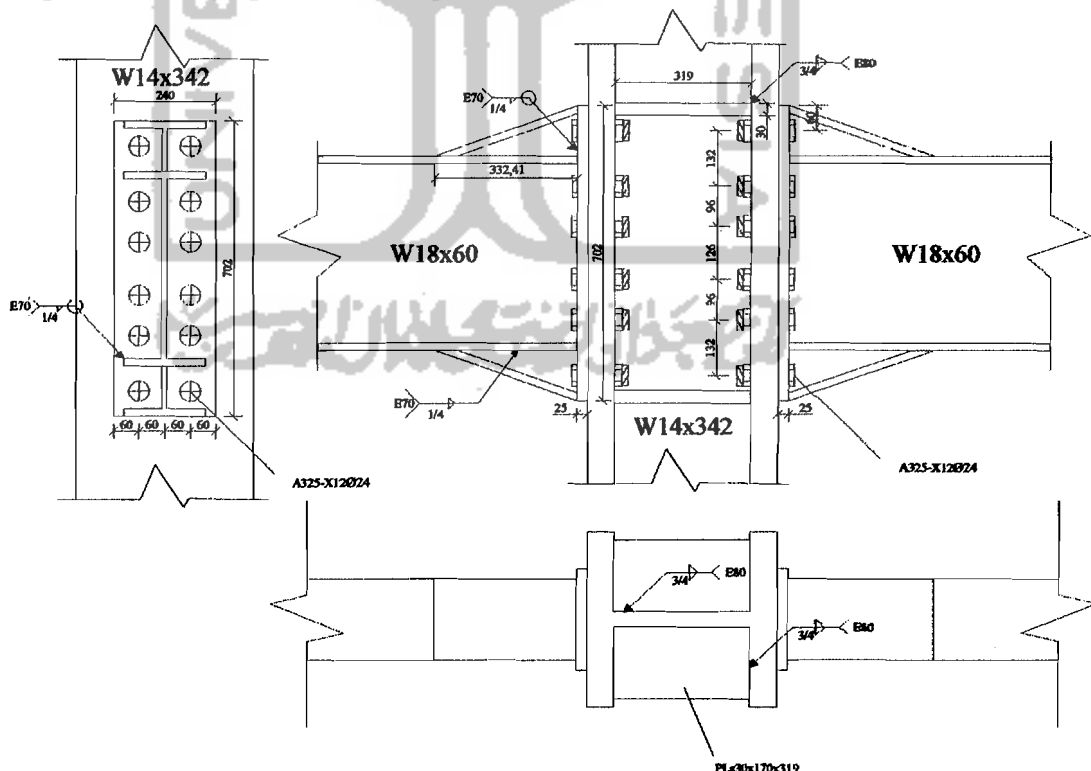
gaya terfaktor maksimum yang akan ditahan oleh penguaku adalah:

$$\text{Gaya} = \phi_c A_{st} f_{yst} = 0,85 \cdot (2) \cdot (170) \cdot (30) \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 2080,8 \text{ kN}$$

Untuk las fillet pelat atas dan bawah, kekuatan yang diperlukan per inci adalah

$$\phi R_{nw} \text{perlu} = \frac{2080,08}{2(0,34)} = 3058,94 \text{ kN/m} = 17,44 \text{ kips/in}$$

Dari tabel 5.14.3, *Salmon & Johnson*, struktur baja desain dan perilaku las $\frac{3}{4}$ inci memberikan $\phi R_{nw} = 23,059(0,83/0,75) = 25,52 \text{ kips/inc}$. Gunakan las fillet ukuran $\frac{3}{4}$ inci, atas dan bawah, pada pelat tekan maupun tarik dimana pelat-pelat ini menumpu pada flens-flens kolom. Sepanjang badan kolom, las fillet diperlukan hanya pada satu sisi pelat saja.



Gambar 4.29 Detail Sambungan Balok-Kolom

4.11 Perencanaan Sambungan Balok Anak Profil Baja dengan Balok

Induk Profil Baja

Contoh perhitungan diambil dari atap yaitu antara balok anak (Bal) : $W10 \times 30$ dengan balok induk (B1): $W12 \times 26$, yang mempunyai bentang $7,2 \text{ m}$, dengan data propertis balok anak sebagai berikut: Balok $W10 \times 30$.

$$\begin{aligned} d &= 267 \text{ mm} & A_s &= 57 \text{ cm}^2 & b_f &= 148 \text{ mm} \\ t_f &= 12,95 \text{ mm} & t_w &= 7,62 \text{ mm} & Z_x &= 599,77 \text{ cm}^3 \\ Z_y &= 144,86 \text{ cm}^3 & f_y &= 240 \text{ Mpa} & f_u &= 370 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kuat desain maksimum balok adalah:

$$\begin{aligned} A_w &= d \cdot t_w \\ &= 267 \cdot 7,62 = 2034,54 \text{ mm}^2 \\ \phi \cdot V_n &= \phi \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 240 \cdot 2034,54 \cdot 10^{-3} = 263,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.11.1 Perencanaan Plat Sambung

Dicoba menggunakan baut A325, diameter 16 mm , dengan $A_b = 201,06 \text{ mm}^2$

Kuat geser satu baut adalah

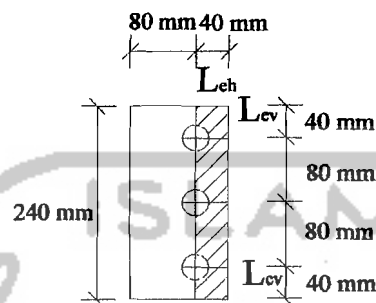
$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot f_u^b) \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 807) \cdot 2 \cdot 201,06 \cdot 10^{-3} = 146,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = \frac{263,68}{146,03} = 1,8 \approx 3 \text{ baut}$$

$$t \geq \frac{V}{\phi \cdot f_u \cdot \text{jarakujung}} = \frac{263,68 \cdot 1000 / 3}{0,75 \cdot 370 \cdot 80} = 4 \text{ mm}$$

Untuk menghindari kegagalan fraktur geser sepanjang penampang maka dicoba penggunaan 3 baut, dengan tebal plat sambung 12 mm x 240 mm.

Cek blok geser pada penampang plat (tampang kritis)



Gambar 4.30 Penempatan baut dengan luasan blok geser

Ambil $L_{ev} = 40$, $d_b = 16$ mm dan $L_{eh} = 40$ mm

$$\begin{aligned} A_{vg} &= t_{pl} \cdot (l_{ev} + 2 \cdot S) \\ &= 4 \cdot (40 + 2 \cdot 80) = 800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= t_{pl} \cdot (L_{eh} - (0,5 \cdot (d + 1))) \\ &= 4 \cdot (40 - (0,5 \cdot (16 + 1))) = 126 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ns} &= A_{vg} - t_{pl} \cdot (2,5 \cdot (d + 1)) \\ &= 800 - 4 \cdot (2,5 \cdot (16 + 1)) = 630 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{tg} &= t_{pl} \cdot L_{eh} \\ &= 4 \cdot 40 = 160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$\begin{aligned} N_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt} \\ &= 0,6 \cdot 240 \cdot 800 + 370 \cdot 126 \cdot 10^{-3} = 161,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_n &= 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg} \\ &= 0,6 \cdot 370 \cdot 630 + 240 \cdot 160 \cdot 10^{-3} = 178,26 \text{ kN (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kapasitas reaksi terfaktor, $\phi \cdot N_n = 0,75 \cdot 178,26 = 401,085 \text{ kN} > Vu/2 = 131,84 \text{ kN}$

4.11.2 Menentukan Panjang Las

Tebal plat yang digunakan $t_{pl} = 4 \text{ mm}$

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = 4 \text{ mm} < 6,35 \text{ mm}$

$$a_{max} = t_{pl} = 4 \text{ mm} \text{ dan } a_{min} = 4 \text{ mm}$$

$$a \text{ pakai} = 4 \text{ mm}$$

$$t_e = 0,707 \cdot 4 = 2,828 \text{ mm}$$

kekuatan las berdasarkan leleh tarik

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= \phi \cdot (0,6 \cdot f_u) \cdot t_{pl} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 482,65) \cdot 2,828 = 614,22 \text{ N/mm} = 3,51 \text{ kips/in} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot R_{nw} \text{ las dengan ukuran } 3/16 = 4,18 \text{ kips/in (0,73 kN/mm) melebihi}$$

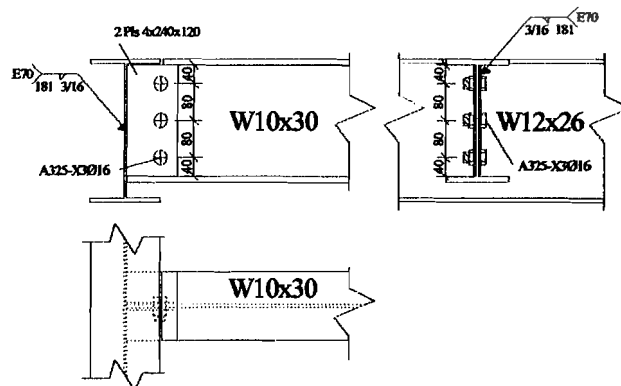
kekuatan las yang dibutuhkan. Maka las dengan ukuran 3/16 dapat digunakan.

Panjang las yang dibutuhkan:

$$P_{las} = \frac{V_u}{\phi \cdot R_{nw}} = \frac{131,84}{0,73} = 180,602 \text{ mm}$$

Panjang yang dipakai: 181 mm dengan ukuran las 3/16 pada satu sisi balok

Untuk hitungan sambungan balok anak dengan balok induk selengkapnya dapat dilihat dalam lampiran 9.



Gambar 4.31 Detail Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

4.12 Perencanaan Sambungan Balok Induk Profil Baja

Sambungan Balok dengan balok dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Contoh sambungan balok induk profil $W12 \times 40$, data propertisnya sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A &= 75,5 \text{ cm}^2 & d_b &= 302 \text{ mm} & b_f &= 203 \text{ mm} \\
 t_f &= 13,08 \text{ mm} & t_w &= 7,49 \text{ mm} & Z_x &= 934,06 \text{ cm}^3 \\
 Z_y &= 275,30 \text{ cm}^3 & f_y &= 240 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

1. Kekuatan desain maksimum ϕM_n dan ϕV_n dari balok $W12 \times 40$ adalah:

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 0,9 \cdot Z_x \cdot f_y = 0,9 \cdot 934,06 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 201,76 \text{ kNm}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v \cdot (0,6 \cdot f_y) \cdot A_w = 0,9 \cdot (0,6 \cdot 240) \cdot 302 \cdot 7,49 \cdot 10^{-3} = 293,15 \text{ kN}$$

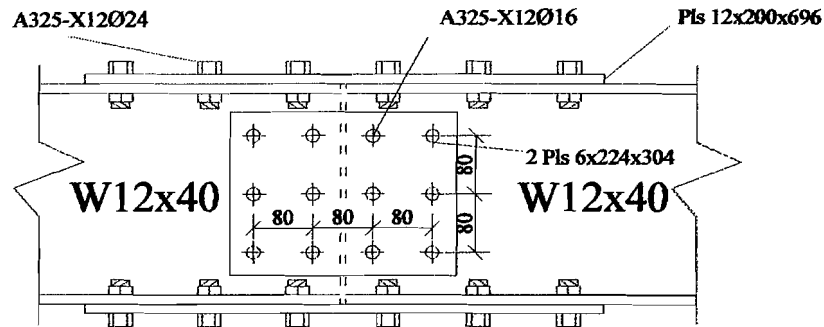
Meskipun *LRFD* tidak mensyaratkan suatu proporsi minimum dari kekuatan yang harus dikembangkan oleh suatu *splice*, sangatlah bijaksana untuk mendesain *splice* dalam proporsi utama kekuatan batang.

2. Pelat badan, pelat badan harus menahan semua gaya geser. Kekuatan desain ϕR_n untuk baut dalam geser ganda adalah

Diameter baut yang digunakan: 16 mm

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot f_u^b) \cdot m \cdot A_b = 0,65 \cdot (0,6 \cdot 807) \cdot 2 \cdot 200,96 \cdot 10^{-3} = 126,50 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah baut} = \frac{293,15}{126,50} = 2,3 \approx 3 \text{ baut}$$



Gambar 4.32 Sambungan *Splice*

Karena diperlukan 3 baut untuk geser saja dan pelat badan akan juga menahan sebagai momen lentur yang akan diterima oleh badan balok, coba 2 baris yang masing-masing 3 baut seperti diperlihatkan dalam Gambar 4.33 akan terdapat 2 jarak vertikal yang kira-kira 80 mm bila kedalaman pelat dibuat 244 mm (yang merupakan dimensi rata T dari badan balok).

Tebal pelat badan yang diperlukan untuk mencegah keruntuhan geser sepanjang penampang bersih adalah:

$$\phi.(0,6.f_u).A_{ns} = V_u$$

$$A_{ns \text{ perlu}} = \frac{V_u}{\phi.(0,6.f_u)} = \frac{293,15.1000}{0,75.0,6.370} = 1760,66 \text{ mm}^2$$

Dengan menggunakan 3 baut, tebal yang diperlukan untuk masing-masing dari dua pelat tersebut berdasarkan keadaan batas keruntuhan geser (*shear rupture limit state*) adalah :

$$t_{\text{perlu}} = \frac{A_{ns}}{2(224 - 3.(17))} = \frac{1760,66}{2.(173)} = 5,09 \approx 6 \text{ mm}$$

Tebal 6 mm dapat dianggap merupakan tebal minimum praktis.

Gunakan 2 Pls – 6x224

3. Pelat *flens*, pelat *splice* didesain sebagai batang–batang tarik. Lebar pelat dibuat 200 mm, ini sedikit lebih kecil dari lebar *flens* balok 203 mm.

$$\text{Gaya flens} = \frac{M_u}{\text{lengan}} = \frac{M_u}{d + est.t} = \frac{201,76.1000}{302 + 10} = 646,67kN$$

$$\phi.N_n = \phi.A_g.f_y \text{ pelepasan pelat splice } (\phi = 0,9)$$

$$\phi.N_n = \phi.A_n.f_u \text{ patah pelat splice } (\phi = 0,9)$$

$$A_n \leq 0,85 . A_g$$

$$A_g \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi.f_y} = \frac{646,67.1000}{0,9.240} = 2993,84mm^2$$

$$A_n \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi.f_u} = \frac{646,67.1000}{0,9.370} = 1941,95mm^2$$

$$A_g \text{ min} = \frac{A_n \text{ perlu}}{0,85} = \frac{1941,95}{0,85} = 2284,65mm^2$$

$$t_{\text{perlu}} = \frac{1941,95}{224 - 2.(16 + 2)} = 10,33 \approx 12mm$$

Gunakan *Pls* 21x200

4. Baut– baut flens, baut–baut berada dalam kondisi geser tunggal,

$$\phi.R_n = \phi.(0,6.f_u^b).m.A_b = 0,65.(0,6.807).1.(452,4).10^{-3} = 142,38kN$$

$$\phi.R_n = \phi.(2,4.d_t.f_u) = 0,75.2,4.24.12.370.10^{-3} = 191,808kN$$

$$\text{jumlah baut} = \frac{N_u}{\phi.R_n} = \frac{646,67}{63,28} = 10,21 \approx 6 \text{ baut.}$$

5. Baut–baut badan. Hitung momen yang ditahan oleh pelat badan ketika f_y telah dicapai dipusat dari pelat flens tarik

$$\phi M_n = \phi \left(\frac{td^2}{6} \right) f_y = 0,9 \left(\frac{2,6 \cdot 224}{6} \right) 240 \cdot 10^{-6} = 18,42 \text{ kNm}$$

Kuat tumpu badan adalah:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (2,4 \cdot dt \cdot f_u) \\ &= 0,75 \cdot (2,4 \cdot 370 \cdot 16 \cdot 6) \cdot 10^{-3} = 63,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

Suatu pendekatan konservatif adalah dengan menentukan gaya pada baut-baut badan yang didekat flens dengan menggunakan metode vektor elastis

$$\Sigma x^2 + \Sigma y^2 = 6 \cdot (40)^2 + 6 \cdot (120)^2 + 4 \cdot (80)^2 = 121600 \text{ mm}^2$$

$$R_{ux} = \frac{18,42 \cdot 80 \cdot 1000}{121600} = 12,12 \text{ kN}$$

$$R_{uy} = \frac{18,42 \cdot 120 \cdot 1000}{121600} = 18,18 \text{ kN}$$

$$R_{uv} = \frac{293,15}{12} = 24,43 \text{ kN}$$

$$R_u = \sqrt{(24,43 + 18,18)^2 + 12,12^2} = 44,30 \text{ kN} < 63,94 \text{ kN} \text{ -OK-}$$

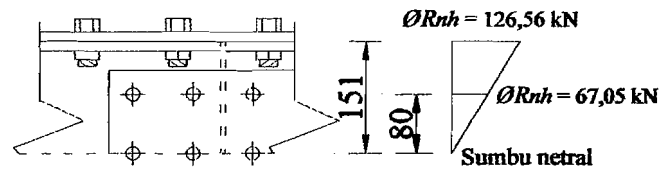
Jika suatu hubungan deformasi linear sebagaimana yang akan disebabkan oleh momen lentur diasumsikan.

$$\text{Gaya horizontal flens} = 2 \cdot 63,28 = 126,56 \text{ kN}$$

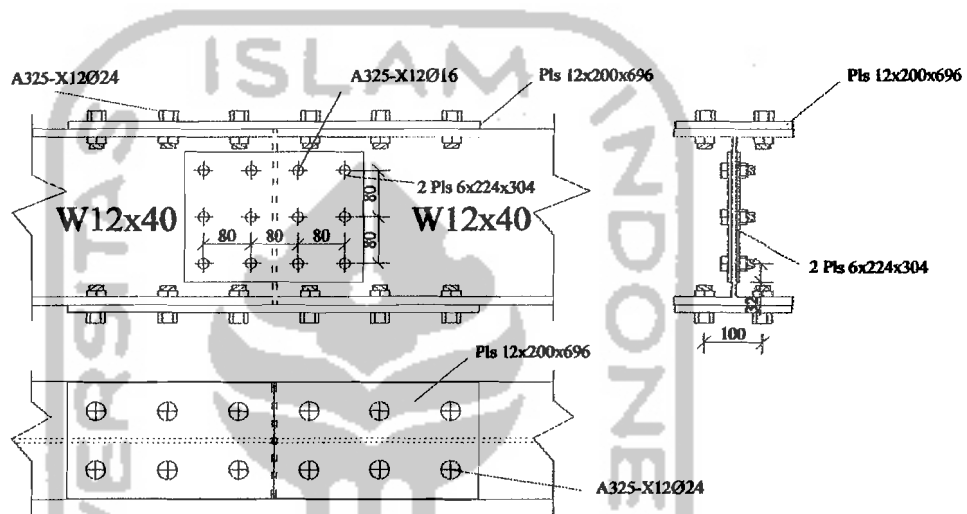
$$R_{ux \text{ maks}} = 63,936 \cdot \left(\frac{80}{151} \right) = 16,94 \text{ kN} > 12,12 \text{ kN}$$

Untuk hitungan sambungan balok induk dapat dilihat pada lampiran 9.

Gunakan 2 baris vertikal masing-masing 3 baut, setiap sisi sambungan.



Gambar 4.33 Deformasi linear akibat momen lentur



Gambar 4.34 Detail Sambungan Balok

4.13 Perencanaan Pelat Dasar Kolom Profil Baja

Pelat dasar kolom merupakan penghubung antara kolom baja dengan kaki kolom beton (pedestal). Dalam perencanaannya pelat dasar kolom akan didesain berdasarkan beban aksial dan momen yang terjadi di dasar kolom. Desain plat dasar kolom dipengaruhi oleh momen arah x ($M_{u,kx}$) dan arah y ($M_{u,ky}$).

Direncanakan pelat dasar kolom K1 dengan beban yang bekerja di dasar kolom yaitu sebagai berikut:

$$M_{u,kx} = 74,424 \text{ kNm} \quad N_{u,k} = 9159,221 \text{ kN}$$

$$M_{u,ky} = 28,733 \text{ kNm}$$

Digunakan profil kolom $W14 \times 398$, dengan *section propertis* sebagai berikut:

$$A = 754,8 \text{ cm}^2 \quad b_f = 422 \text{ mm} \quad t_w = 44,96 \text{ mm}$$

$$d_b = 465 \text{ mm} \quad t_f = 72,39 \text{ mm} \quad f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$d_c = 465 + (2 \cdot 72,39) = 609,78 \text{ mm}$$

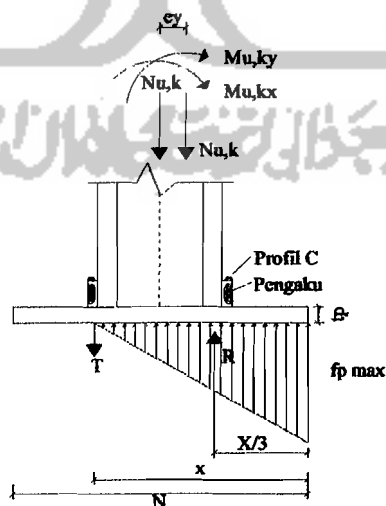
diasumsikan $F_p = 0,85 \cdot f'_c = 0,85 \cdot 25 \cdot 1000 = 21250 \text{ kN/mm}^2$

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_x = \frac{M_y}{N_{u,k}} = \frac{28,733}{9159,221} = 0,0031$$

$$e_y = \frac{M_x}{N_{u,k}} = \frac{74,424}{9159,221} = 0,0081 < \frac{1}{2} \cdot d_c = \frac{1}{2} \cdot 0,60978 = 0,3049 \text{ m}$$

Diasumsikan $e > L/6$ sehingga bagian pelat dasar yang berada pada bidang tarik tidak aktif dan distribusi tegangan menjadi seperti pada gambar 4.36. Hal ini mengakibatkan gaya aksial kolom menjadi lebih besar, maka diberi sayap berupa profil C12x40, dengan $b_{fa} = 3,89 \text{ in} = 9,881 \text{ cm}$.



Gambar 4.35 Analisis Pelat Dasar Kolom

Diasumsikan bahwa resultan dari distribusi segitiga (R) bekerja langsung diatas flens tekan kolom sehingga

$$N_u = R = T$$

Keseimbangan momen pada pusat gaya aksial T

$$N_{u,k} \left(\frac{d_c}{2} + \frac{b_{fca}}{2} \right) + M_{u,lx} + M_{u,ly} = R \left(d_c + b_{fca} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$T = \frac{9159,221(0,60978/2 + 0,09881/2) + 74,424 + 28,733}{(0,60978 + 0,09881 - 0,07239/2)} = 4979,548 \text{ kN}$$

$$N_u = T = 4979,548 \text{ kN}$$

Menentukan dimensi pelat dasar kolom

Diasumsikan luas bidang tekan efektif penumpu akibat momen yang bekerja adalah $(X.B)$, sehingga gaya tekan yang terjadi harus memenuhi:

$$\phi N_p \geq N_u$$

$$\phi(1/2.F_p.X.B) = N_u$$

$$(X.B) = \frac{2.(N_u)}{\phi(F_p)} = \frac{2.4979,548}{0,6.21,25.10^3} = 0,7811 \text{ m}^2$$

Coba $B = 0,8 \text{ m}$; panjang bidang tekan

$$X = \frac{0,7811}{0,8} = 0,9764 \text{ m}$$

Jarak dari pusat flens ke ujung pelat

$$1/3.X = 0,3255 \text{ m}$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

$$L = (2.x/3) + (d_c - t_f)$$

$$L = (2.0,3255) + (0,60978 - 0,07239) = 1,1884 \text{ m}$$

Diambil $L = 1,2 \text{ m}$

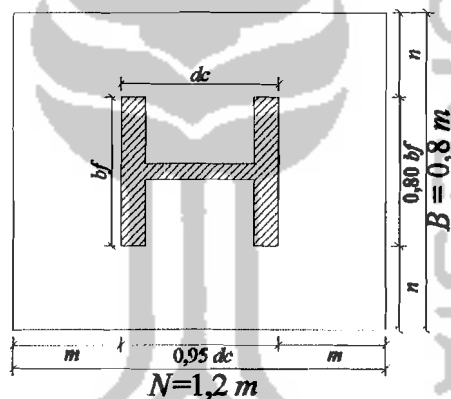
Jadi ukuran pelat dasar kolom yang dipakai, $B = 0,8 \text{ m}$ dan $L = 1,2 \text{ m}$

Perhitungan selanjutnya adalah menentukan bentang kantilever m dan n yang dibebani merata dengan persamaan sebagai berikut :

$$m = \frac{L - 0,95.d_c}{2} = \frac{1,2 - 0,95.(0,60978)}{2} = 0,3104 \text{ m}$$

$$n = \frac{B - 0,8.b_f}{2} = \frac{0,4 - 0,8.(0,422)}{2} = 0,0312 \text{ m}$$

Kontrol eksentrisitas, $e_y = 0,0081 \text{ m} < L/6 = 1,2/6 = 0,2 \text{ m}$, sehingga dapat dianggap tidak ada tegangan tarik awal pada baut angkur.



Gambar 4.36 Desain Pelat Dasar

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{N_u}{B.L} \pm \frac{M_{u,kx}}{1/6.B.L^2} \pm \frac{M_{u,ky}}{1/6.B^2.L}$$

$$f_p \text{ max} = \frac{N_u}{B.L} + \frac{M_{u,kx}}{1/6.B.L^2} + \frac{M_{u,ky}}{1/6.B^2.L}$$

$$f_p \text{ max} = \frac{4979,548}{0,8.1,2} + \frac{74,424}{1/6.0,8.1,2^2} + \frac{28,733}{1/6.0,8^2.1,2}$$

$$f_p \text{ max} = 5187,0292 + 387,625 + 224,4766$$

$$= 5799,1308 \text{ kN/m}^2 < f_p = 21,25.10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$f_p \min = \frac{N_u}{B.L} - \frac{M_{u,kx}}{1/6.B.L^2} - \frac{M_{u,ky}}{1/6.B^2.L}$$

$$f_p \min = \frac{4979,548}{0,8.1,2} - \frac{74,424}{1/6.0,8.1,2^2} - \frac{28,733}{1/6.0,8^2.1,2}$$

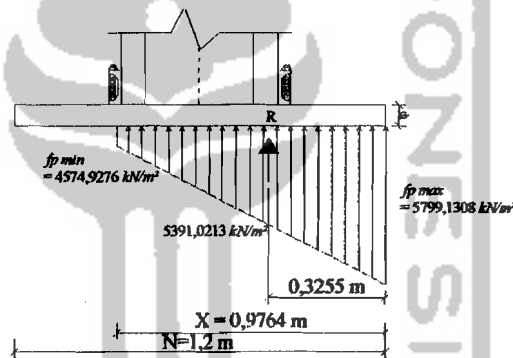
$$f_p \min = 5187,0292 - 387,625 - 224,4766 = 4574,9276 \text{ kN/m}^2$$

Cek kapasitas penumpu (Pedestal)

$$\phi N_p \geq N_u$$

$$\phi N_p = \phi_e \cdot F_p \cdot A$$

$$= 0,6 \cdot (1/2 \cdot (21,25 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 1,2)) = 6120 \text{ kN} > N_u = 4979,548 \text{ kN}$$



Gambar 4.37 Distribusi Tegangan Pada Pelat Dasar Kolom

Momen lentur pelat di titik A, sepanjang $B = 1 \text{ m}$

$$M_u = 1/2 \cdot (f_p \max - y) \cdot x/3 \cdot (2/3 \cdot x/3) \cdot B + y \cdot x/3 \cdot (1/2 \cdot x/3) \cdot B$$

$$= 1/2 \cdot (5799,1308 - 5391,0213) \cdot 0,3255 \cdot (2/3 \cdot 0,3255) \cdot 1 + 5391,0213 \cdot 0,3255$$

$$= (1/2 \cdot 0,3255) \cdot 1$$

$$= 300,0031 \text{ kNm}$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi b \cdot Z \cdot f_y = 0,9 \cdot (B t_p^2 / 4) \cdot f_y \geq M_u$$



Tebal pelat yang diperlukan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4.M_u}{0,9.B.f_y}} = \sqrt{\frac{4.300.0031.10^6}{0,9.1000.240}} = 74,5358 \text{ mm}$$

Digunakan tebal pelat, $t_p = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$

4.13.1 Desain Baut Angkur Arah x

Perencanaan angkur arah y yang menahan gaya tarik

$$M_{u,kx} = 74,424 \text{ kNm}$$

$$N = \frac{M_{u,kx}}{d} = \frac{M_{u,kx}}{d_c + b_{fca}} = \frac{74,424}{0,60978 + 0,09881} = 105,0311 \text{ kN}$$

Digunakan angkur A₃₀₇ ($f_u = 82,30 \text{ ksi} = 567,4585 \text{ N/mm}^2$ dengan diameter: 24mm)

Kapasitas tarik satu angkur (ϕN_n) :

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 567,4585 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 24^2) = 144400 \text{ N} = 144,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{N}{\phi N_n} = \frac{105,0311}{144,4} = 0,7274 \rightarrow 2 \text{ angkur}$$

Kedalaman angkur:

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{105,0311}{2} = 52,5156 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_t' = 0,57 \sqrt{f_c'} = 0,57 \cdot \sqrt{25} = 2,85 \text{ N/mm}^2$$

Gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

$$N_n = \pi \cdot D \cdot L \cdot x f_t'$$

Kedalaman angkur:

$$H = \frac{N_n}{\pi \cdot D \cdot f'_t} = \frac{52,5156 \cdot 10^3}{\pi \cdot 24 \cdot 2,85} = 244,5131 \text{ mm} = 24,45 \text{ cm}$$

$$H \text{ pakai} = 25 \text{ cm}$$

4.13.2 Baut Angkur Arah y

Perencanaan angkur arah x yang menahan gaya tarik

$$M_{u,ky} = 28,733 \text{ kNm}$$

$$N = \frac{M_{u,ky}}{b_f} = \frac{28,733}{0,422} = 68,0877 \text{ kN}$$

Digunakan angkur A_{307} ($f_u = 82,30 \text{ ksi} = 567,4585 \text{ N/mm}^2$ dengan diameter: 24mm

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{N}{\phi \cdot N_n} = \frac{68,0877}{144,4} = 0,4715 \rightarrow 2 \text{ angkur}$$

Kedalaman angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{68,0877}{2} = 34,0439 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f'_t = 0,57 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,57 \cdot \sqrt{25} = 2,85 \text{ N/mm}^2$$

Gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

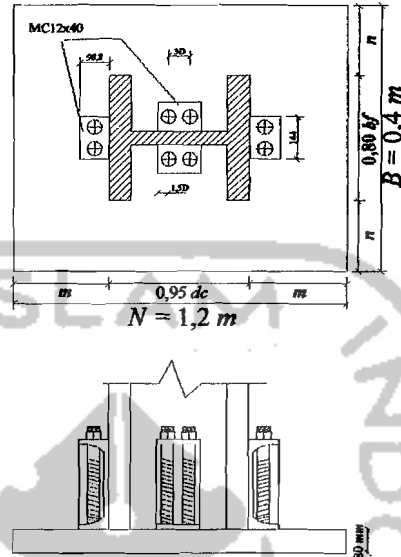
$$N_n = \pi \cdot D \cdot L \cdot f'_t$$

Kedalaman angkur :

$$H = \frac{N_n}{\pi \cdot D \cdot f'_t} = \frac{34,0439 \cdot 10^3}{\pi \cdot 24 \cdot 2,85} = 158,5058 \text{ mm} = 15,9 \text{ cm}$$

$$H_{pakai} = 16 \text{ cm}$$

Untuk Hitungan Pelat dasar kolom selengkapnya dapat dilihat dalam lampiran 9.



Gambar 4.38 Detail Perencanaan Base Plate

4.14 Perencanaan Pedestal

Pedestal (kaki kolom) merupakan elemen struktur yang berfungsi sebagai tempat perletakan pelat dasar kolom, terbuat dari beton. Dalam desainnya pedestal dirancang mempunyai dimensi yang lebih besar dari pelat dasar kolom dan tinggi pedestal harus lebih dari kedalaman angkur dan didesain dengan dimensi yang lebih besar dari pelat dasar kolom yaitu dengan menambahkan 100 mm dari dimensi pelat dasar kolom. Dari hasil hitungan maka dimensi pelat dasar kolom adalah sebagai berikut:

Dimensi pelat dasar kolom: $L = 1200 \text{ mm}$, $B = 800 \text{ mm}$

Dalam desain pedestal dirancang mempunyai dimensi yang lebih besar dibandingkan plat dasar kolom, maka dengan demikian dimensi pelat dasar kolom ditambah 100 mm.

Dimensi Pedestal :

$$L = 1200 + 100 = 1300 \text{ mm}$$

$$B = 800 + 100 = 900 \text{ mm}$$

Tinggi pedestal = 300 mm > kedalaman angkur terbesar, $H = 250 \text{ mm}$

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

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

Tulangan longitudinal / lentur pedestal :

Rasio tulangan pakai, $\rho = 1 \%$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 0,01 \cdot A_g \\ &= 0,01 \cdot (1300 \cdot 900) = 11700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan } D16, A_{1D} = 200,96 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{A_{st}}{A_{1D}} = \frac{11700}{200,96} = 58,22 = 60 \text{ buah}$$

Dipakai tulangan 60D16 dipasang merata pada pedestal.

Tulangan sengkang :

$$V_{uk, \text{ pakai}} = 67,5694 \text{ kN}$$

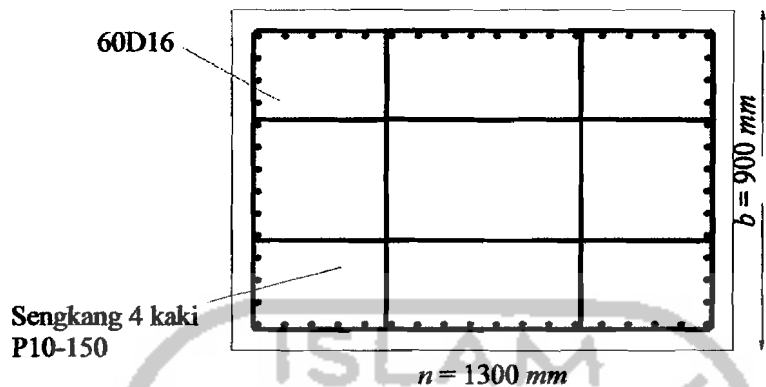
$$V_s = \frac{V_{uk, \text{ pakai}}}{\phi} = \frac{67,5694}{0,6} = 112,6157 \text{ kN}$$

Dipakai sengkang dengan tulangan P10; $A_{1D} = 78,5 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{n \cdot A_{1D} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{4 \cdot 78,5 \cdot 240 \cdot 245}{112,6157 \cdot 10^3} = 163,9487 \approx 150 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang 5 kaki, P10-150

Untuk hitungan pedestal selengkapnya dapat dilihat dalam lampiran 10.



Gambar 4.39 Penampang Pedestal Kolom

4.15 Perencanaan Pile Cap

Dalam perencanaan pondasi *pile cap* dipergunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom, terbuat dari beton. Kolom yang dipakai dalam analisis ini adalah kolom dengan beban bekerja paling besar.

Data yang diambil menggunakan kolom K1 yaitu sebagai berikut :

$$N_{u,k} = 9159,221 \text{ kN}$$

$$N = \frac{N_{u,k}}{1,05} = \frac{9159,221}{1,05} = 8723,0676 \text{ kN}$$

$$M_{u,kx} = 74,424 \text{ kN}$$

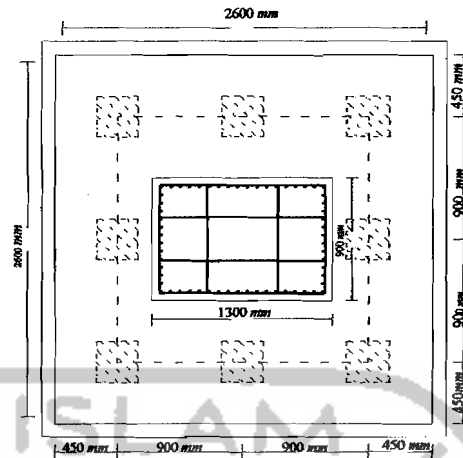
$$M_{u,ky} = 28,733 \text{ kN}$$

$$\text{Daya dukung tiang } Q_u = 1043,3782 \text{ kN}$$

$$\text{Coba tebal pile cap, } t_p = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang pancang} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tiang dengan tepi pile cap} = 450 \text{ mm}$$



Gambar 4.40 Gambar Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang

Perkiraan beban ultimate:

$$\Sigma P = N + \text{Berat pile cap} + \text{Berat pedestal}$$

$$= 8723,0676 + (2,7 \cdot 2,7 \cdot 1,24) + (1,3 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 24) = 8906,4516 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_{ultimate} = \Sigma P \cdot 1,05 = 8906,4516 \cdot 1,05 = 9351,7742 \text{ kN}$$

$$\Sigma X^2 = (3 \cdot 2 \cdot 0,9^2) = 4,86 \text{ m}$$

$$\Sigma Y^2 = (3 \cdot 2 \cdot 0,9^2) = 4,86 \text{ m}$$

$$X_{max} = 0,9 \text{ m}$$

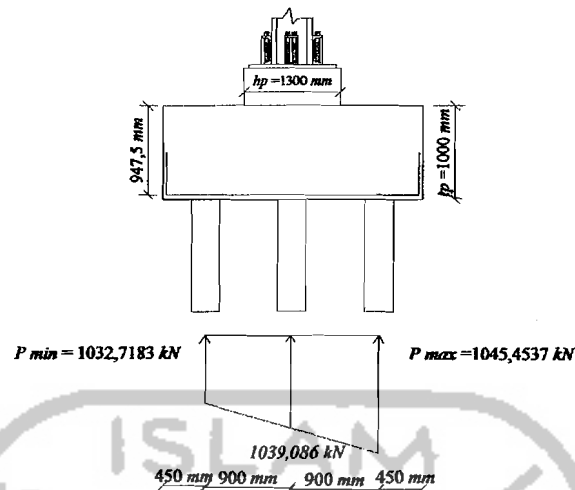
$$Y_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P_{ultimate}}{n} + \frac{M_{u,x} \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} + \frac{M_{u,y} \cdot X_{max}}{n_y \cdot \Sigma X^2}$$

$$P_{max} = \frac{9351,7742}{9} + \frac{74,424 \cdot 0,9}{3,486} + \frac{28,733 \cdot 0,9}{3,486} = 1045,4537 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P_{ultimate}}{n} - \frac{M_{u,x} \cdot y_{max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} - \frac{M_{u,y} \cdot x_{max}}{n_y \cdot \Sigma X^2}$$

$$P_{min} = \frac{9351,7742}{9} - \frac{74,424 \cdot 0,9}{3,486} - \frac{28,733 \cdot 0,9}{3,486} = 1032,7183 \text{ kN}$$



Gambar 4.41 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

4.15.1 Kontrol geser lentur *pile cap* (poer) satu arah (sejauh d)

Dipakai tebal *pile cap*, dengan tebal (t_p) = 1000 mm

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \phi_{tul} = 1000 - 40 - 0,5 \cdot 25 = 947,5 \text{ mm}$$

Menentukan letak bidang kritis geser satu arah searah L *pile cap*

$$= 0,5 \cdot h_p + d = 0,5 \cdot 1300 + 947,5 = 1597,5 \text{ mm}$$

Geser satu arah :

$$V_u = \sum n \cdot P_{max} = 2 \cdot 1045,4537 = 2090,9074 \text{ kN}$$

$$V_o = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{25} \cdot 2700 \cdot 947,5 \cdot 10^{-3} = 2131,875 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 2131,875 = 1279,125 \text{ kN} < V_u = 2090,9074 \text{ kN}$$

Jika $\phi V_c < V_u \leq \phi \cdot (V_c + 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d)$ maka diperlukan tulangan geser untuk menahan gaya geser.

$$1279,125 \text{ kN} < 2090,9074 \text{ kN} < 0,6 \cdot (2131,875 + 1/3 \cdot \sqrt{25} \cdot 2700 \cdot 947,5 \cdot 10^{-3})$$

$$< 6395,625 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 2090,9074 - 1279,125 = 811,7824 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_s = \frac{811,7824}{0,6} = 1352,9707 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan sengkang ϕ tulangan = 16 mm

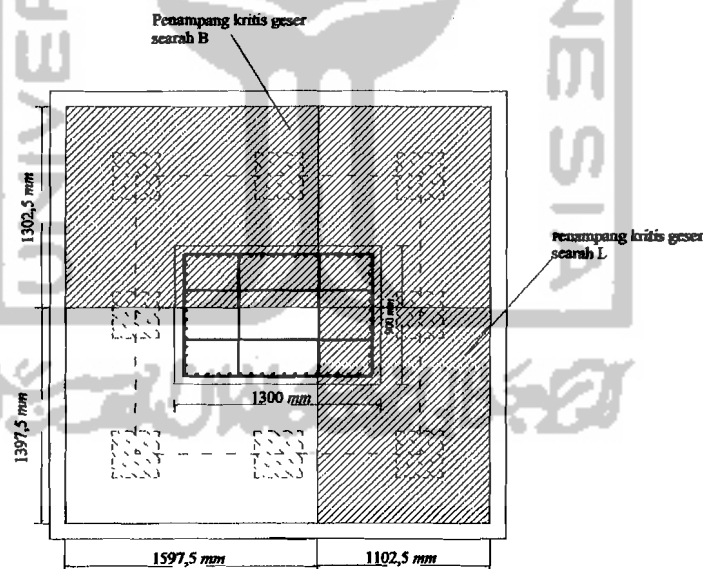
$$A_v = 2 \cdot (\pi \cdot r^2) = 2 \cdot (\pi \cdot 8^2) = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{401,92 \cdot 400 \cdot 947,5}{1352,9707 \cdot 10^3} = 112,5876 \approx 100 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan sengkang P16-100

Menentukan letak bidang kritis geser satu arah searah B pile cap

$$= 0,5 \cdot b_p + d = 0,5 \cdot 900 + 947,5 = 1397,5 \text{ mm}$$



Gambar 4.42 Penampang kritis pile cap geser satu arah (sejauh d)

4.15.2 Kontrol geser pile cap (poer) dua arah (sejauh d/2)

$$\begin{aligned}V_u &= \sum n \cdot P_{max} \\ &= 3 \cdot 1045,4537 = 3136,3611 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$b_o = 2.(h_p + d) + 2.(b_p + d) = 2.(1300 + 947,5) + 2.(900 + 947,5)$$

$$= 8190 \text{ mm}$$

$$\beta_o = \frac{L}{B} = \frac{2700}{1800} = 1,5 < 2$$

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_o d = \left(1 + \frac{1}{1,5}\right) \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) 8190 \cdot 947,5 \cdot 10^{-3}$$

$$= 10777,8125 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 8190 \cdot 947,5 \cdot 10^{-3} = 6466,6875 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ pakai} = 6466,6875 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 6466,6875 = 3880,0125 \text{ kN} > V_u = 3136,3611 \text{ kN}$$

Jika $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser minimum.

$$1940,0063 \text{ kN} < 3136,3611 \text{ kN} < 3880,0125 \text{ kN}$$

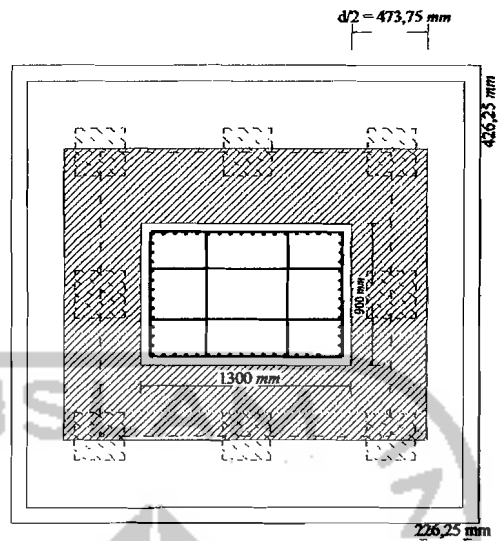
Dipakai tulangan sengkang ϕ tulangan = 19 mm

$$A_v = 2.(\pi.r^2) = 2.(\pi.9,5^2) = 566,77 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{3A_v.f_y}{bw} = \frac{3 \cdot 566,77 \cdot 400}{8190} = 83,0432 \approx 80 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v.f_y.d}{s} = \frac{566,77 \cdot 400 \cdot 947,5}{80 \cdot 10^3} = 268,5073$$

Maka dipakai tulangan sengkang P19-80

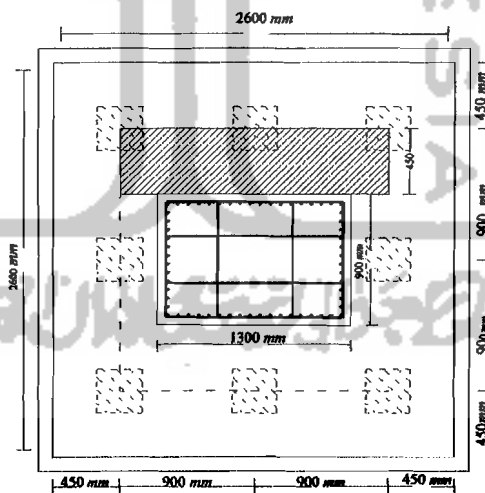


Gambar 4.43 penampang kritis pile cap geser 2 arah (sejauh $d/2$)

4.15.3 Penulangan lentur pile cap (poer)

N_{ul} untuk satu tiang = 1045,4537 kN

1. Penulangan pile cap arah x



Gambar 4.44 Daerah penulangan lentur M_{ux}

$$M_{uy} = 3 \cdot N_{ul} \cdot d_3 \quad (d_3 = (900 - (1/2 \cdot 900)) = 450 \text{ mm})$$

$$= 3 \cdot 1045,4537 \cdot 0,45 = 1411,3625 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

$$\frac{1411,3625 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 1000 \cdot (947,5 - a/2)$$

$$a^2 - 1895 \cdot a + 166042,6471 = 0$$

$$a = 92,0974 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 92,0974 \cdot 1000}{400} = 4892,6744 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 947,5 = 3316,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}} \text{ maka } A_{s \text{ pakai}} = A_{s \text{ perlu}} = 4892,6744 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan D25 $\rightarrow A_{1D} = 490,625 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{490,625 \cdot 1000}{4892,6744} = 100,277 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 100$$

Pakai tulangan D25-100

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{490,625 \cdot 1000}{100} = 4906,25 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ pakai}} = 4892,6744 \text{ mm}^2$$

Cek kapasitas :

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{4906,25 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 92,3529 \text{ mm}$$

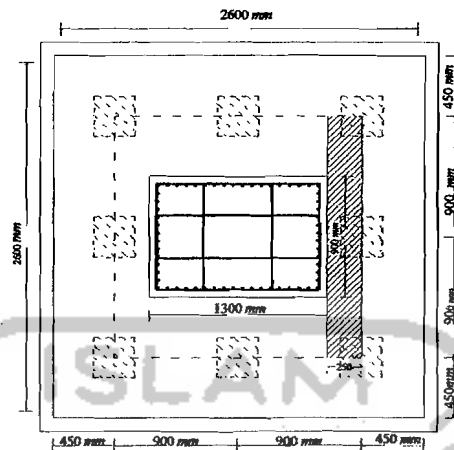
$$M_n = A_{s \text{ ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= (4906,25 \cdot 400 \cdot (947,5 - 92,3529/2)) \cdot 10^{-6} = 1768,8474 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 1768,8474 = 1415,0779 > M_u = 1411,3625 \text{ kNm (Aman)}$$

2. Penulangan pile cap arah y

Gambar 4.45 Daerah Penulangan Lentur M_{ux}

$$d_1 = s - (h_p/2) = 900 - (1300/2) = 250 \text{ mm}$$

$$d_2 = s - (h_p/2) = 900 - (1300/2) = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 3 \cdot P_{u1} \cdot d_1 + 3 \cdot P_{u2} \cdot d_2 = 3 \cdot 1045,4537 \cdot 0,25 + 3 \cdot 1032,7183 \cdot 0,25 \\ &= 1558,629 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

$$\frac{1558,629 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 1000 \cdot (947,5 - a/2)$$

$$a^2 - 1895 \cdot a + 183368,1176 = 0$$

$$a = 102,2852 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 102,2852 \cdot 1000}{400} = 5433,9013 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 947,5 = 3316,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}} \text{ maka } A_{s \text{ pakai}} = A_{s \text{ perlu}} = 5433,9013 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan D25} \rightarrow A_{1D} = 490,625 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{490,625 \cdot 1000}{5433,9013} = 90,2896 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 90 \text{ mm}$$

Pakai tulangan *D25-90*

$$As_{\text{ada}} = \frac{490,625 \cdot 1000}{90} = 5451,3889 \text{ mm}^2 > As_{\text{pakai}} = 5433,9013 \text{ mm}^2$$

Cek kapasitas

$$a = \frac{As_{\text{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{5451,3889 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 102,6144 \text{ mm}$$

$$M_n = As_{\text{ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= (5451,3889 \cdot 400 \cdot (947,5 - 102,6144/2)) \cdot 10^{-6} = 1954,1982 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 1954,1982 = 1563,3586 \text{ kNm} > M_u = 1558,629 \text{ kNm (Aman)}$$

Tulangan susut

$$As_{st} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan *D16* → $A_{1D} = 200,96 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{200,96 \cdot 1000}{2000} = 100,48 \approx 100 \text{ maka tulangan pakai } D16-100$$

Untuk hitungan *pile cape* selengkapnya dapat dilihat dalam lampiran 10.

4.16 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Dari data tanah diketahui bahwa jenis tanah pada RS PKU Muhammadiyah II Jogjakarta adalah jenis tanah pasir berlumpur dengan kedalaman $-2,4 \text{ m}$ dan setelahnya dijumpai lumpur coklat dengan tegangan tanah relatif kecil. Lokasi merupakan daerah persawahan, pada lapisan tanah (*top soil*)

atas kira-kira setebal 1m masih berupa tanah lunak. Muka air tanah didapat sangat dangkal mulai pada kedalaman $-0,5\text{ m}$ samapai dengan $-0,6\text{ m}$ dari muka tanah setempat. Sesuai dengan analisis sondir ternyata kuat dukung tanah sangat menguntungkan dan relatif tidak dalam. Untuk kedalaman $-1,0\text{ m}$, mempunyai kuat dukung ijin rata-rata $> 1,0\text{ Kg/cm}^2$. Tetapi pada titik tertentu kuat dukung ijinnya hanya $q_a = 0,30\text{ Kg/cm}^2$ sehingga diperlukan ukuran fondasi yang sangat besar. Walaupun demikian konstruksi pondasi *foot plate* masih dapat digunakan, namun perlu diperhatikan kekuatan tanah dibawahnya dan muka air yang tinggi (kemudahan pelaksanaan). Sehingga pondasi yang dipergunakan dalam perancangan ini adalah pondasi tiang pancang.

Langkah-langkah perencanaan pondasi tiang adalah sebagai berikut :

Contoh Hitungan Podasi tiang pancang:

Data-data pengujian tanah yang diambil yaitu pada titik *S-4*.

Berdasarkan data-data pengujian tanah yang dapat dilihat pada lampiran 11, maka jenis tanahnya adalah pasir dengan data tanah sebagai berikut:

$$C = 0 \quad N_q^* = 24,53 \quad \text{Dimensi pondasi : } 30 \times 30 \text{ cm}$$

$$\varphi = 30,58^\circ \quad L = 12 \text{ m} \quad \gamma_b = 20,71 \text{ kN/m}^3$$

4.16.1 Menghitung Kapasitas Tiang Tunggal

Perhitungan pondasi:

Nilai δ dapat dilihat pada Tabel 3.8

$$\delta = 0,95 \cdot \varphi = 0,95 \cdot 30,53 = 29,051^\circ$$

$$K_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30,58 = 0,4912$$

Nilai K dapat dilihat pada Tabel 3.7

$$K = 1,75 \cdot K_o = 1,75 \cdot 0,4912 = 0,8596$$

$$A_p = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ mm}^2$$

$$q = L \cdot \gamma = 12 \cdot 20,71 = 248,52 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = A_p \cdot q \cdot N_q^* = 0,09 \cdot 248,52 \cdot 24,53 = 548,6576 \text{ kN}$$

$$Q_s = \sum P \cdot \Delta L \cdot f$$

$$\sigma_v' = 15 \cdot D \cdot \gamma = 15 \cdot 0,3 \cdot 20,71 = 93,195 \text{ kN/m}^2$$

$$f = K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta$$

$$= 0,8596 \cdot 93,195 \cdot \tan 29,051^\circ = 44,4992$$

$$Q_{s1} \text{ 0-15D}$$

$$Q_{s1} = (4 \cdot 0,3) \cdot (15 \cdot 0,3) \cdot \frac{44,4992}{2} = 120,1478 \text{ kN}$$

$$Q_{s2} \text{ 15D-12m}$$

$$Q_{s2} = (4 \cdot 0,3) \cdot (12 - (15 \cdot 0,3)) \cdot (44,4992) = 400,4928 \text{ kN}$$

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} = 120,1478 + 400,4928 = 520,6406 \text{ kN}$$

Kapasitas tiang tunggal berdasarkan kekuatan tanah

$$Q_u = Q_p + Q_s - W$$

$$Q_u = 548,6576 + 520,6406 - (0,3 \cdot 0,3 \cdot 12 \cdot 24) = 1043,3782 \text{ kN}$$

Berdasarkan kekuatan beton :

$$E = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \cdot \sqrt{35} = 27805,575 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 30^3 = 67500 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$L = 12 \text{ m}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 27805,575 \cdot 67500 \cdot 10^4}{12000^2} = 1286390,7 \text{ N} = 1286,3907 \text{ kN}$$

Untuk kapasitas tiang tunggal terpakai diambil nilai terkecil dari kapasitas tiang tunggal berdasarkan kekuatan tanah dan kapasitas tiang tunggal berdasarkan kekuatan beton. Kapasitas tiang tunggal yang dipakai adalah berdasarkan kekuatan tanah yaitu sebesar $Q_u = 1043,3782 \text{ kN}$

4.16.2 Menghitung Kapasitas Tiang Kelompok

Menghitung kapasitas tiang kelompok

Jumlah tiang yang diperlukan:

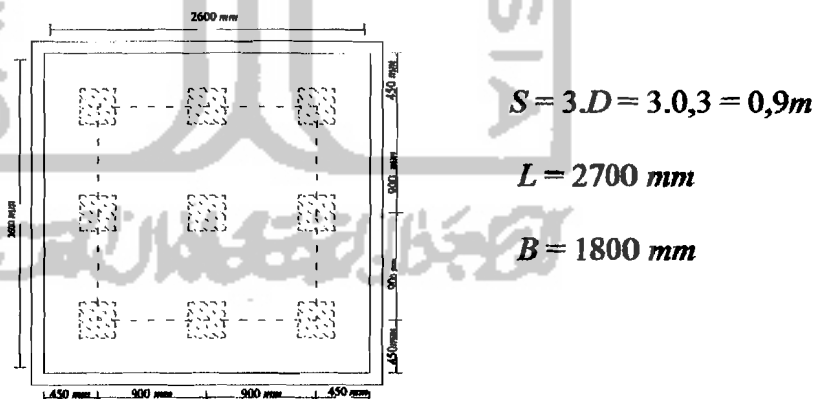
$$N_{total} = N + \text{berat pile}$$

$$= 9159,221 + (0,3 \cdot 0,3 \cdot 12 \cdot 24) = 9185,141 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{total}}{Q_u} = \frac{9185,141}{1043,3782} = 8,8$$

n pakai = 9 tiang

Konfigurasi pondasi tiang pancang dapat digambar seperti dibawah ini:



Gambar 4.46 Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang

Jumlah total kapasitas kolom tiang

$$\sum Q_u = n \cdot (Q_p + Q_s) = 9 \cdot (548,6576 + 520,6406) = 9623,6838 \text{ kN}$$

$$x_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$M_x = 67,00412 \text{ kN}$$

$$N = 4570,057 \text{ kN}$$

$$y_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$M_y = 3,839846 \text{ kN}$$

$$\Sigma X^2 = (3 \cdot 2 \cdot 0,9^2) = 4,86 \text{ m}$$

$$\Sigma Y^2 = (3 \cdot 2 \cdot 0,9^2) = 4,86 \text{ m}$$

$$N = \frac{N_{total}}{n} + \frac{M_x \cdot x_{max}}{n_x \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot y_{max}}{n_y \cdot \Sigma y^2}$$

$$N = \frac{9185,141}{9} + \frac{74,424 \cdot 0,9}{3 \cdot 4,86} + \frac{28,733 \cdot 0,9}{3 \cdot 4,86}$$

$$= 1026,9389 \text{ kN} < \Sigma Q_u = 9623,6838 \text{ kN}$$

Perhitungan penurunan pondasi tiang pancang

Untuk tiang tunggal

$$\text{Berat pile cap} = L \cdot B \cdot t_p = 2,7 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 24 = 174,96$$

$$\text{Berat tiang} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 12 \cdot 24 = 25,92 \text{ kN}$$

$$Q = N + \text{berat pile} + \text{berat tiang}$$

$$= 9159,221 + 174,96 + 25,92 = 9360,101 \text{ kN}$$

4.16.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Tahapan perhitungan penurunan pondasi tiang pada tanah pasir adalah sebagai berikut:

1. Penurunan pondasi tiang tunggal

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \quad S = \frac{0,3}{100} + \frac{9360,101 \cdot 12}{(0,3 \cdot 0,3) \cdot 4700 \sqrt{35 \cdot 10^3}} = 0,0479 \text{ m}$$

2. Penurunan pondasi kelompok tiang

Dengan metode *Vesic*

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B}{D}} = 0,0479 \cdot \sqrt{\frac{2,7}{0,3}} = 0,1437 \text{ m}$$

4.16.4 Efisiensi Grup Pondasi Tiang Pancang

$$E_g = 1 - \operatorname{arctg} \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right)$$

$$E_g = 1 - \operatorname{arctg} \frac{0,3}{0,9} \left(\frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90.3.3} \right) = 0,7171$$

Daya dukung satu tiang = $E_g \cdot \Sigma Q_u \geq$ Beban pada satu tiang

$$= 0,7171 \cdot 9623,6838$$

$$= 6901,1437 \geq \frac{9185,141}{9} = 1020,5712 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

Untuk hitungan podasi selengkapnya dapat dilihat dalam lampiran 10.

4.17 Perencanaan Tie Beam

Tie beam merupakan suatu bagian dari konstruksi yang memiliki fungsi untuk membuat kekakuan lateral pada konstruksi sehingga stabilitas struktur menjadi lebih baik. Kekakuan ini juga berfungsi untuk menjaga konstruksi dari guling/puntir, pergeseran maupun penurunan. Sebagai contoh perhitungan maka diambil *tie beam* pada kolom K1, yaitu sebagai berikut :

Dipakai ukuran *sloof* untuk kolom K1:

$$B = 400 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$N_u = \frac{1}{10} \cdot N_u \text{ kolom K3}$$

$$= \frac{1}{10} \cdot 9159,221 = 915,9221 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N_u}{f_y} = \frac{915,9221 \cdot 10^3}{400} = 2289,8053 \text{ kN}$$

Tulangan yang dipakai D20, $A_{1D} = 314,159 \text{ mm}^2$

$$\text{Juml tulangan } (n) = \frac{2289,8053}{314,159} = 7,2 \text{ dipakai } 8 \text{ tulangan}$$

4 tulangan tersebut diatas dipasang pada bagian 8 dibagian atas penampang dan 8 dibagian bawah, jadi jumlah tulangan = 16 D 20

Jumlah tulangan susut

$$\begin{aligned} A_s &= 0,002 \cdot b \cdot h \\ &= 0,002 \cdot 400 \cdot 600 \\ &= 480 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

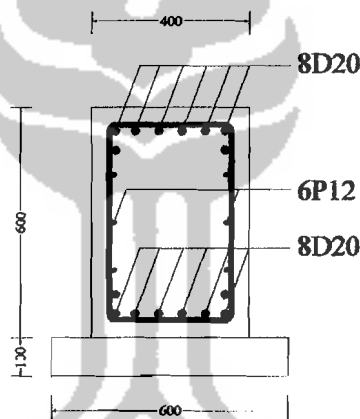
Pakai tul P12, $A = 113 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{480}{113} = 4,248 \approx 6 \text{ buah}$$

Maka dipakai 6P12

Sengkang yang dipakai adalah P10-150

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 10.



Gambar 4.47 Potongan Tie beam