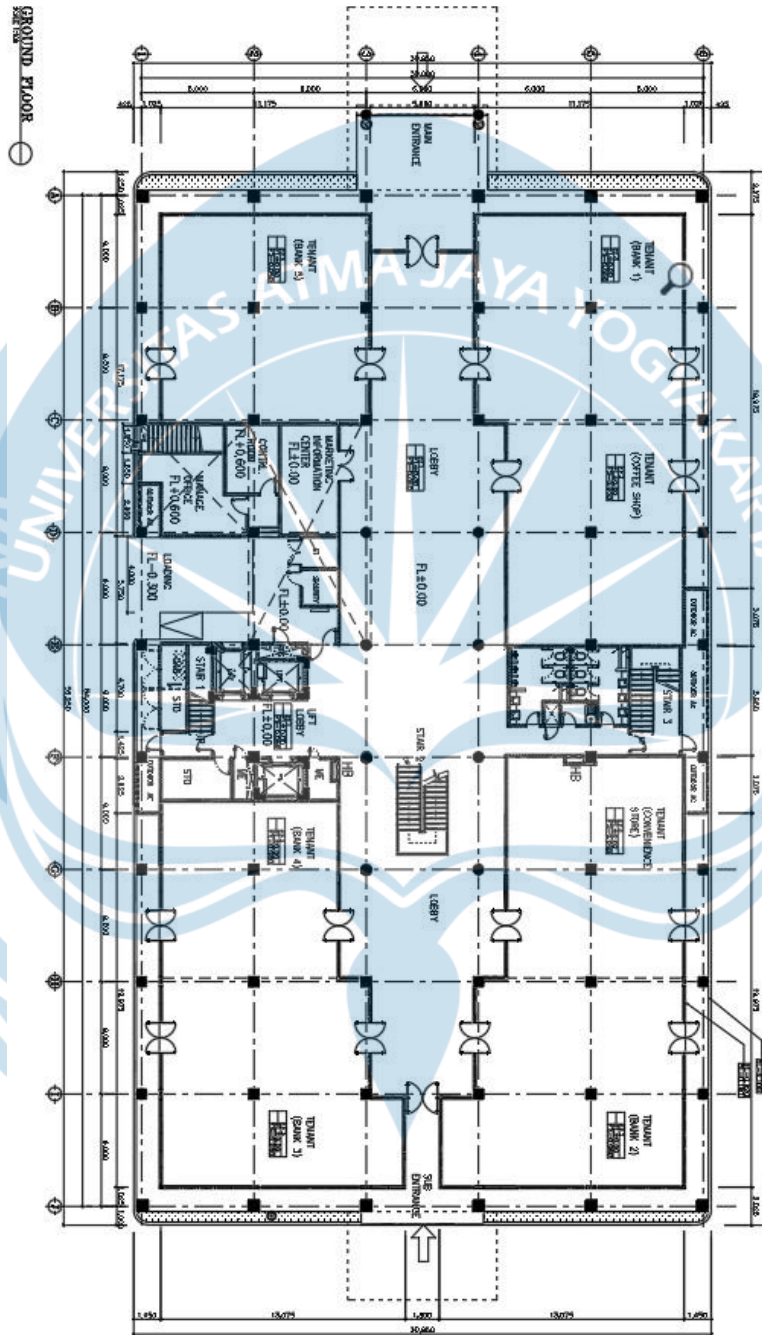


BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR

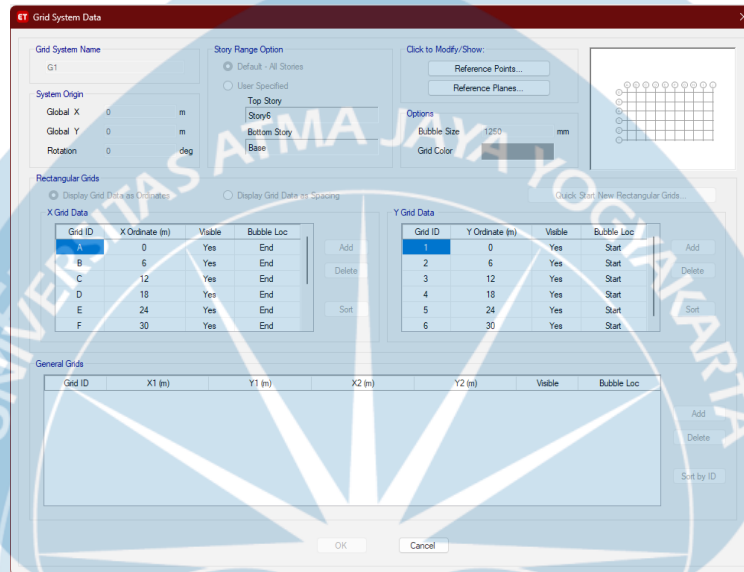
2.1. Data Umum Perancangan



Gambar 2.1. Gambar Arsitek

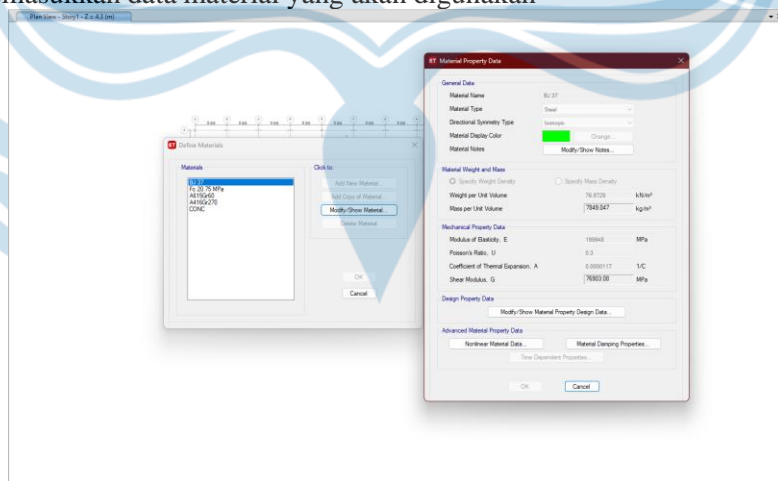
2.2. Modeling Struktur di ETABS

Untuk awal mula, dibuat grid terlebih dahulu sesuai dengan lembar kerja arsitek.



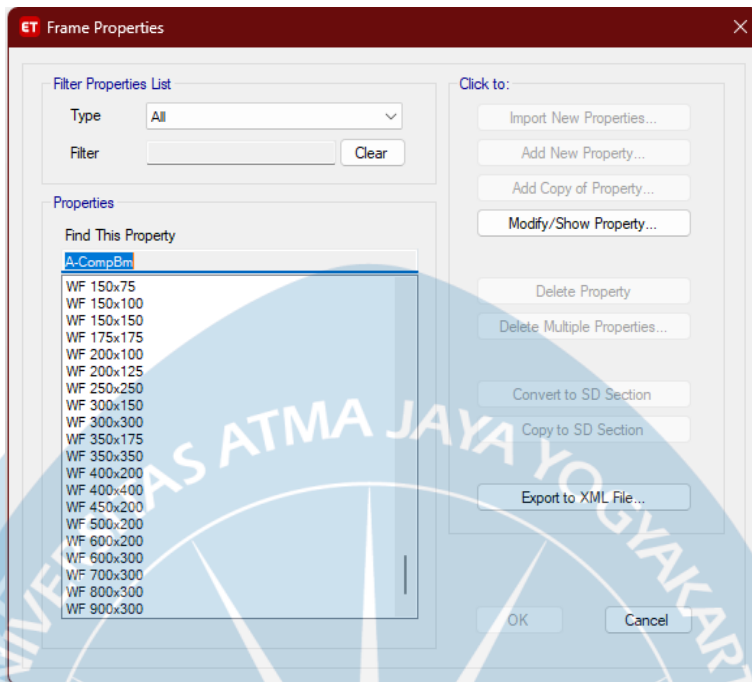
Gambar 2.2. Grid

Selanjutnya, memasukkan data material yang akan digunakan



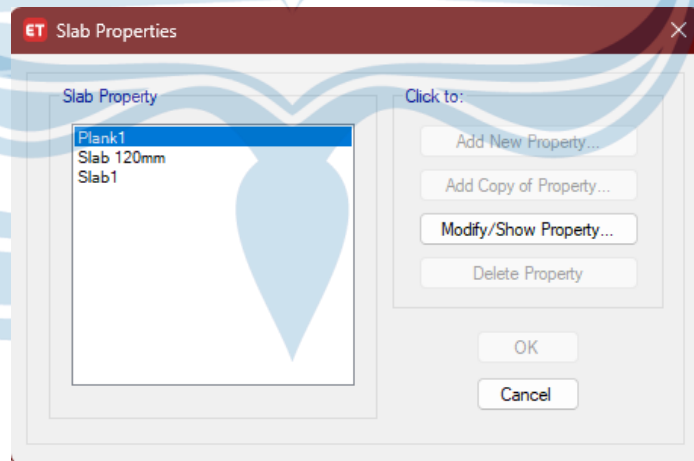
Gambar 2.3. Data Material

Kemudian memasukkan data profil yang digunakan. Untuk data profil baja menggunakan Gunung Garuda.



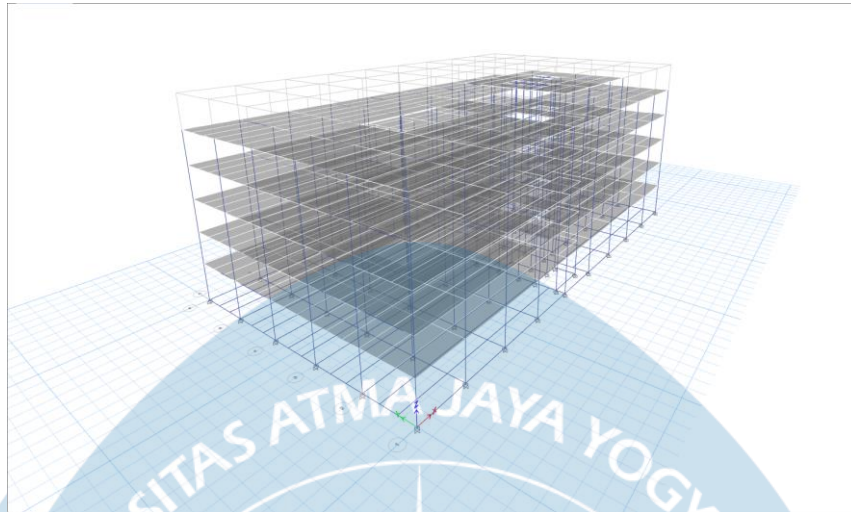
Gambar 2.4. Data Profil

Lalu, memasukkan data slab ke dalam ETABS. Pada struktur digunakan slab one way dikarenakan perbandingan antara sisi panjang dengan sisi pendek dimana sisi terpendek lebih pendek 2 kali lipat dari sisi terpanjang.



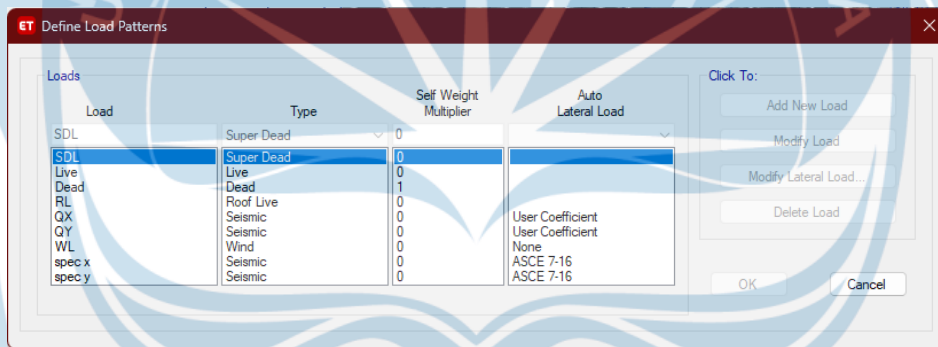
Gambar 2.5. Data Slab

Selanjutnya, memodelkan struktur sesuai dengan lembar kerja arsitek dengan membuat kolom, balok, slab.



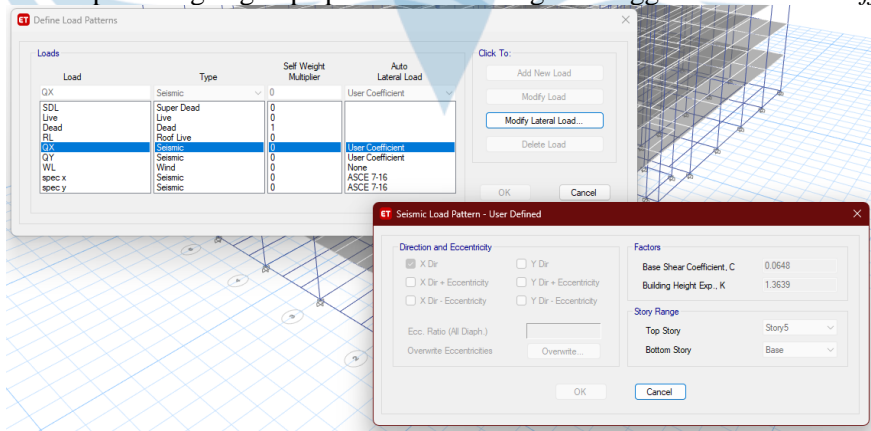
Gambar 2.6. Modeling Struktur

Memasukkan *Load Patterns*.



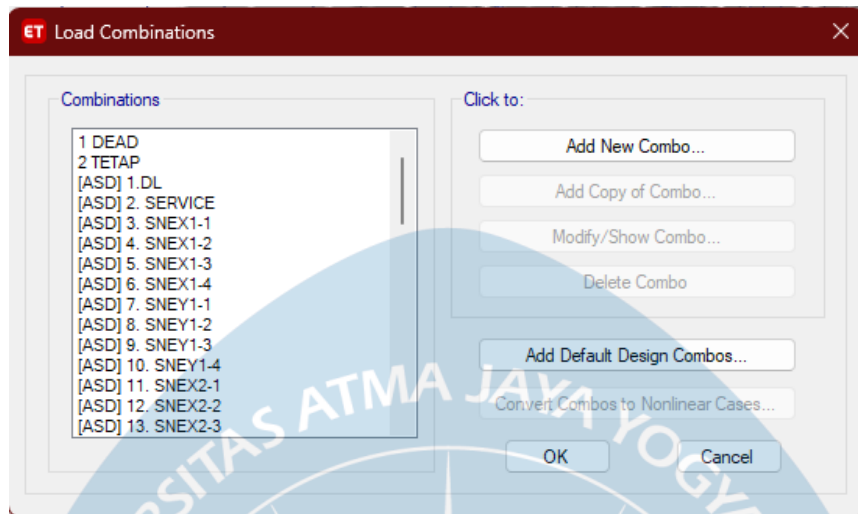
Gambar 2.7. Load Patterns

Memasukkan perhitungan gempa pada ETABS dengan menggunakan *User Coefficient*.



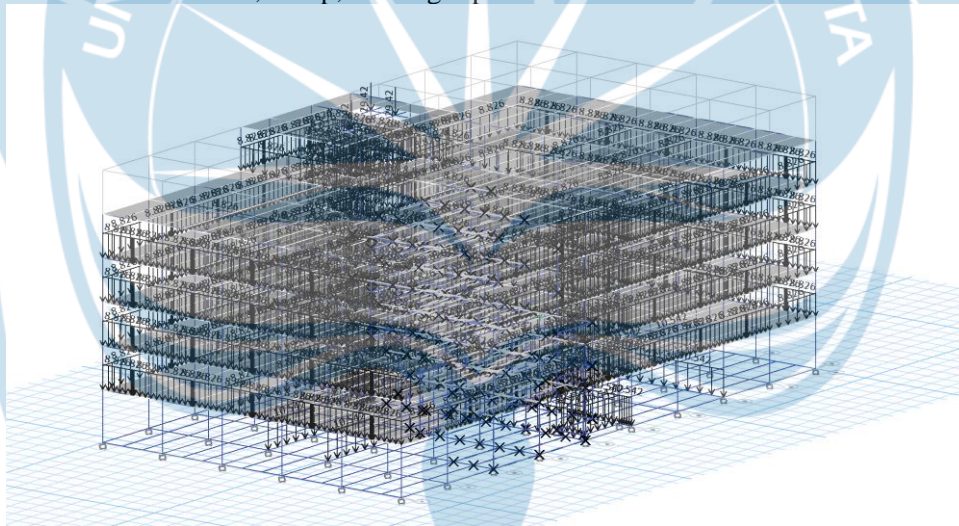
Gambar 2.8. User Coefficient Gempa

Memasukkan *Load Combinations*.



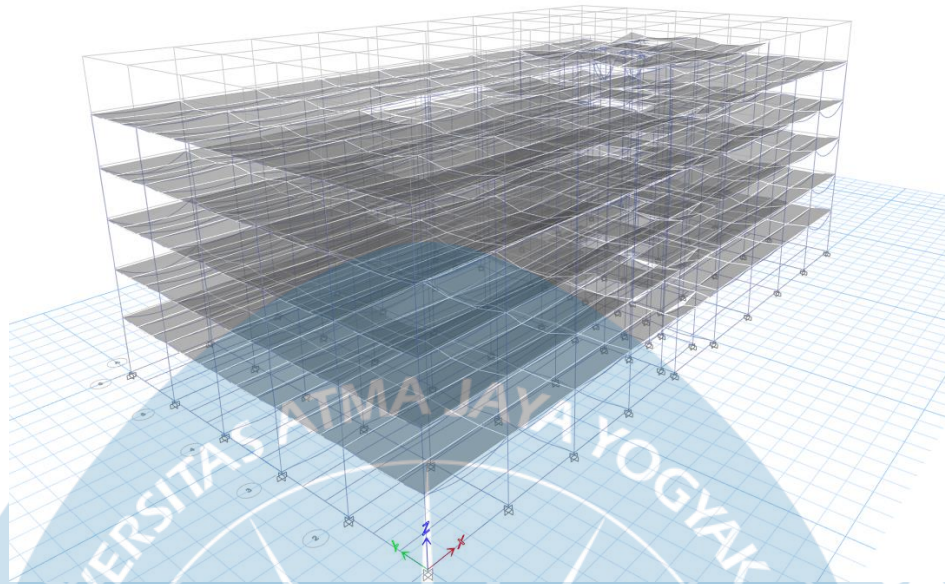
Gambar 2.9. *Load Combinations*

Memasukkan beban mati, hidup, dan angin pada struktur.



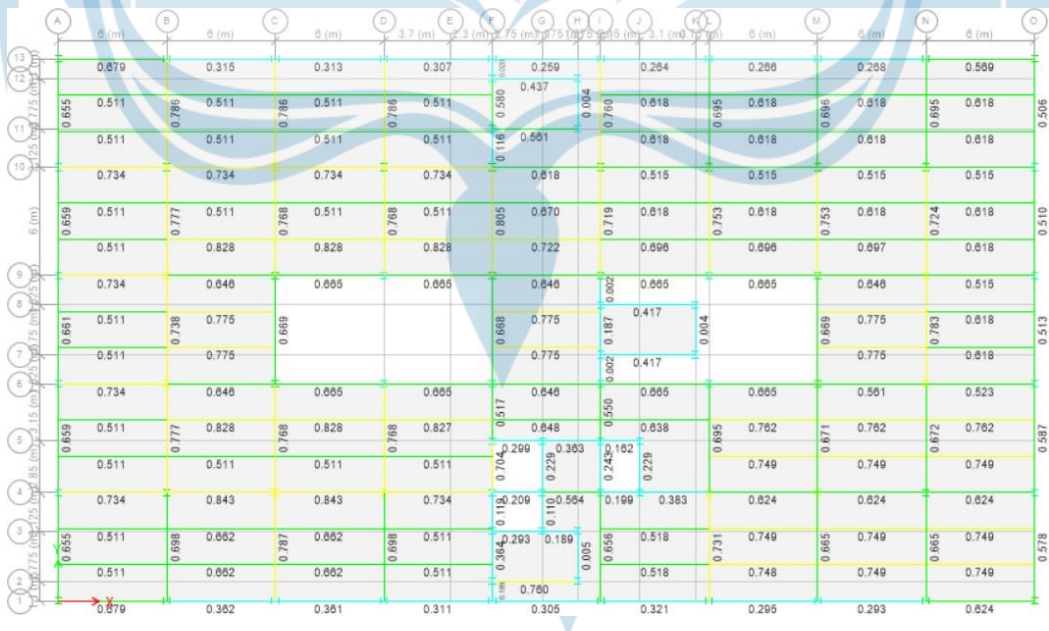
Gambar 2.10. Beban Pada Struktur

Lalu, menjalankan ETABS dengan tombol “Run” yang akan muncul hasil analisis perhitungan struktur oleh ETABS.



Gambar 2.11. Hasil Analisis ETABS

Selanjutnya, dilakukan *trial and error* dimana melihat rasio di tiap profil harus lebih kecil dari 1. Bila rasio profil lebih besar dari 1, maka profil tersebut harus diubah ke profil yang besar.



12. Rasio profil di Lantai 2

2.3. Pembebanan pada Bangunan

Pembebanan menggunakan acuan SNI 1727-2020 untuk beban gravitasi, beban angin, dan beban gempa (Badan Standarisasi Nasional, 2020).

2.3.1. Beban Gravitasi

Beban gravitasi terdiri dari beban hidup dan beban mati.

a. Beban Hidup

Berikut tabel beban hidup pada setiap lantai.

Tabel 2.1. Pembebanan

Beban	Merata (kN/m ²)	Keterangan
Lantai 1		
<i>Lobby</i>	4.79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Lobi dan koridor lantai pertama)
Toilet	2.87	Tabel C4.3-1 SNI 1727-2020 (toilet rooms)
Bank 1	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Bank 2	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Bank 3	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Bank 4	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Bank 5	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
<i>Coffee Shop</i>	4.79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Toko Eceran Lantai pertama)
<i>Convenience Store</i>	4.79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Toko Eceran Lantai pertama)
<i>MIC</i>	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
<i>Control Room</i>	4.79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Ruang komputer)
<i>Manage Office</i>	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
<i>ST</i>	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
<i>Security</i>	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
ME	4.905	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
Ruang Publik	4.9	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
Pelat Lantai	1.962	
Tangga	2.4525	
Lantai 2		
Hall dan Koridor	3.83	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Koridor diatas lantai pertama)
Toilet	2.87	Tabel C4.3-1 SNI 1727-2020 (toilet rooms)
<i>Izumi Restaurant</i>	4.79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Ruang makan dan restoran)
<i>Kitchen Area</i>	7.18	Tabel C4.3-1 SNI 1727-2020 (Kitchens)
<i>Rental Office</i>	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
<i>Other F&B or Shop</i>	3.59	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Toko Eceran Lantai diatasnya)
<i>Smoking Room</i>	4.79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Ruang publik)
ME	4.905	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
Ruang Publik	4.9	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
Pelat Lantai	1.962	

Tabel 2.1. Pembebanan (Lanjutan)

Beban	Merata (kN/m ²)	Keterangan
Lantai 2		
Tangga	2.4525	
Lantai 3 - 5		
Hall & Koridor	3.83	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Koridor diatas lantai pertama)
Toilet	2.87	Tabel C4.3-1 SNI 1727-2020 (toilet rooms)
Rental <i>Office</i> 1	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 2	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 3	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 4	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 5	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 6	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 7	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 8	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 9	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
Rental <i>Office</i> 10	2.4	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Kantor)
<i>Smoking Room</i>	4.79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Ruang publik)
ME	4.905	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
Ruang Publik	4.9	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
Pelat Lantai	1.962	
Tangga	2.4525	
Lantai Atap		
Storage	11.97	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Gudang penyimpanan Berat)
Koridor	3.83	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Koridor diatas lantai pertama)
Atap	0.96	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Atap datar, berbubung, danlengkung)
Atap bukan hunian	0.96	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020 (Atap datar, berbubung, danlengkung)
Dak Atap	0.981	

b. Beban Mati

Berikut tabel beban mati pada setiap lantai berdasarkan peraturan pembebanan

Tabel 2.2. Beban Mati

Beban	Merata (Kg/m ²)
Dinding Bata Merah	250
Pelat Lantai	125
Tangga	125
Dak Atap	105

2.3.2. Beban Angin

Beban angin pada kolom yang digunakan sebesar 70 kg/m dengan meletakkan di setiap sisi luar bangunan.

2.3.3. Perhitungan Beban Gempa

a. Desain Seismik

Dengan menggunakan acuan SNI 1726:2019 (Badan Standarisasi Nasional, 2019) perhitungan dengan melihat spectra spectrum, sebagai berikut.

Seismic Zone :

Lokasi = Bekasi

Fungsi Bangunan = Gedung Perkantoran

Faktor Keutamaan (I_e) = II (1) (SNI 1726:2019 Tabel 4 Faktor Keutamaan Gempa)

Kelas Situs = SE (SNI 1726:2019 Tabel 5 Klasifikasi Situs)

S_s = 0.8368 (Kementrian PUPR, 2021)

S_1 = 0.3942 (Kementrian PUPR, 2021)

Sistem Struktur :

Sistem rangka baja dengan bresing konsentris khusus

R = 6 (SNI 1726:2019 Tabel 12 Faktor R , C_d , dan Ω_0)

Ω_0 = 2 (SNI 1726:2019 Tabel 12 Faktor R , C_d , dan Ω_0)

C_d = 5 (SNI 1726:2019 Tabel 12 Faktor R , C_d , dan Ω_0)

b. Penentuan Response Spektrum Gempa

Penentuan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v)

Tabel 2.3. Koefisien Situs (F_a)

Site Class	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$	$S_s \geq 1.5$
SA	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
SB	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
SC	1.30	1.30	1.20	1.20	1.20	1.20
SD	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00	1.00
SE	2.40	1.70	1.30	1.10	0.90	0.80
SF	SS ^(a)					

Dengan interpolasi maka didapatkan,

$$F_a = \frac{(0.8368 - 0.75)}{\left(\frac{1 - 0.75}{1.10 - 1.30}\right) + 1.3} = 1.231$$

Tabel 2.4. Koefisien Situs (F_y)

Site Class	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
SD	2.4	2.2	2	1.9	1.8	1.7
SE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2
SF	SS ^(a)					

Dengan interpolasi maka didapatkan,

$$F_v = \frac{(0.3942 - 0.3)}{\left(\frac{0.4 - 0.3}{2.4 - 2.8}\right) + 2.8} = 2.423$$

Penentuan S_{ms} dan S_{m1}

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{ms}) dan perioda 1 detik (S_{m1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut :

$$S_{ms} = F_a \times S_s = 1.231 \times 0.8368 = 1.030$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1 = 2.423 \times 0.3942 = 0.955$$

Perhitungan percepatan desain spektra

S_{ds} merupakan parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek dan S_{D1} merupakan parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik.

$$S_{ds} = (2/3) \times S_{ms} = (2/3) \times 1.030 = 0.686$$

$$S_{D1} = (2/3) \times S_{m1} = (2/3) \times 0.955 = 0.637$$

Menentukan kategori desain seismik

Tabel 2.5. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Value S_{DS}			Risk Category			
			I	II	III	IV
$S_{DS} <$	0.167		A	A	A	A
0.167	$\leq S_{DS} <$	0.330	B	B	B	C
0.330	$\leq S_{DS} <$	0.500	C	C	C	D
0.500	$\leq S_{DS}$		D	D	D	D

$$S_{DS} = 0.686 > 0.500$$

Dikarenakan nilai S_{DS} lebih besar dari 0.500, maka masuk dalam Kategori Desain Seismik D.

Tabel 2.6. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Value S_{D1}			Risk Category			
			I	II	III	IV
$S_{D1} <$	0.067		A	A	A	A
0.067	$\leq S_{D1} <$	0.133	B	B	B	B
0.133	$\leq S_{D1} <$	0.200	C	C	C	D
0.200	$\leq S_{D1}$		D	D	D	D

$$S_{D1} = 0.637 > 0.200$$

Dikarenakan nilai S_{D1} lebih besar dari 0.200, maka masuk dalam Kategori Desain Seismik D.

Estimation of Time Period

Tinggi total struktur = 18.70 m

Jumlah lantai struktur = 6 lantai

Tabel 2.7. Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:	C_t	x
Rangka Baja Pemikul Momen	0.0724	0.8
Rangka Beton Pemikul Momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Digunakan :

Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, dengan

$$C_t = 0.0731$$

$$x = 0.75$$

Didapatkan

	T_{a1}	T_{a2}	T_0	T_s	T_L
X dir	0.657	0.000	0.186	0.928	20
Y dir	0.657	0.000	0.186	0.928	20

Dengan :

$$T_{a1} = C_t * H_n^x$$

$$T_{a2} = 0.1N$$

$$T_0 = 0.2 * S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS}$$

Tabel 2.8. Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Cu used = 1.4

Dikarenakan nilai S_{D1} lebih besar dari 0.400, maka nilai Cu digunakan 1.4.
didapatkan :

Mode 1 :

$$TX_c = 0.65 \text{ s}$$

$$TX_a = \max X_{dir}(T_{a1}, T_{a2}, T_0) = 0.657$$

$$TX_{max} = Cu * TX_a = 1.4 * 0.657 = 0.9203 \text{ s}$$

$$TX_{used} = 0.65735 \text{ s}$$

$$k = ((T_{used}-0.5)+1)/2 = 1.07868$$

Mode 2 :

$$TY_c = 0.457 \text{ s}$$

$$TY_a = \max Y_{dir}(T_{a1}, T_{a2}, T_0) = 0.657$$

$$TY_{max} = Cu * TY_a = 1.4 * 0.657 = 0.9203 \text{ s}$$

$$TY_{used} = 0.65735 \text{ s}$$

$$k = ((T_{used}-0.5)+1)/2 = 1.07868$$

Perhitungan Cs

X direction

$$Cs = S_{Ds} * I_e / R = 0.686 * 1/6 = 0.1144$$

$T < T_L$

$$Cs = S_{D1} * I_e / R = 0.637 * 1/6 = 0.1061$$

$T > T_L$

$$Cs = S_{D1} * T_L * I_e / (TX^2 * R) = 0.637 * 20 * 1 / (0.9203^2 * 6) = 2.5063$$

$S_1 > 0.6g$

$$Cs = 0.5S_1 I_e / R = 0.5 * 0.3942 * 1/6 = 0.0329$$

$$Cs_{max} = S_{D1} * I_e / (R * TX_a) = 0.637 * 1 / (6 * 0.9203) = 0.1153$$

$$C_{S_{\min}} = 0.044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0.01 = 0.044 \times 0.686 \times 1 = 0.0302 \geq 0.01$$

$$C_{S_{\text{used}}} = 0.1061$$

Y direction

$$C_s = S_{DS} \times I_e / R = 0.686 \times 1 / 6 = 0.1144$$

$$T < T_L$$

$$C_s = S_{D1} \times I_e / R = 0.637 \times 1 / 6 = 0.1061$$

$$T > T_L$$

$$C_s = S_{D1} \cdot T_L \times I_e / (T Y^2 R) = 0.637 \times 20 \times 1 / (0.9203^2 \times 6) = 2.5063$$

$$S_1 > 0.6g$$

$$C_s = 0.5 S_1 I_e / R = 0.5 \times 0.3942 \times 1 / 6 = 0.0329$$

$$C_{S_{\max}} = S_{D1} \times I_e / (R \times T Y_a) = 0.637 \times 1 / (6 \times 0.9203) = 0.1153$$

$$C_{S_{\min}} = 0.044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0.01 = 0.044 \times 0.686 \times 1 = 0.0302 \geq 0.01$$

$$C_{S_{\text{used}}} = 0.1061$$

Perhitungan Gaya Geser

$$W_{\text{total}} = 3057.6959 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} V_x &= 0.1061 \times W \\ &= 0.1061 \times 3057.6959 \\ &= 324.5321 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= 0.1061 \times W \\ &= 0.1061 \times 3057.6959 \\ &= 324.5321 \text{ Ton} \end{aligned}$$

2.4. Load Combination

Untuk menghitung *load combination* dibutuhkan nilai S_{DS} dan faktor redundansi. Nilai S_{DS} sebesar 0.686 dan menentukan nilai ρ terdapat pada bagian 7.3.4. Redundansi. Dimana $\rho = 1.0$ untuk kategori desain seismic B atau C. Untuk kategori desain seismic D, faktor redundansi atau $\rho = 1.3$. Namun bila salah satu dari dua kondisi berikut dipenuhi maka nilai $\rho = 1.0$ diizinkan. Berdasarkan SNI 1726:2019, ada beberapa syarat untuk menentukan faktor redundansi sebagai berikut.

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 15;
- Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismic terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter pemikul gaya seismic yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

Maka digunakan faktor redundansi atau $\rho = 1.3$.

Load Combination – ASD

Tabel 2.9. *Load Combination ASD*

Name	Load Case / Combo						
	DEAD	SDL	LIVE	QX	QY	RL	WL
[ASD] 1. DL	1	1					
[ASD] 2. SERVICE	1	1	1				
[ASD] 3. SNEX1-1	1.10	1.10		0.91	0.273		
[ASD] 4. SNEX1-2	0.90	0.90		-0.91	0.273		
[ASD] 5. SNEX1-3	1.10	1.10		0.91	-0.273		
[ASD] 6. SNEX1-4	0.90	0.90		-0.91	-0.273		
[ASD] 7. SNEY1-1	1.10	1.10		0.273	0.91		
[ASD] 8. SNEY1-2	1.10	1.10		-0.273	0.91		
[ASD] 9. SNEY1-3	0.90	0.90		0.273	-0.91		
[ASD] 10. SNEY1-4	0.90	0.90		-0.273	-0.91		
[ASD] 11. SNEX2-1	1.07	1.07	0.75	0.683	0.205		
[ASD] 12. SNEX2-2	0.93	0.93	0.75	-0.683	0.205		
[ASD] 13. SNEX2-3	1.07	1.07	0.75	0.683	-0.205		
[ASD] 14. SNEX2-4	0.93	0.93	0.75	-0.683	-0.205		
[ASD] 15. SNEY2-1	1.07	1.07	0.75	0.205	0.683		
[ASD] 16. SNEY2-2	1.07	1.07	0.75	-0.205	0.683		
[ASD] 17. SNEY2-3	0.93	0.93	0.75	0.205	-0.683		
[ASD] 18. SNEY2-4	0.93	0.93	0.75	-0.205	-0.683		

Tabel 2.9. Load Combination ASD (Lanjutan)

Name	Load Case / Combo						
	DEAD	SDL	LIVE	QX	QY	RL	WL
[ASD] 19. SNEX3-1	0.5	0.5		0.91	0.273		
[ASD] 20. SNEX3-2	0.7	0.7		-0.91	0.273		
[ASD] 21. SNEX3-3	0.5	0.5		0.91	-0.273		
[ASD] 22. SNEX3-4	0.7	0.7		-0.91	-0.273		
[ASD] 23. SNEY3-1	0.8	0.8		0.273	0.91		
[ASD] 24. SNEY3-2	0.8	0.8		-0.273	0.91		
[ASD] 25. SNEY3-3	1	1		0.273	-0.91		
[ASD] 26. SNEY3-4	1	1		-0.273	-0.91		
[ASD] 27. RL 1	1	1				1	
[ASD] 28. RL 2	1	1	0.75			0.75	
[ASD] 29. WL	1	1					0.6
[ASD] 30. WL + RL	1	1	0.75			0.75	0.45
[ASD] 31. WL	0.6	0.6					0.6

Load Combination – LRFD

Tabel 2.10. Load Combination LRFD

Name	Load Case / Combo						
	DEAD	SDL	LIVE	QX	QY	RL	WL
[LRFD] 1. DL	1.4	1.4					
[LRFD] 2. ULTIMATE	1.2	1.2	1.6				
[LRFD] 3. NEX1-1	1.34	1.34	0.5	1.3	0.39		
[LRFD] 4. NEX1-2	1.06	1.06	0.5	-1.3	0.39		
[LRFD] 5. NEX1-3	1.34	1.34	0.5	1.3	-0.39		
[LRFD] 6. NEX1-4	1.06	1.06	0.5	-1.3	-0.39		
[LRFD] 7. NEY1-1	1.34	1.34	0.5	0.39	1.3		
[LRFD] 8. NEY1-2	1.34	1.34	0.5	-0.39	1.3		
[LRFD] 9. NEY1-3	1.06	1.06	0.5	0.39	-1.3		
[LRFD] 10. NEY1-4	1.06	1.06	0.5	-0.39	-1.3		
[LRFD] 11. NEX2-1	0.86	0.86		1.3	0.39		
[LRFD] 12. NEX2-2	0.94	0.94		-1.3	0.39		
[LRFD] 13. NEX2-3	0.86	0.86		1.3	-0.39		
[LRFD] 14. NEX2-4	0.94	0.94		-1.3	-0.39		
[LRFD] 15. NEY2-1	0.86	0.86		0.39	1.3		
[LRFD] 16. NEY2-2	0.86	0.86		-0.39	1.3		
[LRFD] 17. NEY2-3	0.94	0.94		0.39	-1.3		
[LRFD] 18. NEY2-4	0.94	0.94		-0.39	-1.3		
[LRFD] 19. RL	1.2	1.2	1.6			0.5	
[LRFD] 20. RL 2	1.2	1.2	0.5			1.6	
[LRFD] 21. RL + WL 1	1.2	1.2				1.6	0.5
[LRFD] 22. RL + WL 2	1.2	1.2	0.5			0.5	1
[LRFD] 23. WL	0.9	0.9					1

Keterangan

DEAD : Dead Load

SDL : Superimpose Load

LIVE : Live Load

QX : Seismic X Direction

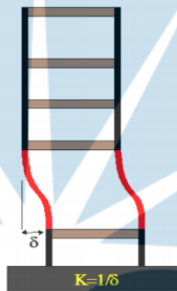
QY : Seismic Y Direction

RL : Roof Live Load

WL : Wind Load

2.5. Cek Stabilitas

2.5.1. Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

Gambar 2.13. Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

1.a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 2.11. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Story	V_x	δ_x	K	A/B	$A/((B+C+D)/3)$	Check			
	kN	m	Kn/m	%	%	Izin 70%	$A < 70\% B$	Izin 80%	$A < 60\% (avg)$
Roof	115.40	0.17	672.20	193%	193%	70%	OK	80%	OK
5	198.38	0.15	1299.98	163%	215%	70%	OK	80%	OK
4	260.51	0.12	2119.26	166%	258%	70%	OK	80%	OK
3	302.26	0.09	3516.66	210%	320%	70%	OK	80%	OK
2	324.53	0.04	7400.96	210%	263%	70%	OK	80%	OK
GF									

Ketidakberaturan kekakuan tidak ada karena disetiap tingkat kekakuan lateralnya tidak ada yang kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya dan tidak ada yang kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya

1.b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Tabel 2.12. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Story	V _x	δ _x	K	A/B	A/((B+C+D)/3)	Check			
	kN	m	Kn/m	%	%	Izin 60%	A<60%B	Izin 70%	A<70%(avg)
Roof	115.40	0.17	672.20	193%	193%	60%	OK	70%	OK
5	198.38	0.15	1299.98	163%	215%	60%	OK	70%	OK
4	260.51	0.12	2119.26	166%	258%	60%	OK	70%	OK
3	302.26	0.09	3516.66	210%	320%	60%	OK	70%	OK
2	324.53	0.04	7400.96	210%	263%	60%	OK	70%	OK
GF									

Ketidakberaturan kekakuan tidak ada karena disetiap tingkat kekakuan lateralnya tidak ada yang kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya dan tidak ada yang kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya

2. Ketidakberaturan Massa



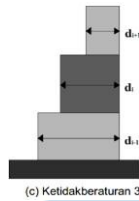
Gambar 2.14. Ketidakberaturan Massa

Tabel 2.13. Ketidakberaturan Massa

Story	W	W	W	Check	
	kN	% bawah	% atas	izin	B>150%A
Roof	5713.7	98%		150%	OK
5	5834.1	100%	102%	150%	OK
4	5860.4	99%	100%	150%	OK
3	5903.7	97%	101%	150%	OK
2	6071.1	100%	103%	150%	OK
GF					

Ketidakberturan massa tidak ada karena massa efektif di sebarang tingkat tidak ada yang melebihi dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal



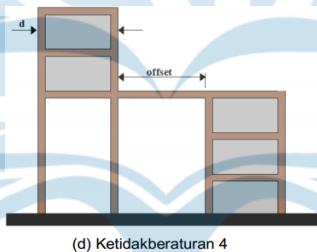
Gambar 2.15. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Tabel 2.14. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Story	X	Y	X	Y	izin	check		Langkah Perbaikan
	m	m	B/A %	%		x	y	
Roof	54	30			130%	OK	OK	-
5	54	30	100%	100%	130%	OK	OK	-
4	54	30	100%	100%	130%	OK	OK	-
3	54	30	100%	100%	130%	OK	OK	-
2	54	30	100%	100%	130%	OK	OK	-
GF	54	30	100%	100%				

Ketidakberaturan geometri vertikal tidak ada karena pemikul sistem gaya seismik di tiap tingkat kurang dari 130% dimensi horizontal tingkat di dekatnya.

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



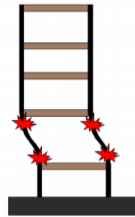
Gambar 2.16. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Tabel 2.15. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Story	L1	L	check	Langkah Perbaikan
	m	m		
Roof	3.6	3.6	OK	
5	3.6	3.6	OK	
4	3.6	3.6	OK	
3	3.6	3.6	OK	
2	4.3	4.3	OK	
GF				

Dikarenakan tidak adanya pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih dari panjang elemen tersebut maka tidak adanya ketidakberaturan akibat diskontinuitas.

5.a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat



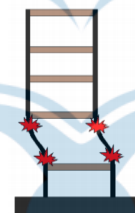
Gambar 2.17. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.16. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Story	Vx	A/B	izin	check	Langkah Perbaikan
	kN	%	%		
Roof	115.4	172%	80%	OK	
5	198.38	131%	80%	OK	
4	260.51	116%	80%	OK	
3	302.26	107%	80%	OK	
2	324.53	100%	80%	OK	
GF					

Dikarenakan kekuatan lateral tiap tingkat lebih besar dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya maka tidak ada ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas.

5.b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah berlebih Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat



(e) Ketidakberaturan 5a dan 5b

Gambar 2.17. Ketidakberaturan Tingkat Lemah berlebih Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

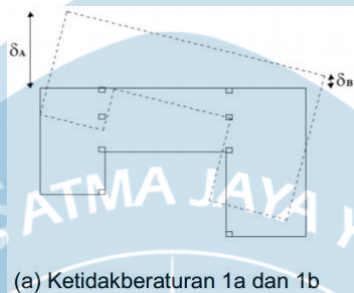
Tabel 2.17. Ketidakberaturan Tingkat Lemah berlebih Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Story	Vx	A/B	izin	check	Langkah Perbaikan
	kN	%	%		
Roof	115.4	172%	65%	OK	
5	198.38	131%	65%	OK	
4	260.51	116%	65%	OK	
3	302.26	107%	65%	OK	
2	324.53	100%	65%	OK	
GF					

Dikarenakan kekuatan lateral tiap tingkat lebih besar dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya maka tidak ada ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas.

2.5.2. Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

1.a. Ketidakberaturan Torsi

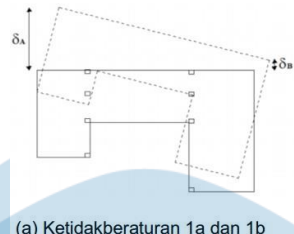


Gambar 2.18. Ketidakberaturan Torsi

Tabel 2.18. Ketidakberaturan Torsi

Direction X								
Story	Δ_{right}	Δ_{left}	$\Delta_{average}$	Δ_{max}	$1.2\Delta_{avg}$	check	Langkah Perbaikan	A_x
	mm	mm	mm	mm	mm			
Roof	7.278	7.28	10.918	10.918	13.102	OK		1
5	6.391	6.403	9.5925	9.5925	11.511	OK		1
4	5.093	5.14	7.663	7.663	9.1956	OK		1
3	3.659	3.669	5.4935	5.4935	6.5922	OK		1
2	2.09	2.07	3.125	3.125	3.75	OK		1
Direction Y								
Story	Δ_{right}	Δ_{left}	Δ_{avg}	Δ_{max}	$1.2\Delta_{avg}$	check	Langkah Perbaikan	A_x
	mm	mm	mm	mm	mm			
Roof	9.123	9.104	13.68	13.68	16.41	OK		1
5	7.888	7.877	11.83	11.83	14.1918	OK		1
4	6.192	6.187	9.286	9.286	11.1426	OK		1
3	4.3	4.288	6.444	6.444	7.7328	OK		1
2	2.19	2.196	3.288	3.288	3.9456	OK		1
Rasio								
Δ_x	Δ_y	Δ_{allow}						
1	1	1.2						
1	1	1.2						
1	1	1.2						
1	1	1.2						
1	1	1.2						

1.b. Ketidakberaturan Torsi Berlebih



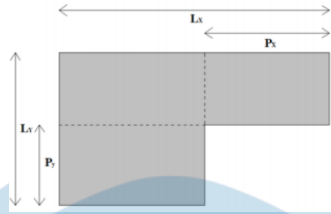
(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

Gambar 2.19. Ketidakberaturan Torsi Berlebih

Tabel 2.19. Ketidakberaturan Torsi Berlebih

Direction X								
Story	Δ_{right}	Δ_{left}	$\Delta_{average}$	Δ_{max}	$1.2\Delta_{avg}$	check	Langkah Perbaikan	Ax
	mm	mm	mm	mm	mm			
Roof	7.278	7.28	10.918	10.918	15.285	OK		1
5	6.391	6.403	9.5925	9.5925	13.43	OK		1
4	5.093	5.14	7.663	7.663	10.728	OK		1
3	3.659	3.669	5.4935	5.4935	7.6909	OK		1
2	2.09	2.07	3.125	3.125	4.375	OK		1
Direction Y								
Story	Δ_{right}	Δ_{left}	Δ_{avg}	Δ_{max}	$1.2\Delta_{avg}$	check	Langkah Perbaikan	Ax
	mm	mm	mm	mm	mm			
Roof	9.123	9.104	13.675	13.675	19.145	OK		1
5	7.888	7.877	11.8265	11.8265	16.5571	OK		1
4	6.192	6.187	9.2855	9.2855	12.9997	OK		1
3	4.3	4.288	6.444	6.444	9.0216	OK		1
2	2.19	2.196	3.288	3.288	4.6032	OK		1
Rasio								
Δ_x	Δ_y	Δ_{allow}						
1	1	1.4						
1	1	1.4						
1	1	1.4						
1	1	1.4						
1	1	1.4						

2. Ketidakberaturan sudut



Gambar 2.20. Ketidakberaturan Sudut

Tabel 2.20. Ketidakberaturan Sudut

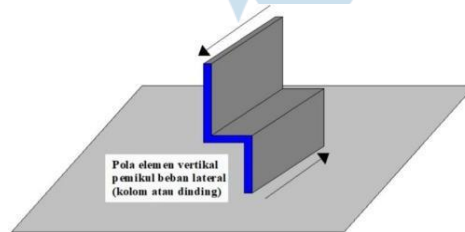
Story	Px	Lx	Py	Ly	Allowable		check		Langkah Perbaikan
	m	m	m	m	x (mm)	y (mm)	x	y	
Roof	0	54	0	30	8.1	4.5	OK	OK	
5	0	54	0	30	8.1	4.5	OK	OK	
4	0	54	0	30	8.1	4.5	OK	OK	
3	0	54	0	30	8.1	4.5	OK	OK	
2	0	54	0	30	8.1	4.5	OK	OK	

2. Ketidakberaturan discontinuitas diafragma

Tabel 2.21. Ketidakberaturan Discontinuitas Diafragma

Story	Aopening	Alantai	Allowable		check	
	m2	m2	50% A_{lantai}	$\Delta A_{l-1}\%$	50% A_{lantai}	$\Delta A_{l-1}\%$
Roof	144	1476	738	0%	OK	OK
5	144	1476	738	0%	OK	OK
4	144	1476	738	0%	OK	OK
3	144	1476	738	0%	OK	OK
2	144	1490.438				

3. Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang



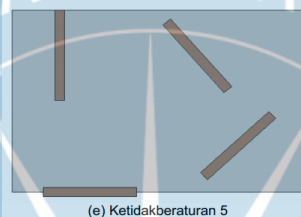
(d) Ketidakberaturan 4

Gambar 2.21. Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

Tabel 2.22. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Story	check	Langkah Perbaikan
Roof	OK	
5	OK	
4	OK	
3	OK	
2	OK	

5. Ketidakberaturan sistem nonparallel

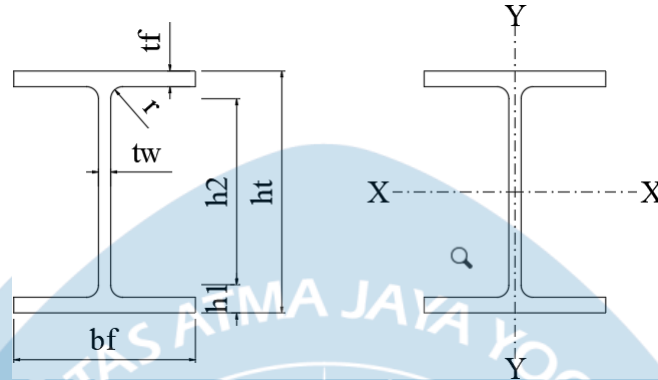


Gambar 2.22. Ketidakberaturan Sistem Nonparallel

Tabel 2.23. Ketidakberaturan sistem nonparallel

Story	check	Langkah Perbaikan
Roof	OK	
5	OK	
4	OK	
3	OK	
2	OK	

2.6. Cek Profil



Gambar 2.23. Detail Profil

Profil baja yang digunakan dalam bangunan sebagai berikut.

Tabel 2.24. Detail Profil

Profil	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	r (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	A (cm ²)
WF 125x125	125	125	9	6.5	10	19	87	21.9
WF 150x100	148	100	9	6	11	20.0	108.0	26.84
WF 150x150	150	150	10	7	11	21.0	108.0	40.14
WF 175x175	175	175	11	7.5	12	23.0	129.0	51.21
WF 200x100	200	100	8	5.5	11	19.0	162.0	27.16
WF 200x200	200	200	12	8	13	25.0	150.0	63.53
WF 250x125	200	125	9	6	12	324	21.0	208.0
WF 250x250	250	250	14	9	16	867	30.0	190.0
WF 300x150	300	150	9	6.5	13	481	22.0	256.0
WF 300x300	300	300	15	10	18	1360	33.0	234.0
WF 350x175	350	175	11	7	14	25.0	300.0	63.14
WF 350x350	350	350	19	12	20	39.0	272.0	173.90
WF 400x200	400	200	13	8	16	1190	29.0	342.0
WF 400x400	400	400	21	13	22	3330	43.0	314.0
WF 450x200	450	200	14	9	18	1490	32.0	386.0
WF 500x200	500	200	16	10	20	1910	36.0	428.0

Tabel 2.25. Detail Profil Momen dan Modulus

Profil	Geometrical Moment of inertia		Radius of Gyration of Area		Elastic Modulus of Section		Plastic Modulus of Section	
	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _x (cm)	I _y (cm)	S _x (cm ³)	S _y (cm ³)	Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)
WF 125x125	847	293	5.29	3.11	136	47.00	153.42	52.64
WF 150x100	1020	151	6.17	2.37	138	30.10	154.56	33.71
WF 150x150	1640	563	6.39	3.75	219	75.10	246.06	84.11
WF 175x175	2880	984	7.50	4.38	330	112.00	368.78	125.44
WF 200x100	1840	134	8.24	2.22	194	26.80	194.74	30.02
WF 200x200	4720	1600	8.62	5.02	472	160.00	525.48	179.20
WF 250x125	4050	294	10.40	2.79	324	47.00	366.06	52.64
WF 250x250	10800	3650	10.80	6.29	867	292.00	960.52	327.04
WF 300x150	7210	508	12.40	3.29	481	67.70	542.18	75.82
WF 300x300	20400	6750	13.10	7.51	1360	450.00	1501.09	504.00
WF 350x175	13600	984	14.70	3.95	775	112.00	868.18	125.44
WF 350x350	40300	13600	15.20	8.84	2300	776.00	2545.90	869.12
WF 400x200	23700	1740	16.80	4.54	1190	174.00	1326.57	194.88
WF 400x400	66600	22400	17.50	10.10	3330	1120.00	3671.97	1254.40
WF 450x200	33500	1870	18.60	4.40	1490	187.00	1678.79	209.44
WF 500x200	47800	2140	20.50	4.33	1910	214.00	2175.51	239.68

2.6.1. Cek Kelangsingan Profil

Pengecekan Kelangsingan Profil Baja dengan modulus elastisitas (E) 200.000 MPa dan (Fy) 240 MPa. Dengan menggunakan rumus batas kelangsingan pada sayap / flange

$$b/t_f \leq 0.56\sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.1.)$$

Untuk batas kelangsingan pada badan / web :

$$h/t_w \leq 1.49\sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.2.)$$

Dengan menggunakan persamaan 2.1. dan 2.2. dapat dihitung pengecekan kelangsingan pada WF 125x125 dimana h = 125 mm ; b = 125 mm; t_f = 9 mm; t_w = 6.5 mm; r = 10 mm

$$\text{Batas flange} = 0.56\sqrt{E/f_y} = 0.56\sqrt{200000/240} = 16.2$$

$$\text{Batas web} = 1.49\sqrt{E/f_y} = 1.49\sqrt{200000/240} = 43$$

$$b/t_f = \frac{1}{2} \times b/t_f = 6.9$$

$$h/t_w = \frac{h - 2 \times t_f - 2 \times r}{t_w} = 13.4$$

Karena $b/t_f \leq$ batas flange dan $h/t_w \leq$ batas web maka profil WF 125x125 tidak langsing pada flange maupun web.

Berikut tabel pengecekan kelangsingan profil baja pada semua profil yang digunakan pada pembangunan ini:

Tabel 2.26. Cek Kelangsingan Profil

Profil	Batas		b/t _f	h/t _w	Kelangsingan	
	Flange	Web			Flange	Web
WF 125x125	16.2	43.0	6.9	13.4	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 150x100	16.2	43.0	5.6	18.0	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 150x150	16.2	43.0	7.5	15.4	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 175x175	16.2	43.0	8.0	17.2	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 200x100	16.2	43.0	6.3	29.5	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 200x200	16.2	43.0	8.3	18.8	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 250x125	16.2	43.0	6.9	26.3	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 250x250	16.2	43.0	8.9	21.1	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 300x150	16.2	43.0	8.3	39.4	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 300x300	16.2	43.0	10.0	23.4	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 350x175	16.2	43.0	8.0	42.9	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 350x350	16.2	43.0	9.2	22.7	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 400x200	16.2	43.0	7.7	42.8	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 400x400	16.2	43.0	9.5	24.2	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 450x200	16.2	43.0	7.1	42.9	Tidak Langsing	Tidak Langsing
WF 500x200	16.2	43.0	6.3	42.8	Tidak Langsing	Tidak Langsing

2.6.2. Pengecekan Kekompakan Profil Baja

Dengan mencari rasio antara panjang dan ketebalan pada flange serta web;

Flange :

$$\lambda_f = b/t_f \dots\dots\dots(2.3)$$

Web :

$$\lambda_w = b/t_w \dots\dots\dots(2.4)$$

Batas plastis dengan non kompak pada flange dan web :

Flange :

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.5.)$$

Web :

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.6.)$$

Batas non kompak dengan langsing pada flange dan web :

Flange :

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.7.)$$

Web :

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.8.)$$

Ada beberapa syarat untuk mengetahui kekompakan profil sebagai berikut :

- a. Bila λ_f dan $\lambda_w < \lambda_p$, maka profil kompak / plastis sempurna
- b. Bila $\lambda_p < \lambda_f$ dan $\lambda_w < \lambda_r$, maka profil tidak kompak
- c. Bila λ_f dan $\lambda_w > \lambda_r$, maka profil langsing

Berikut contoh perhitungan pada profil WF 125x125 dalam pengecekan kekompakan :

WF 125x125 dimana $b = 125\text{mm}$; $h = 125\text{ mm}$; $t_f = 9\text{ mm}$; $t_w = 6.5\text{ mm}$; $r = 10\text{ mm}$.

Menghitung plastis profil;

Untuk flange :

$$\lambda_f = 0,5 \times \frac{b}{t_f} = 0,5 \times \frac{125}{9} = 6.94$$

Untuk web :

$$\lambda_w = \frac{h - 2 \times t_f - 2 \times r}{t_w} = \frac{125 - 2 \times 9 - 2 \times 10}{6.5} = 13.38$$

Menghitung batas plastis dengan non kompak;

Untuk flange :

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{200000} / 240 = 10.97$$

Untuk web :

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{200000} / 240 = 108.54$$

Menghitung batas non kompak dengan langsing;

Untuk flange :

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{200000} / 240 = 28.87$$

Untuk web :

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{200000} / 240 = 164.54$$

Sehingga dapat disimpulkan λ_f dan $\lambda_w < \lambda_p$, maka profil kompak / plastis sempurna untuk flange maupun web.

Berikut tabel pengecekan kekompakan pada profil :

Tabel 2.27. Cek Kekompakan Profil

Profil	λ_f	λ_w	Batas plastis non kompak		Batas non Kompak, langsing		Kekompakan	
			Flange	Web	Flange	Web	Flange	Web
WF 125x125	6.94	13.38	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 150x100	5.56	18.00	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 150x150	7.50	15.43	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 175x175	7.95	17.20	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 200x100	6.25	29.45	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 200x200	8.33	18.75	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 250x125	6.94	26.33	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 250x250	8.93	21.11	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 300x150	8.33	39.38	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 300x300	10.00	23.40	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak

Tabel 2.27. Cek Kekompakan Profil (Lanjutan)

Profil	λ_f	λ_w	Batas plastis non kompak		Batas non Kompak, langsing		Kekompakan	
			Flange	Web	Flange	Web	Flange	Web
WF 350x175	7.95	42.86	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 350x350	9.21	22.67	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 400x200	7.69	42.75	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 400x400	9.52	24.15	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 450x200	7.14	42.89	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak
WF 500x200	6.25	42.80	10.97	108.54	28.87	164.54	Kompak	Kompak

2.7. Pengecekan Daktail Profil

2.7.1. Element Tak Diperkaku

Untuk mengetahui daktail dari profil diperlukan rasio profil dengan menggunakan rumus b/t. Setelah mengetahui rasio dari profil dilakukan pengecekan pada batasan profil daktail tinggi dan sedang. Berikut rumus Batasan profil daktail tinggi dan sedang :

Daktail tinggi :

$$\lambda_{hd} = 0.32\sqrt{E}/f_y \dots\dots\dots (2.9.)$$

Daktail sedang :

$$\lambda_{md} = 0.40\sqrt{E}/f_y \dots\dots\dots (2.10.)$$

Sebagai contoh pada profil WF 125x125 dimana $h = 125 \text{ mm}$; $b = 125 \text{ mm}$; $t_w = 6.5 \text{ mm}$; $t_f = 9 \text{ mm}$.

Menghitung rasio profil

$$\frac{b}{t} = \frac{125}{9} = 13.89$$

Menghitung batasan profil daktail tinggi

$$\lambda_{hd} = 0.32\sqrt{200000}/240 = 9.24$$

Menghitung Batasan profil daktail rendah

$$\lambda_{md} = 0.40\sqrt{200000}/240 = 11.55$$

Sehingga didapat $b/t < \lambda_{hd}$, maka profil WF 125x125 adalah daktail tinggi.

Berikut tabel hasil pengecekan daktail profil yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.28.

Tabel 2.28. Cek Daktail Profil Elemen Tak Diperkaku

Profil	Rasio	Batasan		Daktail
		Tinggi	Sedang	
WF 125x125	7	9.24	11.55	Tinggi
WF 150x100	6	9.24	11.55	Tinggi
WF 150x150	8	9.24	11.55	Tinggi
WF 175x175	8	9.24	11.55	Tinggi
WF 200x100	6	9.24	11.55	Tinggi
WF 200x200	8	9.24	11.55	Tinggi
WF 250x125	8	9.24	11.55	Tinggi
WF 250x250	9	9.24	11.55	Tinggi
WF 300x150	8	9.24	11.55	Tinggi
WF 300x300	10	9.24	11.55	Sedang
WF 350x175	8	9.24	11.55	Tinggi
WF 350x350	9	9.24	11.55	Tinggi
WF 400x200	8	9.24	11.55	Tinggi
WF 400x400	10	9.24	11.55	Sedang
WF 450x200	7	9.24	11.55	Tinggi
WF 500x200	6	9.24	11.55	Tinggi

2.7.2. Elemen Diperkaku

Profil I yang digunakan untuk breis dalam bangunan dengan $R_y = 1,5$. Untuk mengetahui daktail dari profil untuk breis diagonal. diperlukan rasio profil dengan menggunakan rumus h/tw . Setelah mengetahui rasio dari profil dilakukan pengecekan pada batasan profil daktail tinggi dan sedang. Berikut rumus Batasan profil daktail tinggi dan sedang :

Batasan daktail tinggi :

$$\lambda_{hd} = 1.57\sqrt{E}/R_y F_y \dots\dots\dots (2.11.)$$

Daktail sedang :

$$\lambda_{md} = 1.57\sqrt{E}/R_y F_y \dots\dots\dots (2.12.)$$

Sebagai contoh pada profil WF 125x125 dimana h = 125 mm; b = 125 mm; tw = 6.5 mm; tf = 9 mm.

Mengetahui rasio profil :

$$\frac{h}{tw} = \frac{87}{6.5} = 13$$

Mengetahui batasan profil daktail tinggi

$$\lambda_{hd} = 1.57\sqrt{200000}/1.5 \times 240 = 37.01$$

Mengetahui Batasan profil daktail rendah

$$\lambda_{md} = 1.57\sqrt{200000}/1.5 \times 240 = 37.01$$

Sehingga didapat b/t < λhd, maka profil WF 125x125 adalah daktail tinggi.

Berikut tabel hasil pengecekan daktail profil yang digunakan terdapat pada tabel 2.32.

Tabel 2.29. Cek Daktail Profil Elemen Diperkaku

Profil	Rasio	Batasan		Daktail
		Tinggi	Sedang	
WF 125x125	13	37.01	37.01	Tinggi
WF 150x100	18	37.01	37.01	Tinggi
WF 150x150	15	37.01	37.01	Tinggi
WF 175x175	17	37.01	37.01	Tinggi
WF 200x100	29	37.01	37.01	Tinggi
WF 200x200	19	37.01	37.01	Tinggi
WF 250x125	35	37.01	37.01	Tinggi
WF 250x250	21	37.01	37.01	Tinggi

Tabel 2.29. Cek Daktail Profil Elemen Diperkaku (Lanjutan)

Profil	Rasio	Batasan		Daktail
		Tinggi	Sedang	
WF 300x150	39	37.01	37.01	-
WF 300x300	23	37.01	37.01	Tinggi
WF 350x175	43	37.01	37.01	-
WF 350x350	23	37.01	37.01	Tinggi
WF 400x200	43	9.24	11.55	-
WF 400x400	24	9.24	11.55	Tinggi
WF 450x200	43	9.24	11.55	-
WF 500x200	43	9.24	11.55	-

2.7.3. Kuat Rencana

a. Gaya Tekan

Kuat rencana profil atau gaya aksial pada profil dapat dicari dengan mengetahui jenis profil antara tekuk elastis dan tidak elastis.

Tekuk Elastis,

$$KL/r \geq 4.71\sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.13.)$$

Tekuk tidak Elastis

$$KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots (2.14.)$$

Setelah mengetahui jenis profil, dapat dicari tegangan kritis profil, dimana rumus tegangan kritis sebagai berikut

Bila profil tekuk elastis,

$$f_{cr} = 0.877 \times f_e \dots\dots\dots (2.15.)$$

Bila profil tekuk tidak elastis

$$f_{cr} = 0.658 \frac{f_y}{f_e} \times f_y \dots\dots\dots (2.16.)$$

Perhitungan tegangan tekuk euler sebagai berikut

$$f_e = \pi^2 \times \frac{E}{KL/r} \dots\dots\dots (2.17.)$$

Dengan mengetahui tegangan kritis, rumus kekuatan tekan aksial sebagai berikut

$$\phi_c P_n = 0.9 \times f_{cr} \times A_g \dots\dots\dots(2.18.)$$

Untuk kekuatan aksial perlu (P_u) sebagai berikut

$$P_u = f_{cr} \times A_g \dots\dots\dots(2.19.)$$

b. Gaya Geser

Gaya geser pada profil baja memiliki batas geser dengan rumus rasio panjang dan ketebalan badan profil :

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \dots\dots\dots(2.20.)$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} \dots\dots\dots(2.21.)$$

Bila rasio profil \leq batas geser, maka gaya geser dapat dicari :

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w \dots\dots\dots(2.22.)$$

c. Momen Plastis

Untuk mencari momen plastis pada suatu profil perlu mengetahui kekompakan profil tersebut. Bila profil tersebut kompak, maka dapat dicari momen plastis profil. Pengecekan kekompakan profil ada pada tabel 2.26. Setelah mengetahui profil tersebut kompak, dapat menggunakan rumus momen plastis sebagai berikut :

$$M_c = \phi_c \times Z \times F_y \dots\dots\dots(2.23.)$$

d. Perhitungan Kuat Rencana Tiap Profil

Profil WF 125x125

Perhitungan batas tekuk elastis :

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan

sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24. pada *radius of gyration of area*. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600 / 3.11 \times 10 = 75.2$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{75.2^2} = 348.67$$

$$f_{cr} = 0.658^{348.67} \times 200000 = 179.9 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 179.9 \times 3031 = 545353.2 \text{ N} = 545.3532 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 179.9 \times 3031 = 490187.8 \text{ N} = 490.1878 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{125 - 2 \times 9 - 2 \times 10}{6.5} = 13.38$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 125 \times 6.5 = 600 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 77.8 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.
Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24 .

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{87.6}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 18.92 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{29.9}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 6.46 \text{ kNm}$$

Profil WF 150x100

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada *radius of gyration of area*. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/2.37 \times 10 = 98.7$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{98.7} = 202.49$$

$$f_{cr} = 0.658^{\frac{200000}{202.49}} \times 200000 = 146.137 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 146.137 \times 26.84 = 392231.7 \text{ N} = 392.2317 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 146.137 \times 26.84 = 3530008.6 \text{ N} = 353.0086 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{148 - 2 \times 9 - 2 \times 11}{6} = 18$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 148 \times 6 = 888 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 115.1 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{154.56}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 33.38 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{33.71}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 7.28 \text{ kNm}$$

Profil WF 150x150

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/3.75 \times 10 = 62.4$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{62.4} = 506.94$$

$$f_{cr} = 0.658^{506.96} \times 200000 = 196.8588 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 196.8588 \times 30.14 = 790191.4 \text{ N} = 790.1914 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 196.8588 \times 30.14 = 711172.3 \text{ N} = 711.1723 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{150 - 2 \times 10 - 2 \times 11}{7} = 15.43$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 150 \times 7 = 1050 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 136.1 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{246.06}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 53.15 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{84.11}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 18.17 \text{ kNm}$$

Pada profil WF 175x175

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600 / 4.38 \times 10 = 53.4$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{53.4^2} = 691.59$$

$$f_{cr} = 0.658^{691.59} \times 200000 = 207.5537 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 207.5537 \times 51.21 = 1062882.5 \text{ N} = 1062.8825 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 207.5537 \times 51.21 = 956594.2 \text{ N} = 956.5942 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{175 - 2 \times 11 - 2 \times 12}{7.5} = 17.2$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 175 \times 7.5 = 1312.5 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 170.1 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.
Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{368.78}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 79.66 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{125.44}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 27.1 \text{ kNm}$$

Profil WF 200x100

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/2.22 \times 10 = 105.4$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{105.4} = 177.67$$

$$f_{cr} = 0.658^{\frac{200000}{177.67}} \times 200000 = 136.352 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 136.352 \times 27.61 = 370332.1 \text{ N} = 370.3321 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 136.352 \times 27.61 = 333298.9 \text{ N} = 333298.9 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{200 - 2 \times 8 - 2 \times 11}{5.5} = 29.45$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 200 \times 5.5 = 1100 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 142.6 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{194.74}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 42.06 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{30.02}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 6.48 \text{ kNm}$$

Profil WF 200x200

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/5.02 \times 10 = 46.6$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{46.6} = 908.46$$

$$f_{cr} = 0.658^{908.46} \times 200000 = 214.8768 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 214.8768 \times 63.53 = 1365112.3 \text{ N} = 1365.1123 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 214.8768 \times 63.53 = 1228601.03 \text{ N} = 1228.601 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{200 - 2 \times 12 - 2 \times 13}{8} = 18.75$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = 200 \times 8$$

$$A_w = 125 \times 6.5 = 1600 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 207.4 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{525.48}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 113.5 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{179.2}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 38.71 \text{ kNm}$$

Profil WF 250x125

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600 / 2.79 \times 10 = 83.9$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{83.9^2} = 280.61$$

$$f_{cr} = 0.658^{280.61} \times 200000 = 167.7818 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 167.7818 \times 37.66 = 631866.1 \text{ N} = 631.8661 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 167.7818 \times 37.66 = 578679.5 \text{ N} = 568.6795 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{250 - 2 \times 9 - 2 \times 12}{6} = 26.33$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 250 \times 6 = 1200 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 155.5 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.
Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{366.06}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 79.07 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{52.64}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 11.37 \text{ kNm}$$

Profil WF 250x250

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/6.29 \times 10 = 37.2$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{37.2} = 1426.26$$

$$f_{cr} = 0.658^{\frac{200000}{1426.26}} \times 200000 = 223.6782 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 223.6782 \times 92.18 = 2061866.1 \text{ N} = 2061.8661 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 223.6782 \times 92.18 = 1855679.4 \text{ N} = 1855.6794 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{250 - 2 \times 14 - 2 \times 16}{9} = 21.11$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 250 \times 9 = 2250 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 291.6 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{960.52}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 207.47 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{327.04}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 70.64 \text{ kNm}$$

Profil WF 300x150

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/3.29 \times 10 = 71.1$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{71.1} = 390.20$$

$$f_{cr} = 0.658^{390.20} \times 200000 = 185.5275 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 185.5275 \times 46.78 = 867897.6 \text{ N} = 867.8976 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 185.5275 \times 46.78 = 781107.8 \text{ N} = 781.1078 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \times 9 - 2 \times 13}{6.5} = 39.38$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 300 \times 6.5 = 1950 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 252.7 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{542.18}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 117.11 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{75.82}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 16.38 \text{ Nm}$$

Profil WF 300x300

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600 / 7.51 \times 10 = 31.2$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{31.2^2} = 2033.19$$

$$f_{cr} = 0.658^{2033.19} \times 200000 = 228.4307 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 228.4307 \times 119.8 = 2736599.5 \text{ N} = 2736.5995 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 228.4307 \times 119.8 = 2462939.5 \text{ N} = 2462.9395 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \times 15 - 2 \times 18}{10} = 23.4$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 300 \times 10 = 3000 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 388.8 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240$ MPa. $E = 200.000$ MPa. Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{1501.09}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 324.24 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{504}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 108.86 \text{ kNm}$$

Profil WF 350x175

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/3.95 \times 10 = 59.2$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{59.2} = 562.46$$

$$f_{cr} = 0.658^{\frac{200000}{562.46}} \times 200000 = 200.7469 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 200.7469 \times 63.14 = 1267516.01 \text{ N} = 1267.516 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 200.7469 \times 63.14 = 1140764.4 \text{ N} = 1140.7644 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{350 - 2 \times 11 - 2 \times 14}{7} = 42.86$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 350 \times 7 = 2450 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 317.5 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{868.18}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 187.53 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{125.44}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 27.1 \text{ kNm}$$

Profil WF 350x350

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/8.84 \times 10 = 26.5$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{26.5} = 2817.10$$

$$f_{cr} = 0.658^{200000/2817.10} \times 200000 = 231.5929 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 231.5929 \times 173.9 = 4027400.1 \text{ N} = 4027.4001 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 231.5929 \times 173.9 = 3624660.1 \text{ N} = 3624.6601 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{350 - 2 \times 19 - 2 \times 20}{12} = 22.67$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/t_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 350 \times 12 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 544.3 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{2545.9}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 549.91 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{869.12}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 187.73 \text{ kNm}$$

Profil WF 400x200

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24. pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/4.54 \times 10 = 51.5$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{51.5^2} = 743.04$$

$$f_{cr} = 0.658^{200000/743.04} \times 200000 = 209.6517 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 209.6517 \times 84.1 = 1763170.6 \text{ N} = 1763.1706 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 209.6517 \times 84.1 = 1586853.5 \text{ N} = 1586.8535 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 13 - 2 \times 16}{8} = 42.75$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 400 \times 8 = 3200 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 414.7 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{1326.57}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 286.54 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{194.88}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 42.09 \text{ kNm}$$

Profil WF 400x400

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/10.1 \times 10 = 23.2$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{23.2} = 3677.40$$

$$f_{cr} = 0.658^{\frac{200000}{3677.40}} \times 200000 = 233.5329 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 233.5329 \times 218.7 = 5107363.96 \text{ N} = 5107.364 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 233.5329 \times 218.7 = 4596627.6 \text{ N} = 4596.6276 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 21 - 2 \times 2}{13} = 24.15$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 400 \times 13 = 5200 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 673.9 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{3671.97}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 793.15 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{1254.4}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 270.95 \text{ kNm}$$

Profil WF 450x200

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (L_c) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit $K = 0.65$. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/4.4 \times 10 = 53.2$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{53.2} = 697.92$$

$$f_{cr} = 0.658 \sqrt{200000 \times 697.92} = 207.8273 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (P_u) :

$$P_u = 207.8273 \times 96.8 = 2011768.4 \text{ N} = 2011.7684 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 207.8273 \times 96.8 = 1810591.6 \text{ N} = 1810.5916 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{450 - 2 \times 14 - 2 \times 18}{9} = 42.89$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/t_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 450 \times 9 = 4050 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 524.9 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{1678.79}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 362.62 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{209.44}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 45.24 \text{ kNm}$$

Profil WF 500x200

Perhitungan batas tekuk elastis

$$4.71\sqrt{E/f_y} = 4.71\sqrt{200000/240} = 136$$

Dimana bentang panjang profil (Lc) 3600 mm dan K dapat dilihat dari sendi pada kolom, bila sendi-sendi = 1, jepit sendi = 0.8 dan jepit-jepit = 0.65 sehingga kolom yang digunakan sendi jepit-jepit K = 0.65. Untuk nilai r dapat dilihat dari tabel 2.24 pada radius of gyration of area. Batas tekuk pada profil WF 125x125 :

$$KL/r = 0.65 \times 3600/4.33 \times 10 = 54$$

Bila $KL/r < 4.71\sqrt{E/f_y}$, maka profil tersebut tekuk tidak elastis. Sehingga profil WF 125x125 merupakan profil tekuk tidak elastis. Sehingga tegangan kritis :

Tegangan tekuk Euler

$$f_e = \pi^2 \times \frac{200000}{54} = 675.89$$

$$f_{cr} = 0.658^{675.89} \times 200000 = 206.8546 \text{ MPa}$$

Sehingga, gaya aksial (Pu) :

$$P_u = 206.8546 \times 114.2 = 2362279.8 \text{ N} = 2362.2798 \text{ kN}$$

dan kekuatan tekan aksial nominal (Pn) :

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 206.8546 \times 114.2 = 2126051.8 \text{ N} = 2126.0518 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{500 - 2 \times 16 - 2 \times 20}{10} = 42.8$$

Untuk batas geser setiap profil :

$$2.24\sqrt{E/f_y} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{240}} = 64.66$$

Rasio profil \leq batas geser, sehingga dapat di cari gaya geser :

$$A_w = h \times t_w$$

$$A_w = 500 \times 10 = 5000 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times f_y \times A_w$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600$$

$$\phi V_n = 648 \text{ kN}$$

Perhitungan Momen Plastis

Jenis baja yang digunakan adalah BJ 37, sehingga $F_y = 240 \text{ MPa}$. $E = 200.000 \text{ MPa}$.

Untuk nilai Z_x dapat dilihat pada tabel 2.24.

Untuk arah X :

$$M_c = \phi_c \times Z_x \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{2175.51}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 469.91 \text{ kNm}$$

Untuk arah y :

$$M_c = \phi_c \times Z_y \times F_y$$

$$M_c = 0.9 \times \frac{239.68}{10^6} \times \frac{240}{1000}$$

$$M_c = 51.77 \text{ kNm}$$

Untuk mempermudah pembacaan kuat rencana profil, berikut tabel kuat rencana pada profil yang digunakan :

Tabel 2.30. Momen Plastis Profil

Profil	Gaya Aksial		Gaya Geser	Momen Plastis	
	P_u (kN)	$\phi_c P_n$ (kN)	ϕV_n (kN)	M_{cx} (kNm)	M_{cy} (kNm)
WF 125x125	545.3532	490.8178	105.3	33.14	11.37
WF 150x100	392.23174	353.0086	115.1	33.38	7.28
WF 150x150	790.19141	711.1723	136.1	53.15	18.17
WF 175x175	1062.8825	956.5942	170.1	79.66	27.10
WF 200x100	370.33212	333.2989	142.6	42.06	6.48
WF 200x200	1365.1123	1228.6010	207.4	113.50	38.71
WF 250x125	631.8661	568.6795	155.5	79.07	11.37
WF 250x250	2061.8661	1855.6794	291.6	207.47	70.64
WF 300x150	867.89755	781.1078	252.7	117.11	16.38
WF 300x300	2736.5995	2462.9395	388.8	324.24	108.86

Tabel 2.30. Momen Plastis Profil (Lanjutan)

Profil	Gaya Aksial		Gaya Geser	Momen Plastis	
	Pu (kN)	$\phi_c P_n$ (kN)	ϕV_n (kN)	Mcx (kNm)	Mcy (kNm)
WF 350x175	1267.516	1140.7644	317.5	187.53	27.10
WF 350x350	4027.4001	3624.6601	544.3	549.91	187.73
WF 400x200	1763.1706	1586.8535	414.7	286.54	42.09
WF 400x400	5107.364	4596.6276	673.9	793.15	270.95
WF 450x200	2011.7684	1810.5916	524.9	362.62	45.24
WF 500x200	2362.2798	2126.0518	648.0	469.91	51.77

2.7.4. Cek Lentur Profil Baja

Selanjutnya mencari kelenturan profil dengan persamaan sebagai berikut

$$P_y = R_y \times F_y \times A_g \dots\dots\dots (2.24.)$$

Lalu, memperhitungkan Ca

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \dots\dots\dots (2.25.)$$

Setelah itu, mencari batasan kelenturan yang terdiri dari batasan daktail tinggi dan daktail sedang.

Untuk batasan daktal tinggi terdiri dua macam yaitu :

Bila $C_a \leq 0.114$:

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a) \dots\dots\dots (2.26.)$$

Bila $C_a > 0.114$ terdiri 2 perhitungan :

$$0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \dots\dots\dots (2.27.)$$

$$\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \dots\dots\dots (2.28.)$$

Untuk batasan daktail sedang terdiri syarat sebagai berikut :

Bila $C_a \leq 0.114$:

$$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a) \dots\dots\dots(2.29.)$$

Bila $C_a > 0.114$ terdiri 2 perhitungan :

$$1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a) \dots\dots\dots(2.30.)$$

$$\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \dots\dots\dots(2.31.)$$

Contoh pengecekan kelenturan profil WF 125x125 sebagai berikut

$$P_y = R_y \times F_y \times A_g$$

$$P_y = 1.5 \times 240 \times 3031$$

$$P_y = 1091160 \text{ N} = 1091,16 \text{ kN}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$$

$$C_a = \frac{545.3532}{0.9 \times 1091,16} = 0.6$$

Perhitungan batasan daktail tinggi dan rendah

Karena $C_a > 0.114$, maka batasan daktail tinggi sebagai berikut

Perhitungan pertama :

$$\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 1.29 \sqrt{\frac{200000}{1.5 \times 240}} (2.12 - 0.6)$$

$$\lambda_{hd} = 44.07$$

Perhitungan kedua :

$$\lambda_{hd} = 1.57\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 1.57\sqrt{\frac{200000}{1.5 \times 240}}$$

$$\lambda_{hd} = 55.51$$

Perhitungan kedua lebih besar dari pada perhitungan pertama, maka digunakan perhitungan kedua sebagai batasan daktil tinggi sebesar 55.51 pada profil WF 125x125.

Untuk batasan daktil sedang dimana $C_a > 0,114$ sehingga perhitungan batasan daktil sedang sebagai berikut

Perhitungan pertama :

$$\lambda_{md} = 1.29\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$$

$$\lambda_{md} = 1.29\sqrt{\frac{200000}{1.5 \times 240}} (2.12 - 0.6)$$

$$\lambda_{md} = 47.51$$

Perhitungan kedua :

$$\lambda_{md} = 1.57\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{md} = 1.57\sqrt{\frac{200000}{1.5 \times 240}}$$

$$\lambda_{md} = 55.51$$

Perhitungan kedua lebih besar dari pada perhitungan pertama, maka digunakan perhitungan kedua sebagai batasan daktil tinggi sebesar 55.51 pada profil WF 125x125

Dengan melihat rasio (h/t_w) profil bernilai 13 yang sudah diperhitungkan pada tabel 2.28. Lalu, dibandingkan dengan batasan daktil tinggi dan rendah. Rasio profil lebih kecil dari batasan daktil tinggi, sehingga profil tersebut adalah daktil tinggi.

Berikut tabel pengecekan kelenturan profil yang digunakan :

Tabel 2.31. Cek Lentur Profil

Profil	Rasio	Py	Ca	Daktail Tinggi (λ_{hd})	Daktail Sedang (λ_{md})	Keterangan
WF 125x125	13	1091	0.6	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 150x100	18	966	0.5	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 150x150	15	1445	0.6	55.51	56.81	Daktail tinggi
WF 175x175	17	1844	0.6	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 200x100	29	978	0.4	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 200x200	19	2287	0.7	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 250x125	35	1356	0.5	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 250x250	21	3318	0.7	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 300x150	39	1684	0.6	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 300x300	23	4313	0.7	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 350x175	43	2273	0.6	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 350x350	23	6260	0.7	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 400x200	43	3028	0.6	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 400x400	24	7873	0.7	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 450x200	43	3485	0.6	55.51	55.51	Daktail tinggi
WF 500x200	43	4111	0.6	55.51	55.51	Daktail tinggi

2.8. Rasio

Rasio adalah perbandingan antara gaya aksial dan momen ultimate dengan kapasitas gaya aksial dan kapasitas momen untuk mengetahui apakah profil dapat menahan gaya yang terjadi pada profil serta memenuhi syarat. Rumus dari perhitungan ratio sebagai berikut

Bila $\frac{P_u}{\phi P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{cy}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (2.32.)$$

Bila $\frac{P_u}{\phi P_c} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{cy}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (2.33.)$$

Sebagai contoh pada profil H350x350x12x19 sesuai dengan data pada ETABS sebagai berikut

Kapasitas aksial = 2555.555 kN

Momen mayor = 550.79 kN/m

Momen minor = 254.66 kN/m

Gaya aksial ultimate = 1933.56 kN

Momen mayor ultimate = 0.6435 kN/m

Momen minor ultimate = 0.3567 kN/m

Ratio yang didapat pada ETABS = 0.759

$$\frac{P_u}{\phi P_c} = \frac{1933.56}{2555.555} = 0.757$$

Karena $\frac{P_u}{\phi P_c} > 0.2$, sehingga ratio :

$$\frac{P_u}{\phi P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1933.56}{2555.555} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.6435}{550.79} + \frac{0.3567}{254.66} \right) = 0.759 \leq 1$$

Dapat disimpulkan bahwa profil aman digunakan.

Untuk menyederhanakan perhitungan, maka dibuat dalam bentuk tabel sebagai berikut.

Tabel 2.32. Ratio Kolom

Kolom	Kapasitas			Ultimate			Ratio ETABS	Ratio Manual	Keterangan (Ratio < 1)
	P	Mcx	Mcy	P	Mux	Muy			
H 350x350	2555.555	550.79	254.66	1933.56	0.6435	0.3567	0.759	0.759	Aman
H 300x300	2363.89	325.53	147.92	1474.82	0.745	1.079	0.63	0.632	Aman
H 250x250	1758.56	208.29	95.94	1045.22	0.717	1.066	0.607	0.607	Aman
H 200x200	976.44	91.55	42.00	741.380	1.810	0.199	0.781	0.781	Aman
H 175x175	291.47	79.96	37.06	79.180	27.210	1.596	0.612	0.612	Aman

Tabel 2.33. Ratio Balok

Balok	Kapasitas			Ultimate			Ratio ETABS	Ratio Manual	Keterangan (Ratio < 1)
	P	Mcx	Mcy	P	Mux	Muy			
W 500x200	2200.19	471.40	72.43	1.1232	211.25	0.0294	0.787	0.449	Aman
W 450x200	1872.16	364.70	62.94	0.4608	293.52	0.004	0.805	0.805	Aman
W 400x200	1638.99	287.89	57.89	8.29	170.05	0.0236	0.815	0.594	Aman
W 350x175	480.42	139.35	37.54	0.22	65.042	0	0.843	0.467	Aman
W 300x150	403.51	91.80	22.74	2.399	62.3	0	0.795	0.682	Aman
W 250x125	157.04	42.98	15.82	0.3334	34.486	0	0.802	0.803	Aman
W 200x100	478.13	45.57	9.08	0.0275	4.8797	0	0.894	0.107	Aman
W 148x100	370.52	34.13	10.12	1.0579	26.93	0	0.791	0.791	Aman

Tabel 2.34. Ratio B्रेसing

Kolom	Kapasitas			Ultimate			Ratio ETABS	Ratio Manual	Keterangan (Ratio < 1)
	P	Mcx	Mcy	P	Mux	Muy			
H 175x175	534.5	79.96	37.055	333.779	1.0427	0	0.636	0.636	Aman
H 150x150	319.228	53.37	24.8	236.975	0.8175	0	0.756	0.756	Aman

Berdasarkan perhingan dari aplikasi ETABS, didapat berat baja yang dibutuhkan seperti pada Tabel 2.35.

Tabel 2.35. Total Berat Profil Baja

Profil	Jenis	Berat (Ton)
H 150X150X7X10	Brace	21.3
H 175X175X7.5X11	Column	2.9
H 175X175X7.5X11	Brace	19.4
H 200X200X8X12	Column	23.1
H 250X250X9X14	Column	18.6
H 300X300X10X15	Column	22.8
H 350X350X12X19	Column	52.4
WF148X100X6X9	Beam	0.8
WF200X100X5.5X8	Beam	10.1
WF250X125X6X9	Beam	5.4

Tabel 2.35 Total Berat Profil Baja (Lanjutan)

Profil	Jenis	Berat (Ton)
WF300X150X6.5X9	Beam	26.8
WF350X175X7X11	Beam	143.0
WF400X200X8X13	Beam	56.9
WF450X200X9X14	Beam	36.3
WF500X200X10X16	Beam	1.5

2.9. Sambungan

2.9.1. Sambungan Base Plate Kolom

Sambungan base plate dengan kolom menggunakan sambungan *Full Welding* base plate E70XX. Sambungan *Full Welding* adalah sambungan las pada seluruh keliling base plate. Menurut AISC Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition (American Institute of Steel Construction, 2006), ada beberapa kategori untuk desain base plate sebagai berikut

- Kategori 1 bila $A_2 = A_1$
- Kategori 2 bila $A_2 \geq 4A_1$
- Kategori 3 bila $A_1 < A_2 < 4A_1$

Untuk mencari nilai A_1 dan A_2 dapat mengikuti Langkah-langkah sebagai berikut :

- Perhitungan kekuatan las untuk setiap profil dibutuhkan gaya aksial profil yang ada pada tabel 2.30.
- Selanjutnya, menghitung luas area dan optimasi dimensi base plate sebagai berikut

Luas area

$$A_{1(\text{req})} = \frac{P_u}{2 \times \phi f'_c}, \phi = 0.65 \text{ (LRFD)} \dots \dots \dots (2.34.)$$

Optimasi dimensi base plate

$$N \approx \sqrt{A_{1(\text{req})}} + \Delta \dots \dots \dots (2.35.)$$

Dimana $\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_F}{2}$

- Mencari nilai B dan N

$$B = \frac{A_{1(\text{req})}}{N} \dots \dots \dots (2.36.)$$

4. Setelah mendapatkan nilai B dan N, A₁ dapat dihitung dengan rumus :

$$A_1 = B \times N \dots\dots\dots (2.37.)$$

5. Selanjutnya menghitung A₂ sebagai berikut :

$$N_2 = N_1 + T_{pedestal} \dots\dots\dots (2.38.)$$

$$B_2 = \frac{B}{N} \times N_2 \dots\dots\dots (2.39.)$$

$$A_2 = N_2 \times B_2 \dots\dots\dots (2.40.)$$

Dimana T_{pedestal} dapat menggunakan ukuran 25 - 30 mm dan N₁ didapat dari asumsi.

6. Menghitung φP_p dimana P_u ≤ φP_p

$$\phi P_p = \phi 0.85 f_c A_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \dots\dots\dots (2.41.)$$

Dimana φ = 0.65 (LRFD)

Kolom H 350x350

Sebagai contoh pada lantai dasar menggunakan kolom H 350x350 dengan perhitungan base plate yang digunakan sebagai berikut

Kolom H 350x350 memiliki gaya aksial (P_u) sebesar 2581.19 kN dan f_y = 240 MPa.

Sehingga base plate area yang dibutuhkan :

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2 \times \phi f_c} = \frac{2581.19 \times 1000}{2 \times 0.65 \times 25} = 93436.9 \text{ mm}^2 = 0.09344 \text{ m}^2$$

Selanjutnya, optimasi dimensi minimum base plate :

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{0.95 \times 350 - 0.8 \times 350}{2} = 26.25 \text{ mm}$$

$$N_{minimum} \approx \sqrt{93436.9} + 26.25 = 332 \text{ mm}$$

$$B_{minimum} = \frac{93436.9}{570} = 164 \text{ mm}$$

Sehingga, dapat diasumsi nilai N₁ dan B₁ sebesar 570 mm.

Nilai A_1 :

$$A_1 = 570 \times 570 = 324900 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya, menghitung A_2

$$N_2 = N_1 + T_{\text{pedestal}}$$

$$N_2 = 570 + 25 \times 2$$

$$N_2 = 620 \text{ mm}$$

Ratio $B/N = 1$ karena base plate berbentuk persegi, sehingga $B_2 = 620 \text{ mm}$.

$$A_2 = 620 \times 620 = 384400 \text{ mm}^2$$

Nilai A_1 dan A_2 tidak memiliki nilai yang sama dan tidak termasuk kategori 1. Sehingga, harus mencari nilai $4A_1 = 4 \times 324900 = 1299600 \text{ mm}^2$ dan didapat kategori 3 karena $A_1 < A_2 < 4A_1$.

Kemudian, menghitung ϕP_p

$$\phi P_p = 0.65 \times 0.85 \times 25 \times 324900 \sqrt{\frac{384400}{324900}} = 4881.34 \text{ N}$$

Nilai $P_u = 2581.19 \text{ kN} \leq \phi P_p = 4881.34 \text{ kN}$, maka aman.

Menghitung Ketebalan *Base Plate*

Untuk menghitung ketebalan *base plate*, perlu mengetahui tegangan bantalan beton maksimum. Menurut ACI 318 bagian 10.17, perhitungan tegangan bantalan beton maksimum sebagai berikut

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\sqrt{\frac{384400}{324900}} = 1.1 \leq 2$$

$$f_{p(\max)} = \phi(0.85f_c) \frac{A_2}{\sqrt{A_1}}, \text{dimana faktor reduksi } (\phi) = 0.65$$

$$f_{p(\max)} = 0.65(0.85 \times 25) \sqrt{\frac{384400}{324900}}$$

$$f_{p(\max)} = 15.0241 \text{ MPa}$$

Selanjutnya menghitung *small moment* pada *base plate* yang dihasilkan dengan persamaan :

$$q = f_{p(\max)} \times B$$

$$q = 15.0241 \times 570 = 8563.75 \text{ N/mm}$$

Pada kolom H 350x350 pada lantai dasar M_r atau $M_u = 550.795 \text{ kNm}$ dan P_r atau $P_u = 2581.19 \text{ kN}$

$$e = \frac{M_r}{P_r} = \frac{550.795}{2581.9} \times 1000 = 213.388 \text{ mm}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{\max}}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{570}{2} - \frac{2581.19}{2 \times 213.388} = 134.295 \text{ mm}$$

Menghitung jarak tepi anchor rod

Dengan mengasumsikan jarak tepi anchor rod sebesar 50 mm, sehingga jarak tepi anchor rod sebagai berikut

$$f = \frac{N}{2} - d$$

$$f = \frac{570}{2} - 50$$

$$f = 235 \text{ mm}$$

Untuk mengecek keamanan jarak tepi *anchor rod* dapat menggunakan persamaan berikut ini

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_u(e+f)}{q_{\max}}$$

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = \left(235 + \frac{570}{2}\right)^2 = 270400$$

$$\frac{2P_u(e+f)}{q_{\max}} = \frac{2 \times 2581.19 \times (213.388 + 235)}{8563.75} = 270296$$

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 > \frac{2P_u(e+f)}{q_{\max}}, \text{ dapat disimpulkan jarak tepi anchor rod aman}$$

Selanjutnya, menghitung panjang bantalan (Y) dan tegangan *anchor rod* (T_u)

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{\max}}}$$

$$Y = \left(235 + \frac{570}{2}\right) \pm \sqrt{\left(235 + \frac{570}{2}\right)^2 - \frac{2 \times 2581.19 \times (213.388 + 235)}{8563.75}}$$

$$Y = 520 \pm 10.1755951$$

$$Y = 509.9 \text{ mm}$$

Panjang bantalan yang dipakai adalah 445 mm agar perhitungan lebih mudah.

$$T_u = qY - P_u$$

$$T_u = 8563.75 \times 445 - 2581.19$$

$$T_u = 1229674.95 \text{ N} = 1229.67 \text{ kN}$$

Menentukan ketebalan minimum base plate

Pada antarmuka bantalan

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{570 - 0.95 \times 350}{2}$$

$$m = 118.75 \text{ mm}$$

Karena $Y \geq m$

$$t_{p(\text{req})} = 1.5m \sqrt{\frac{f_{p(\text{max})}}{F_y}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 1.5 \times 118.75 \sqrt{\frac{15.0241}{240}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 44.567 \text{ mm}$$

Pada antarmuka tegangan

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - s$$

$$x = \frac{570}{2} - \frac{350}{2} - 50$$

$$x = 60 \text{ mm}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u \bar{x}}{BF_y}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{1229.67 \times 60}{570 \times 240}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 49.01 \text{ mm}$$

Cek ketebalan dengan menggunakan nilai n

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

$$n = \frac{570 - 0.8 \times 350}{2}$$

$$n = 145 \text{ mm}$$

$$t_{p(\text{req})} = 1.5n \sqrt{\frac{f_{p(\text{max})}}{F_y}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 1.5 \times 145 \sqrt{\frac{15.0241}{240}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 54.4187 \text{ mm}$$

Ketebalan minimum yang dipakai adalah 70 mm.

Menentukan ukuran anchor rod dan kedalaman

Dari perhitungan diatas, tegangan anchor rod (T_u) sebesar 1229.67 kN atau 276.431 kips. Dalam menentukan diameter anchor rod, digunakan acuan AISC Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition pada Tabel 3.1. menyesuaikan dengan kebutuhan.

Tabel 2.36. Anchor Rod Available Strength

Table 3.1. Anchor Rod (Rod Only) Available Strength, kips

Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r , in ²	LRFD $\phi R_n, \phi = 0.75$			ASD $R_n / \Omega, \Omega = 2.00$		
		Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips	Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
3/4	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
7/8	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1 1/8	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
1 1/4	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1 1/2	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1 3/4	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
2	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
2 1/4	3.98	130	168	280	86.5	112	186
2 1/2	4.91	160	207	345	107	138	230
2 3/4	5.94	194	251	418	129	167	278
3	7.07	231	298	497	154	199	331
3 1/4	8.30	271	350	583	180	233	389
3 1/2	9.62	314	406	677	209	271	451
3 3/4	11.0	360	466	777	240	311	518
4	12.6	410	530	884	273	353	589

Sesuai dengan Tabel 3.1. pada AISC Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition, dipilih diameter anchor rod yaitu 38.1 mm atau 1.5 inch. Grade anchor rod yang digunakan yaitu 55 dengan kekuatan per satuan 74.6 kips. Kekuatan tereduksi sebesar 55.95 dengan faktor reduksi 0.75. Jumlah anchor rod yang dibutuhkan sebagai berikut :

$$n = \frac{T_u}{\text{Kekuatan tereduksi}}$$

$$n = \frac{276.431}{55.95}$$

$$n = 4.94 \approx 6 \text{ (digenapkan)}$$

Jarak antar angkur

$$= \frac{B - 2 \times \text{Jarak ke tepi}}{\text{Jumlah baut searah} - 1}$$

$$= \frac{570 - 2 \times 50}{2 - 1}$$

$$= 235 \text{ mm}$$

Untuk concrete pullout strength didapat dari AISC Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition Tabel 3.2.

Tabel 2.37. Anchor Rod Concrete Pullout Strength

Table 3.2. Anchor Rod Concrete Pullout Strength, kips					
Rod Diameter, in.	Rod Area, A_n , in ²	Bearing Area, in ²	Concrete Pullout Strength, ϕN_p		
			Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	0.689	11.6	15.4	19.3
3/4	0.442	0.906	15.2	20.3	25.4
7/8	0.601	1.22	20.5	27.3	34.1
1	0.785	1.50	25.2	33.6	42.0
1 1/8	0.994	1.81	30.4	40.5	50.7
1 1/4	1.23	2.24	37.7	50.2	62.8
1 1/2	1.77	3.13	52.6	70.1	87.7
1 3/4	2.41	4.17	70.0	93.4	117
2	3.14	5.35	90.0	120	150
2 1/4	3.98	6.69	112	150	187
2 1/2	4.91	8.17	137	183	229
2 3/4	5.94	9.80	165	220	274
3	7.07	11.4	191	254	318
3 1/4	8.30	13.3	223	297	372
3 1/2	9.62	15.3	257	343	429
3 3/4	11.0	17.5	294	393	491
4	12.6	19.9	334	445	557

Concrete pullout strength digunakan adalah 70.1 kips atau 311.833 kN. Menurut ACI 318-0.2, persamaan desain concrete breakout strength adalah

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 16 \sqrt{f_c} h_{ef}^{5/3} \left(\frac{A_N}{A_{No}} \right), \text{ untuk } h_{ef} > 11 \text{ in} \dots \dots \dots (2.42.)$$

Keterangan :

ϕ = 0.7

Ψ_3 = 1.25 dengan menganggap beton tidak retak

h_{ef} = kedalaman

A_N = area kerucut breakout beton berkelompok

A_{No} = area kerucut breakout beton *single anchor*

Dengan kedalaman (h_{ef}) 460 mm, didapat desain concrete breakout strength sebagai berikut

Failure cone width :

$$\text{Jarak ke tepi} + 1.5h_{ef} = 50 + 1.5 \times 460 = 740 \text{ mm}$$

Failure cone length :

$$3h_{ef} = 3 \times 460 = 1380 \text{ mm}$$

$$A_{No} = 3h_{ef}^2 = 3 \times 460^2 = 634800 \text{ mm}^2$$

$$A_N = \text{failure cone width} \times \text{failure cone length}$$

$$A_N = 740 \times 1380$$

$$A_N = 1021200 \text{ mm}^2$$

$$\phi N_{cbg} = 0.7 \times 1.25 \times 16\sqrt{25 \times 460^3} \left(\frac{5 \times 1021200}{634800} \right)$$

$$\phi N_{cbg} = 3086.751 \text{ kN}$$

Concrete pullout strength total :

$$\text{Jumlah angkur} \times \text{concrete pullout strength} = 6 \times 149.466 = 896.797 \text{ kN}$$

$\phi N_{cbg} > \text{Concrete pullout strength total}$, dapat disimpulkan aman dari *breakout* atau kejebolan *anchor*.

Kolom H 300x300

Selanjutnya, sambungan baut dengan base plate dibawah kolom. Pada kolom H 300x300 dengan gaya aksial = 2360.17 kN , kapasitas momen = 325.526 kNm, dan kapasitas shear = 388.8 kN untuk memperhitungkan ketebalan base plate sebagai berikut .

Menentukan A_1

Untuk ukuran base plate, biasanya ukuran kolom ditambah dengan 160 mm.

$$N_1 = 300 + 160 = 460 \text{ mm}$$

$$B_1 = 300 + 160 = 460 \text{ mm}$$

$$A_1 = 460 \times 460 = 211600 \text{ mm}^2$$

Baut dengan base plate kolom dibawah menggunakan baut A325 dengan diameter 25 mm dan kekuatan leleh (f_y) = 825 MPa. Pertama-tama mencari kuat geser nominal dengan

mengasumsi ulir tidak dikecualikan dari bidang geser, menurut SNI 1729-2020 pada Tabel J3.2 Kekuatan Nomial atau kuat geser nominal (Badan Standarisasi Nasional, 2020) dapat dicari dengan rumus :

$$F_{nv} = (0.625 \times F_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 240) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 25^2$$

$$A_b = 490.874 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya menghitung kekuatan geser baut per buah dengan menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 490.874$$

$$\phi R_n = 136.68 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas shear}}{\phi R_n} = \frac{388.8}{136.68} = 2.84 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut sebanyak 4 buah dan digenapkan agar lebih mudah dalam desain dan simetris.

Jarak baut :

$$\text{Antara baut ke tepi (S1)} = \frac{N_1 - d}{4} = \frac{460 - 300}{4} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = N_1 - S1^2 = 460 - 40 \times 2 = 380 \text{ mm}$$

Moment untuk menentukan tebal base plate

$$\text{Tegangan} = \frac{\text{Kapasitas Moment}}{d} = \frac{325.526}{300 \times 1000} = 1085.09 \text{ kN}$$

Menentukan tebal minimum base plate

Pada antarmuka bantalan (*bearing*) :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$
$$m = \frac{460 - 0.95 \times 300}{2}$$
$$m = 87.5 \text{ mm}$$

Pada antarmuka tegangan :

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - s$$
$$x = \frac{460}{2} - \frac{300}{2} - 40$$
$$x = 40 \text{ mm}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}}$$
$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{2360.17 \times 40}{460 \times 240}}$$
$$t_{p(\text{req})} = 41.84 \text{ mm}$$

Sesuai dengan kategori tebal plat, tebal plat yang digunakan adalah 45 mm.

Kolom H 250x250

Selanjutnya, pada kolom H 250x250 dengan gaya aksial = 1744.1 kN , kapasitas momen = 208.29 kNm, dan kapasitas shear = 291.6 kN untuk memperhitungkan ketebalan base plate sebagai berikut

Menentukan A_1

Untuk ukuran base plate, biasanya ukuran kolom ditambah dengan 160 mm.

$$N_1 = 250 + 160 = 410 \text{ mm}$$
$$B_1 = 250 + 160 = 410 \text{ mm}$$
$$A_1 = 410 \times 410 = 168100 \text{ mm}^2$$

Baut dengan base plate kolom dibawah menggunakan baut A325 dengan diameter 19 mm dan kekuatan leleh (f_y) = 825 MPa. Pertama-tama mencari kuat geser nominal dengan mengasumsi ulir tidak dikecualikan dari bidang geser, menurut SNI 1729-2015 pada Tabel J3.2 Kekuatan Nomial atau kuat geser nominal dapat dicari dengan rumus :

$$F_{nv} = (0.625 \times F_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 240) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.529 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya menghitung kekuatan geser baut per buah dengan menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.529$$

$$\phi R_n = 78.25 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas shear}}{\phi R_n} = \frac{291.6}{78.25} = 3.69 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut sebanyak 4 buah dan digenapkan agar lebih mudah dalam desain dan simetris.

Jarak baut :

$$\text{Antara baut ke tepi (S1)} = \frac{N_1 - d}{4} = \frac{410 - 250}{4} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = N_1 - S1^2 = 410 - 40 \times 2 = 330 \text{ mm}$$

Moment untuk menentukan tebal base plate

$$\text{Tegangan (Tu)} = \frac{\text{Kapasitas Moment}}{d} = \frac{208.29}{250 \times 1000} = 833.16 \text{ kN}$$

Menentukan tebal minimum base plate

Pada antarmuka bantalan (*brearing*) :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{410 - 0.95 \times 250}{2}$$

$$m = 86.25 \text{ mm}$$

Pada antarmuka tegangan :

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - s$$

$$x = \frac{410}{2} - \frac{250}{2} - 40$$

$$x = 40 \text{ mm}$$

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}}$$

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{833.16 \times 40}{410 \times 240}}$$

$$t_{p(req)} = 38.84 \text{ mm}$$

Sesuai dengan kategori tebal plat, tebal plat yang digunakan adalah 40 mm.

Kolom H 200x200

Kolom H 200x200 dengan gaya aksial = 969.85 kN , kapasitas momen = 91.5463 kNm, dan kapasitas shear = 207.36 kN untuk memperhitungkan ketebalan base plate sebagai berikut

Menentukan A_1

Untuk ukuran base plate, biasanya ukuran kolom ditambah dengan 160 mm.

$$N_1 = 200 + 160 = 360 \text{ mm}$$

$$B_1 = 200 + 160 = 360 \text{ mm}$$

$$A_1 = 360 \times 360 = 129600 \text{ mm}^2$$

Baut dengan base plate kolom dibawah baut A325 dengan diameter 19 mm dan kekuatan leleh (f_y) = 825 MPa. Pertama-tama mencari kuat geser nominal dengan mengasumsi ulir tidak dikecualikan dari bidang geser, menurut SNI 1729-2015 pada Tabel J3.2 Kekuatan Nomial atau kuat geser nominal dapat dicari dengan rumus :

$$F_{nv} = (0.625 \times F_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 240) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.529 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya menghitung kekuatan geser baut per buah dengan menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.529$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas shear}}{\phi R_n} = \frac{207.36}{78.95} = 2.63 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut sebanyak 4 buah dan digenapkan agar lebih mudah dalam desain dan simetris.

Jarak baut :

$$\text{Antara baut ke tepi (S1)} = \frac{N_1 - d}{4} = \frac{360 - 200}{4} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = N_1 - S_1^2 = 360 - 40 \times 2 = 280 \text{ mm}$$

Moment untuk menentukan tebal base plate

$$\text{Tegangan} = \frac{\text{Kapasitas Moment}}{d} = \frac{91.5463}{200 \times 1000} = 457.732 \text{ kN}$$

Menentukan tebal minimum base plate

Pada antarmuka bantalan (*brearing*) :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{360 - 0.95 \times 200}{2}$$

$$m = 85 \text{ mm}$$

Pada antarmuka tegangan :

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - s$$

$$x = \frac{360}{2} - \frac{200}{2} - 40$$

$$x = 40 \text{ mm}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{457.732 \times 40}{360 \times 240}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 30.72 \text{ mm}$$

Sesuai dengan kategori tebal plat, tebal plat yang digunakan adalah 32 mm.

Kolom H 175x175

Selanjutnya, pada kolom H 175x175 dengan gaya aksial = 698.4 kN , kapasitas momen = 79.96 kNm, dan kapasitas shear = 170 kN untuk memperhitungkan ketebalan base plate sebagai berikut

Menentukan A_1

Untuk ukuran base plate, biasanya ukuran kolom ditambah dengan 160 mm.

$$N_1 = 175 + 160 = 335 \text{ mm}$$

$$B_1 = 175 + 160 = 335 \text{ mm}$$

$$A_1 = 335 \times 335 = 129600 \text{ mm}^2$$

Baut dengan base plate kolom dibawah baut A325 dengan diameter 19 mm dan kekuatan leleh (f_y) = 825 MPa. Pertama-tama mencari kuat geser nominal dengan mengasumsi ulir tidak dikecualikan dari bidang geser, menurut SNI 1729-2015 pada Tabel J3.2 Kekuatan Nomial atau kuat geser nominal dapat dicari dengan rumus :

$$F_{nv} = (0.625 \times F_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 240) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.529 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya menghitung kekuatan geser baut per buah dengan menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.529$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas shear}}{\phi R_n} = \frac{170}{78.95} = 2.15 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut sebanyak 4 buah dan digenapkan agar lebih mudah dalam desain dan simetris.

Jarak baut :

$$\text{Antara baut ke tepi (S1)} = \frac{N_1 - d}{4} = \frac{335 - 175}{4} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = N_1 - S1^2 = 335 - 40 \times 2 = 225 \text{ mm}$$

Moment untuk menentukan tebal base plate

$$\text{Tegangan} = \frac{\text{Kapasitas Moment}}{d} = \frac{79.96}{175 \times 1000} = 456.914 \text{ kN}$$

Menentukan tebal minimum base plate

Pada antarmuka bantalan (*brearing*) :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{335 - 0.95 \times 175}{2}$$

$$m = 84.375 \text{ mm}$$

Pada antarmuka tegangan :

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - s$$

$$x = \frac{335}{2} - \frac{175}{2} - 40$$

$$x = 40 \text{ mm}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{456.914 \times 40}{335 \times 240}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 31.82 \text{ mm}$$

Sesuai dengan kategori tebal plat, tebal plat yang digunakan adalah 32 mm.

2.9.2. Sambungan Balok

a. Sambungan Pinned (Geser)

Perhitungan sambungan balok hampir sama dengan perhitungan sambungan kolom seperti mencari kuat geser nominal, kekuatan geser baut, jumlah baut, dan jarak baut. Ada tambahan dalam perhitungan sambungan balok yaitu kuat tumpu web dan cek leleh serta fraktur pelat.

Pada SNI 1729:2020 persamaan J3-6b (Badan Standarisasi Nasional, 2020), kekuatan tumbu web di lubang-lubang baut dengan kondisi deformasi di lubang baut pada beban layan adalah bukan suatu perhitungan desain dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$R_n = 1.5 l_c t F_u \leq 3 d t F_u \dots\dots\dots (2.43.)$$

Menurut SNI 1729:2020 J4, kekuatan leleh tarik pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi R_n = \phi F_y A_g, \text{ dimana } \phi = 0.9 \dots\dots\dots (2.44.)$$

Untuk mencari keruntuhan atau fraktur pada pelat :

$$\phi R_n = \phi F_u A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75 \dots\dots\dots (2.45.)$$

b. Sambungan Las Pelat ke Kolom

Sambungan las pada pelat ke kolom menggunakan *Full Welding*. Dalam perhitungan sambungan las, ada beberapa kekuatan las, panjang las yang dibutuhkan, dan cek logam dasar.

Kekuatan las :

Ukuran las (w) sesuai dengan ketentuan SNI 1729:2020 (Kementerian PUPR, 2021) (Kompas, 2023) (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, 2019) (Wali Kota Bekasi, 2021) pada bab J2.2, ukuran las maksimum sebagai berikut :

- a. Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari ¼ in. (6 mm); tidak lebih besar dari ketebalan material.
- b. Sepanjang tepi material dengan ketebalan ¼ in. (6 mm) atau lebih; tidak lebih besar dari ketebalan material dikurangi 1/16 in. (2 mm), kecuali las yang secara khusus diperlihatkan pada gambar pelaksanaan untuk memperoleh ketebalan *throat*-penuh. Untuk kondisi las yang sudah jadi, jarak antara tepi logam dasar dan ujung kaki las boleh kurang dari 1/16 in. (2 mm) bila ukuran las secara jelas dapat divertifikasi.

Berdasarkan SNI 1729:2020 pada Tabel J2.4, ukuran las minimum memiliki syarat sebagai berikut :

Tabel 2.38.Syarat Ukuran Minimum Las Sudut

Ketebalan Material dari Bagian Paling Tipis yang Tersambung, in. (mm)	Ukuran Minimum Las Sudut, in. (mm)
Sampai dengan ¼ (6)	1/8 (3)
Lebih besar dari ¼ (6) sampai dengan ½ (13)	3/16 (5)
Lebih besar dari ½ (13) sampai dengan ¾ (19)	¼ (6)
Lebih besar dari ¾ (19)	5/16(8)
Dimensi kaki las sudut. Las pas tunggal harus digunakan.	

Setelah mendapat ukuran las minimum dan maksimum, dapat dihitung kekuatan las :

$$\phi R_n = \phi A_{las} \times F_{nw}, \text{ dimana } \phi = 0.75 \dots\dots\dots (2.46.)$$

$$A_{las} = 0.707 \times \text{ukuran las} \dots\dots\dots (2.47.)$$

Panjang las :

$$L = \frac{P_u}{\phi R_n} \dots\dots\dots (2.48.)$$

c. Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Sesuai SNI 1729:2020, rumus untuk menghitung kekuatan logam dasar pada web dan flange sebagai berikut

Web Kolom :

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t_w \dots\dots\dots (2.49.)$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y, \text{ dimana } \phi = 0.6 \dots\dots\dots (2.50.)$$

Flange Kolom :

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t_f \dots\dots\dots (2.51.)$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y, \text{ dimana } \phi = 0.6 \dots\dots\dots (2.52.)$$

d. Perhitungan Sambungan Tiap Profil

WF 500x200x10x16

Perhitungan sambungan untuk balok WF 500x200x10x16 dengan kapasitas geser 648 kN dan luas (A_g) 1140 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 25 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 25^2$$

$$A_b = 490.874 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi Rn = 0.75 \times 371.25 \times 490.874$$

$$\phi Rn = 136.68 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi Rn} = \frac{648}{136.68} = 4.47 \approx 6 \text{ buah}$$

Jumlah baut 6 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertikal 3 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 25 = 75 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 16 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 40 \times 2 + (2 - 1) \times 75$$

$$W_{tw} = 155 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 500 - 50$$

$$H_w = 450 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 10 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 16 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{450 - 2 \times 40}{3 - 1} = 185 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 10$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut :

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(40 - \frac{(25 + 2)}{2}\right) \times 10 \times 370$$

$$R_n = 117660 \text{ N} = 117.66 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 25 \times 10 \times 370$$

$$R_n = 222000 \text{ N} = 222 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 117.66 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\emptyset + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (75 - (25 + 2)) \times 10 \times 370$$

$$R_n = 213120 \text{ N} = 213.12 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 25 \times 10 \times 370$$

$$R_n = 222000 \text{ N} = 222 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 213.12 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 117.66 + 3 \times 213.12 = 992.34 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 992.34 = 744.255 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 820.06 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 744.255 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{16}{1000} \times \frac{450}{1000}$$

$$\phi P_n = 1555.2 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 16 \times 450 - 3 \times (25 + 2) \times 16$$

$$A_e = 5904 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 5904$$

$$\phi P_n = 1638360 \text{ N} = 1638.36 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

WF 350x350x12x19

Kapasitas momen balok WF 500x200x10x16 sebesar 471.4065. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{471.4065}{0.5}$$

$$F_u = 942.813 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{nw}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{942.813}{1228.4}$$

$$L = 767.51 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 450 mm dan tebal pelat 16 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 450 + 2 \times 16$$

$$K = 828 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times fy$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 828 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 1430.784 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times fy$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 14 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 14$$

$$\phi R_{BM} = 2016 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 828 \times 2016$$

$$\text{Kekuatan BM} = 1669.248 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

WF 450x200x9x14

Perhitungan sambungan untuk balok WF 450x200x9x14 dengan kapasitas geser 524.88 kN dan luas (A_g) 9680 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 22 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 22^2$$

$$A_b = 380.1327 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 380.1327$$

$$\phi R_n = 105.84 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{524.88}{105.84} = 4.96 \approx 6 \text{ buah}$$

Jumlah baut 6 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 3 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \varnothing = 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \approx 35 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \varnothing = 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \approx 70 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 14 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 35 \times 2 + (2 - 1) \times 70$$

$$W_{tw} = 140 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 450 - 50$$

$$H_w = 400 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 9 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 14 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{400 - 2 \times 35}{3 - 1} = 165 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

t_p sebesar 9 mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut :

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(35 - \frac{(22 + 2)}{2}\right) \times 9 \times 370$$

$$R_n = 91908 \text{ N} = 91.908 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 22 \times 9 \times 370$$

$$R_n = 175824 \text{ N} = 175.824 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 91.908 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (70 - (22 + 2)) \times 9 \times 370$$

$$R_n = 183816 \text{ N} = 183.816 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 22 \times 9 \times 370$$

$$R_n = 175824 \text{ N} = 175.824 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 175.824 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 91.908 + 3 \times 175.824 = 803.196 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 803.196 = 602.397 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 635.06 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 602.397 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{14}{1000} \times \frac{400}{1000}$$

$$\phi P_n = 1209.6 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 14 \times 400 - 3 \times (22 + 2) \times 14$$

$$A_e = 4592 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 4592$$

$$\phi P_n = 1274280 \text{ N} = 1274.28 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

WF 350x350x12x19

Kapasitas momen pada balok WF 450x200x9x14 sebesar 364.7009 kNm. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen balok utama}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{364.7009}{0.45}$$

$$F_u = 810.446 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{\text{nw}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{810.446}{1228.4}$$

$$L = 659.76 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 400 mm dan tebal pelat 14 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 400 + 2 \times 14$$

$$K = 828 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{\text{BM}} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{\text{BM}} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{\text{BM}} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 828 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 1430.784 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} .

Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 14 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 14$$

$$\phi R_{BM} = 2016 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 828 \times 2016$$

$$\text{Kekuatan BM} = 1669.248 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

Perhitungan untuk kolom yang lain sama dengan yang diatas. Berikut tabel cek kekuatan las untuk sambungan las pelat ke kolom pada balok WF 450x200x9x14 :

Tabel 2.39. Cek Kekuatan Las pada WF 450x200x9x14

Kolom	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 350x350	1228.4	659.76	828	Cukup
WF 300x300	1228.4	659.76	828	Cukup
WF 250x250	1228.4	659.76	828	Cukup
WF 200x200	1228.4	659.76	828	Cukup

Tabel 2.40. Cek Logam Dasar pada WF 450x200x9x14

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 350x350	810.446	1430.784	1669.248	Aman
WF 300x300	810.446	1192.32	1669.248	Aman
WF 250x250	810.446	1073.088	1669.248	Aman
WF 200x200	810.446	953.856	1430.784	Aman

WF 400x200x8x13

Perhitungan sambungan untuk balok WF 450x200x9x14 dengan kapasitas geser 414.72 kN dan luas (A_g) 8410 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.5287 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.5287$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{414.72}{78.95} = 5.25 \approx 6 \text{ buah}$$

Jumlah baut 6 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 3 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 14 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$W_{tw} = 120 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 400 - 50$$

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

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 8 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 14 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{350 - 2 \times 30}{3 - 1} = 145 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

t_p sebesar 8 mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut :

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(30 - \frac{(19 + 2)}{2}\right) \times 8 \times 370$$

$$R_n = 69264 \text{ N} = 69.264 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 8 \times 370$$

$$R_n = 134976 \text{ N} = 134.976 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 69.264 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\emptyset + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (60 - (19 + 2)) \times 8 \times 370$$

$$R_n = 134528 \text{ N} = 134.528 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 8 \times 370$$

$$R_n = 134976 \text{ N} = 134.976 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 134.976 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 69.264 + 3 \times 134.976 = 612.72 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 612.72 = 459.54 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 473.68 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 459.54 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{14}{1000} \times \frac{350}{1000}$$

$$\phi P_n = 1058.4 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 14 \times 350 - 3 \times (19 + 2) \times 14$$

$$A_e = 4018 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 4018$$

$$\phi P_n = 1114995 \text{ N} = 1114.995 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

Pada WF 350x350x12x19 memiliki kapasitas momen pada balok WF 400x200x8x13 sebesar 287.8901 kNm. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen balok utama}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{287.8901}{0.4}$$

$$F_u = 719.7253 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{\text{nw}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{719.7252}{1228.4}$$

$$L = 585.91 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 350 mm dan tebal pelat 14 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 350 + 2 \times 14$$

$$K = 728 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 728 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 1257.984 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 14 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 14$$

$$\phi R_{BM} = 2016 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 728 \times 2016$$

Kekuatan BM = 1467.648 kN

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

Perhitungan untuk kolom yang lain sama dengan yang diatas. Berikut tabel cek kekuatan las untuk sambungan las pelat ke kolom pada balok WF 450x200x9x14 :

Tabel 2.41. Cek Kekuatan Las pada WF 450x200x9x14

Kolom	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 350x350	1228.4	585.91	728	Cukup
WF 300x300	1228.4	585.91	728	Cukup
WF 250x250	1228.4	585.91	728	Cukup
WF 200x200	1228.4	585.91	728	Cukup

Tabel 2.42. Cek Logam Dasar pada WF 450x200x9x14

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 350x350	719.7253	1257.984	1467.648	Aman
WF 300x300	719.7253	1048.32	1467.648	Aman
WF 250x250	719.7253	943.488	1467.648	Aman
WF 200x200	719.7253	838.656	1257.984	Aman

WF 350x175x7x11

Perhitungan sambungan untuk balok WF 350x175x7x11 dengan kapasitas geser 317.52 kN dan luas (A_g) 6314 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.5287 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.5287$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{317.52}{78.95} = 4.02 \approx 6 \text{ buah}$$

Jumlah baut 6 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 3 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$W_{tw} = 120 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 350 - 50$$

$$H_w = 300 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 7 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{300 - 2 \times 30}{3 - 1} = 120 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

t_p sebesar 7 mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut :

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(30 - \frac{(19 + 2)}{2}\right) \times 7 \times 370$$

$$R_n = 60606 \text{ N} = 60.606 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 7 \times 370$$

$$R_n = 118104 \text{ N} = 118.104 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 60.606 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (60 - (19 + 2)) \times 7 \times 370$$

$$R_n = 121212 \text{ N} = 121.212 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 7 \times 370$$

$$R_n = 118104 \text{ N} = 118.104 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 118.104 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi × kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah × kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 60.606 + 3 \times 118.104 = 536.13 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 612.72 = 536.13 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 473.68 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 402.0975 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{300}{1000}$$

$$\phi P_n = 777.6 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 300 - 3 \times (19 + 2) \times 12$$

$$A_e = 2844 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 2844$$

$$\phi P_n = 789210 \text{ N} = 789.21 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

Pada kolom WF 350x350x12x19 dengan balok WF 350x175x7x11 memiliki kapasitas momen sebesar 188.4214 kNm. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen balok utama}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{188.4214}{0.35}$$

$$F_u = 538.3469 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{\text{nw}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{538.3469}{1228.4}$$

$$L = 438.25 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 300 mm dan tebal pelat 12 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 300 + 2 \times 12$$

$$K = 624 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 624 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 1078.272 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 624 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 1078.272 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

Perhitungan untuk kolom yang lain sama dengan yang diatas. Berikut tabel cek kekuatan las untuk sambungan las pelat ke kolom pada balok WF 350x175x7x11 :

Tabel 2.43. Cek Kekuatan Las pada WF 450x200x9x14

Kolom	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 350x350	1228.4	438.25	624	Cukup
WF 300x300	1228.4	438.25	624	Cukup
WF 250x250	1228.4	438.25	624	Cukup
WF 200x200	1228.4	438.25	624	Cukup
WF 175x175	1228.4	438.25	624	Cukup

Tabel 2.44. Cek Logam Dasar pada WF 450x200x9x14

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 350x350	538.3469	1078.272	1078.272	Aman
WF 300x300	538.3469	898.56	1078.272	Aman
WF 250x250	538.3469	808.704	1078.272	Aman
WF 200x200	538.3469	718.848	1078.272	Aman
WF 175x175	538.3469	673.92	988.416	Aman

WF 300x150x6.5x9

Perhitungan sambungan untuk balok WF 300x150x6.5x9 dengan kapasitas geser 252.72 kN dan luas (A_g) 4678 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.5287 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.5287$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{252.72}{78.95} = 3.02 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa. Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 40 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$W_{tw} = 140 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 300 - 50$$

$$H_w = 250 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 6.5 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{250 - 2 \times 40}{2 - 1} = 170 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 6.5$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(40 - \frac{(19 + 2)}{2}\right) \times 6.5 \times 370$$

$$R_n = 85137 \text{ N} = 85.147 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 6.5 \times 370$$

$$R_n = 109668 \text{ N} = 109.668 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 60.606 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (60 - (19 + 2)) \times 6.5 \times 370$$

$$R_n = 112554 \text{ N} = 112.554 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 6.5 \times 370$$

$$R_n = 109668 \text{ N} = 109.668 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 109.668 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 85.137 + 3 \times 109.668 = 389.61 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 389.61 = 292.2075 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 315.79 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 292.2075 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{250}{1000}$$

$$\phi P_n = 648 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 250 - 2 \times (19 + 2) \times 12$$

$$A_e = 2496 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 2496$$

$$\phi P_n = 692640 \text{ N} = 692.64 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

Sambungan las pada kolom WF 350x350x12x19 dengan balok WF 300x150x6.5x9 memiliki kapasitas momen sebesar 117.7998 kNm. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen balok utama}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{117.7998}{0.3}$$

$$F_u = 392.266 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{las} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{las} = 0.707 \times 8$$

$$A_{las} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{las} \times F_{nw}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{392.266}{1228.4}$$

$$L = 319.66 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 250 mm dan tebal pelat 12 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 250 + 2 \times 12$$

$$K = 524 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} .

Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 524 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 905.472 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} .

Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 524 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 905.472 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

Perhitungan untuk kolom yang lain sama dengan yang diatas. Berikut tabel cek kekuatan las untuk sambungan las pelat ke kolom pada balok WF 300x150x6.5x9 :

Tabel 2.45. Cek Kekuatan Las pada WF 300x150x6.5x9

Kolom	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 350x350	1228.4	319.66	524	Cukup
WF 300x300	1228.4	319.66	524	Cukup
WF 250x250	1228.4	319.66	524	Cukup
WF 200x200	1228.4	319.66	524	Cukup
WF 175x175	1228.4	319.66	524	Cukup
WF 150x150	1228.4	319.66	524	Cukup

Tabel 2.46. Cek Logam Dasar pada WF 300x150x6.5x9

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u <$ web kolom dan flange kolom)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 350x350	392.666	905.472	905.472	Aman
WF 300x300	392.666	754.560	905.472	Aman
WF 250x250	392.666	679.104	905.472	Aman
WF 200x200	392.666	603.648	905.472	Aman
WF 175x175	392.666	565.92	830.016	Aman
WF 150x150	392.666	528.192	754.56	Aman

WF 250x125x6x9

Perhitungan sambungan untuk balok WF 250x125x6x9 dengan kapasitas geser 194.4 kN dan luas (A_g) 3766 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.5287 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.5287$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{194.4}{78.95} = 2.46 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$W_{tw} = 120 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 250 - 50$$

$$H_w = 200 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 6 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{200 - 2 \times 30}{2 - 1} = 140 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 6$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(30 - \frac{(19 + 2)}{2}\right) \times 6 \times 370$$

$$R_n = 51948 \text{ N} = 51.948 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^P$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 6 \times 370$$

$$R_n = 101232 \text{ N} = 101.232 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 51.948 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_c \text{ antar baut} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_c \text{ antar baut} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (60 - (19 + 2)) \times 6 \times 370$$

$$R_n = 103896 \text{ N} = 103.896 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^P$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 6 \times 370$$

$$R_n = 101232 \text{ N} = 101.232 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 101.232 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 51.948 + 3 \times 101.232 = 306.36 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 306.36 = 229.77 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 315.79 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 229.77 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{200}{1000}$$

$$\phi P_n = 518.4 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 200 - 2 \times (19 + 2) \times 12$$

$$A_e = 1896 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 1896$$

$$\phi P_n = 526140 \text{ N} = 526.14 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

Sambungan las pada kolom WF 350x350x12x19 dengan balok WF 250x125x6x9 memiliki kapasitas momen sebesar 79.519 kNm. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen balok utama}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{79.519}{0.25}$$

$$F_u = 318.076 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{\text{nw}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{318.076}{1228.4}$$

$$L = 258.94 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 200 mm dan tebal pelat 12 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 200 + 2 \times 12$$

$$K = 424 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{\text{BM}} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 424 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 732.672 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 424 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 732.672 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

Perhitungan untuk kolom yang lain sama dengan yang diatas. Berikut tabel cek kekuatan las untuk sambungan las pelat ke kolom pada balok WF 250x125x6x9 :

Tabel 2.47. Cek Kekuatan Las pada WF 250x125x6x9

Kolom	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 350x350	1228.4	258.94	424	Cukup
WF 300x300	1228.4	258.94	424	Cukup
WF 250x250	1228.4	258.94	424	Cukup
WF 200x200	1228.4	258.94	424	Cukup
WF 175x175	1228.4	258.94	424	Cukup
WF 150x150	1228.4	258.94	424	Cukup

Tabel 2.48. Cek Logam Dasar pada WF 250x125x6x9

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 350x350	318.076	732.672	732.672	Aman
WF 300x300	318.076	610.56	732.672	Aman
WF 250x250	318.076	549.504	732.672	Aman
WF 200x200	318.076	488.448	732.672	Aman
WF 175x175	318.076	457.92	671.616	Aman
WF 150x150	318.076	427.392	610.56	Aman

WF 200x100x5.5x8

Perhitungan sambungan untuk balok WF 200x100x5.5x8 dengan kapasitas geser 142.56 kN dan luas (A_g) 2716 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 16 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 16^2$$

$$A_b = 201.0619 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 201.0619$$

$$\phi R_n = 55.98 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{142.56}{78.95} = 2.55 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertikal 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 25 \times 2 + (2 - 1) \times 50$$

$$W_{tw} = 100 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 200 - 50$$

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

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 5.5 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{150 - 2 \times 25}{2 - 1} = 100 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 5.5$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(25 - \frac{(16 + 2)}{2}\right) \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 39072 \text{ N} = 39.072 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 78144 \text{ N} = 78.144 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 39.072 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (50 - (16 + 2)) \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 78144 \text{ N} = 78.144 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 78144 \text{ N} = 78.144 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 78.144 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = *jumlah baut tepi* × *kuat tumpu baut tepi* + *jumlah baut tengah* × *kuat tumpu baut tengah*

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 39.072 + 3 \times 78.144 = 234.432 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 234.432 = 175.824 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 234.432 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 175.824 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{150}{1000}$$

$$\phi P_n = 388.8 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 150 - 2 \times (16 + 2) \times 12$$

$$A_e = 1368 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 1368$$

$$\phi P_n = 379620 \text{ N} = 379.62 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

Sambungan las pada kolom WF 350x350x12x19 dengan balok WF 200x100x5.5x8 memiliki kapasitas momen sebesar 45.5672 kNm. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen balok utama}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{45.5672}{0.2}$$

$$F_u = 227.836 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{nw}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{227.836}{1228.4}$$

$$L = 185.47 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 150 mm dan tebal pelat 12 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 150 + 2 \times 12$$

$$K = 324 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} .
Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 324 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 559.872 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 12 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 12$$

$$\phi R_{BM} = 1728 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 324 \times 1728$$

$$\text{Kekuatan BM} = 559.872 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

Perhitungan untuk kolom yang lain sama dengan yang diatas. Berikut tabel cek kekuatan las untuk sambungan las pelat ke kolom pada balok WF 250x125x6x9 :

Tabel 2.49. Cek Kekuatan Las pada WF 250x125x6x9

Kolom	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 350x350	1228.4	185.47	324	Cukup
WF 300x300	1228.4	185.47	324	Cukup
WF 250x250	1228.4	185.47	324	Cukup
WF 200x200	1228.4	185.47	324	Cukup
WF 175x175	1228.4	185.47	324	Cukup
WF 150x150	1228.4	185.47	324	Cukup

Tabel 2.50. Cek Logam Dasar pada WF 250x125x6x9

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 350x350	227.836	559.872	559.872	Aman
WF 300x300	227.836	466.56	559.872	Aman
WF 250x250	227.836	419.904	559.872	Aman

Tabel 2.50. Cek Logam Dasar pada WF 250x125x6x9 (Lanjutan)

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 200x200	227.836	373.248	559.872	Aman
WF 175x175	227.836	349.92	513.216	Aman
WF 150x150	227.836	326.592	466.56	Aman

WF 148x100x6x9

Perhitungan sambungan untuk balok WF 148x100x6x9 dengan kapasitas geser 115.0848 kN dan luas (A_g) 2684 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 16^2$$

$$A_b = 201.0619 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 201.0619$$

$$\phi R_n = 55.98 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{115.0848}{55.98} = 2.06 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \varnothing = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \varnothing = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa. Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 25 \times 2 + (2 - 1) \times 50$$

$$W_{tw} = 100 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi balok} - 50$$

$$H_w = 150 - 50$$

$$H_w = 100 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 6 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

$$\text{Jarak antar baut} = \frac{H_w - 2 \times S1}{\text{Jumlah baut vertikal} - 1} = \frac{100 - 2 \times 25}{2 - 1} = 50 \text{ mm}$$

Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 6$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(25 - \frac{(16 + 2)}{2}\right) \times 6 \times 370$$

$$R_n = 42624 \text{ N} = 42.624 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 6 \times 370$$

$$R_n = 85248 \text{ N} = 85.248 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 42.624 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\emptyset + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (50 - (16 + 2)) \times 6 \times 370$$

$$R_n = 85248 \text{ N} = 85.248 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 6 \times 370$$

$$R_n = 85248 \text{ N} = 85.248 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 85.248 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 42.624 + 3 \times 85.248 = 255.744 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 191.808 = 191.808 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 223.94 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 191.808 kN.

Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{100}{1000}$$

$$\phi P_n = 259.2 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 100 - 2 \times (16 + 2) \times 12$$

$$A_e = 768 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 768$$

$$\phi P_n = 213120 \text{ N} = 213.12 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

Sambungan las pelat ke kolom :

Sambungan las pada kolom WF 175x175x7.5x11 dengan balok WF 148x100x6x9 memiliki kapasitas momen sebesar 34.1259 kNm. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = \frac{\text{Kapasitas momen balok utama}}{\text{Tinggi balok utama}}$$

$$F_u = \frac{34.1259}{0.148}$$

$$F_u = 230.5804 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{\text{nw}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{230.5804}{1228.4}$$

$$L = 187.71 \text{ mm}$$

Ukuran pelat yang terpasang pada kolom dengan tinggi pelat 100 mm dan tebal pelat 20 mm.

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 100 + 2 \times 20$$

$$K = 240 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{\text{BM}} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{\text{BM}} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{\text{BM}} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} .
Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 7.5 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 7.5$$

$$\phi R_{BM} = 1080 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 240 \times 1080$$

$$\text{Kekuatan BM} = 259.2 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} .
Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 11 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 11$$

$$\phi R_{BM} = 1584 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 240 \times 1584$$

$$\text{Kekuatan BM} = 380.16 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

Perhitungan untuk kolom yang lain sama dengan yang diatas. Berikut tabel cek kekuatan las untuk sambungan las pelat ke kolom pada balok WF 148x100x6x9 :

Tabel 2.51. Cek Kekuatan Las pada WF 148x100x6x9

Kolom	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 175x175	1228.4	187.71	240	Cukup
WF 150x150	1074.85	214.52	240	Cukup

Tabel 2.52. Cek Logam Dasar pada WF 148x100x6x9

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)	
WF 175x175	230.5804	259.2	380.16	Aman
WF 150x150	230.5804	241.92	345.6	Aman

2.9.3. Sambungan Balok Anak ke Balok Utama

1) WF 400x200x8x13

Perhitungan sambungan untuk balok anak WF 400x200x8x13 dengan kapasitas geser 414.72 kN dan luas (A_g) 8410 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.5287 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.5287$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{414.72}{78.95} = 5.25 \approx 6 \text{ buah}$$

Jumlah baut 6 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertikal 3 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 14 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$W_{tw} = 120 \text{ mm}$$

$$H_w = S1 \times 2 + (\text{baut vertikal} - 1) \times S$$

$$H_w = 30 \times 2 + (3 - 1) \times 60$$

$$H_w = 180 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 8 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 14 mm.

a. Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 8$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(30 - \frac{(19 + 2)}{2}\right) \times 8 \times 370$$

$$R_n = 69264 \text{ N} = 69.264 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 8 \times 370$$

$$R_n = 134976 \text{ N} = 134976 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 69.264 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (60 - (19 + 2)) \times 8 \times 370$$

$$R_n = 134528 \text{ N} = 134.528 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 8 \times 370$$

$$R_n = 134976 \text{ N} = 134.976 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 134.976 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 69.264 + 3 \times 134.976 = 612.72 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 612.72 = 459.54 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 473.68 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 459.54 kN.

b. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{14}{1000} \times \frac{350}{1000}$$

$$\phi P_n = 1058.4 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 14 \times 350 - 3 \times (19 + 2) \times 14$$

$$A_e = 4018 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 4018$$

$$\phi P_n = 1114995 \text{ N} = 1114.995 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

c. Sambungan Balok Anak ke Balok utama

Sambungan balok anak ke balok utama menggunakan sambungan las *Full Welding*. Perhitungan sambungannya terdiri dari kekuatan logam las, panjang las yang dibutuhkan, keliling pelat, dan cek flange dan web kolom.

Balok Utama WF 250x125x6x9

Sambungan las pada balok utama WF 250x125x6x9 dengan balok anak WF 400x200x8x13 dengan tegangan tarik (f_y) 240 MPa dan tegangan tarik batas (f_u) 370 MPa. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45° .

Ukuran pelat yang digunakan :

$$\text{Lebar pelat (Wtw)} = \frac{125}{2} - \frac{6}{2} = 59.2 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat (tpw)} = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat (Hw)} = 250 - 2 \times 9 = 232 \text{ mm}$$

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = t_{\text{pelat}} \times H_{\text{pelat}} \times f_y$$

$$F_u = 14 \times 180 \times 240$$

$$F_u = 608.8 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{nw}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{608.8}{1228.4}$$

$$L = 492.35 \text{ mm}$$

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 232 + 2 \times 14$$

$$K = 730 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 6 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 6$$

$$\phi R_{BM} = 864 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 730 \times \frac{864}{1000}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 400.896 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian web tidak mengalami sobekan.

Flange Kolom

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 11 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 9$$

$$\phi R_{BM} = 1296 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 240 \times 1296$$

$$\text{Kekuatan BM} = 344.736 \text{ kN}$$

Kekuatan BM > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar pada bagian flange tidak mengalami sobekan.

2) WF 350x175x7x11

Perhitungan sambungan untuk balok anak WF 350x175x7x11 dengan kapasitas geser 317.52 kN dan luas (A_g) 6314 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.5287 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.5287$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{317.52}{78.95} = 4.02 \approx 6 \text{ buah}$$

Jumlah baut 6 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertikal 3 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \varnothing = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \varnothing = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa. Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$W_{tw} = 120 \text{ mm}$$

$$H_w = S1 \times 2 + (\text{baut vertikal} - 1) \times S$$

$$H_w = 30 \times 2 + (3 - 1) \times 60$$

$$H_w = 180 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 7 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

a. Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 7$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(30 - \frac{(19 + 2)}{2}\right) \times 7 \times 370$$

$$R_n = 60606 \text{ N} = 60.606 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^P$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 7 \times 370$$

$$R_n = 118104 \text{ N} = 118.104 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 60.606 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (60 - (19 + 2)) \times 7 \times 370$$

$$R_n = 118104 \text{ N} = 118.104 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 7 \times 370$$

$$R_n = 118104 \text{ N} = 118.104 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 118.104 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 60.606 + 3 \times 118.104 = 536.13 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 536.13 = 402.0975 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 473.68 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 402.0975 kN.

b. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{180}{1000}$$

$$\phi P_n = 466.56 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 180 - 3 \times (19 + 2) \times 12$$

$$A_e = 1404 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 1404$$

$$\phi P_n = 389610 \text{ N} = 389.61 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

c. Sambungan Balok Anak ke Balok utama

Sambungan balok anak ke balok utama menggunakan sambungan las *Full Welding*. Perhitungannya terdiri dari kekuatan logam las, panjang las yang dibutuhkan, keliling pelat, dan cek flange dan web kolom.

Balok Utama WF WF 250x125x6x9

Sambungan las pada balok utama WF 250x125x6x9 dengan balok anak WF 350x175x7x11 dengan tegangan tarik (f_y) 240 MPa dan tegangan tarik batas (f_u) 370 MPa. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Ukuran pelat yang digunakan :

$$\text{Lebar pelat } (W_{tw}) = \frac{150}{2} - \frac{6.5}{2} = 71.75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat } (t_{pw}) = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat } (H_w) = 300 - 2 \times 9 = 282 \text{ mm}$$

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = t_{\text{pelat}} \times H_{\text{pelat}} \times f_y$$

$$F_u = 12 \times 180 \times 240$$

$$F_u = 518.4 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{nw}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{518.4}{1228.4}$$

$$L = 422.01 \text{ mm}$$

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 282 + 2 \times 12$$

$$K = 875 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 6 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 6.5$$

$$\phi R_{BM} = 936 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 875 \times \frac{936}{1000}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 527.904 \text{ kN}$$

Flange Kolom

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 11 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 9$$

$$\phi R_{BM} = 1296 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 875 \times 1296$$

$$\text{Kekuatan BM} = 403.056 \text{ kN}$$

Total kekuatan *Base Metal* = $527.904 + 403.056 = 930.96 \text{ kN}$

Total kekuatan *Base Metal* > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar tidak mengalami sobekan.

Berikut tabel hasil pengecekan kekuatan las dan logam dasar pada balok anak WF 350x175x7x11.

Tabel 2.53. Cek Kekuatan Las pada Balok Anak WF 350x175x7x11

Balok Utama	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L<K)
WF 300x150	1228.4	422.01	875	Cukup
WF 200x100	1228.4	422.01	875	Cukup

Tabel 2.54. Cek Logam Dasar pada WF 148x100x6x9

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Total	Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)		
WF 300x150	518.4	527.904	403.056	930.96	Aman
WF 200x100	518.4	291.456	245.376	536.832	Aman

3) WF 250x125x6x9

Perhitungan sambungan untuk balok anak WF 250x125x6x9 dengan kapasitas geser 194.4 kN dan luas (A_g) 3766 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 19 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 19^2$$

$$A_b = 283.5287 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 283.5287$$

$$\phi R_n = 78.95 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{194.4}{78.95} = 2.46 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertikal 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$W_{tw} = 120 \text{ mm}$$

$$H_w = S1 \times 2 + (\text{baut vertikal} - 1) \times S$$

$$H_w = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$H_w = 120 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 6 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

a. Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 6 \text{ mm}$ diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(30 - \frac{(19 + 2)}{2}\right) \times 6 \times 370$$

$$R_n = 51948 \text{ N} = 51.948 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^P$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 6 \times 370$$

$$R_n = 101232 \text{ N} = 101.232 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 51.948 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\emptyset + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (60 - (19 + 2)) \times 6 \times 370$$

$$R_n = 101232 \text{ N} = 101.232 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^P$$

$$R_n = 2.4 \times 19 \times 6 \times 370$$

$$R_n = 101.232 \text{ N} = 101.232 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 101.232 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi × kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah × kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 2 \times 51.948 + 2 \times 101.232 = 306.36 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 306.36 = 229.77 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 315.79 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 229.77 kN.

b. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{120}{1000}$$

$$\phi P_n = 311.04 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 120 - 2 \times (19 + 2) \times 12$$

$$A_e = 936 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 936$$

$$\phi P_n = 259740 \text{ N} = 259.74 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

c. Sambungan Balok Anak ke Balok utama

Sambungan balok anak ke balok utama menggunakan sambungan las *Full Welding*. Perhitungan sambungannya terdiri dari kekuatan logam las, panjang las yang dibutuhkan, keliling pelat, dan cek flange dan web kolom.

Balok Utama WF 200x100x5.5x8

Sambungan las pada balok utama WF 200x100x5.5x8 dengan balok anak WF 250x125x6x9 dengan tegangan tarik (f_y) 240 MPa dan tegangan tarik batas (f_u) 370 MPa. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Ukuran pelat yang digunakan :

$$\text{Lebar pelat } (W_{tw}) = \frac{100}{2} - \frac{5.5}{2} = 47.25 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat } (t_{pw}) = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat } (H_w) = 200 - 2 \times 8 = 184 \text{ mm}$$

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = t_{\text{pelat}} \times H_{\text{pelat}} \times f_y$$

$$F_u = 12 \times 120 \times \frac{240}{1000}$$

$$F_u = 345.6 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{\text{las}} = 0.707 \times 8$$

$$A_{\text{las}} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{\text{las}} \times F_{nw}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{Fu}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{345.6}{1228.4}$$

$$L = 281.34 \text{ mm}$$

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 184 + 2 \times 12$$

$$K = 581 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} . Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 5.5 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 5.5$$

$$\phi R_{BM} = 792 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 581 \times \frac{792}{1000}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 291.456 \text{ Kn}$$

Flange Kolom

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} .
Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 8 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 8$$

$$\phi R_{BM} = 1152 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 581 \times 1152$$

$$\text{Kekuatan BM} = 245.376 \text{ kN}$$

Total kekuatan *Base Metal* = 291.456 + 245.376 = 536.832 kN

Total kekuatan *Base Metal* > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar tidak mengalami sobekan.

Berikut tabel hasil pengecekan kekuatan las dan logam dasar pada WF 250x125x6x9.

Tabel 2.55. Cek Kekuatan Las pada Balok Anak WF 250x125x6x9

Balok Utama	Kekuatan Las (ϕR_n) (N/mm)	Panjang las (L) (mm)	Keliling pelat (K) (mm)	Cek (L < K)
WF 200x100	1228.4	281.34	581	Cukup
WF 148x100	1228.4	281.34	472	Cukup

Tabel 2.56. Cek Logam Dasar pada WF 250x125x6x9

Kolom	Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) (kN)	Cek Logam Dasar		Total	Cek Keamanan ($F_u < \text{web kolom dan flange kolom}$)
		Web Kolom (kN)	Flange Kolom (kN)		
WF 300x150	345.6	291.456	245.376	536.832	Aman
WF 200x100	345.6	224.64	274.752	499.392	Aman

4) WF 200x100x5.5x8

Perhitungan sambungan untuk balok anak WF WF 200x100x5.5x8 dengan kapasitas geser 142.56 kN dan luas (A_g) 2716 mm² :

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 16 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 16^2$$

$$A_b = 201.0619 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 201.0619$$

$$\phi R_n = 55.98 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{142.56}{55.98} = 2.55 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertikal 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa. Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = S1 \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times S$$

$$W_{tw} = 25 \times 2 + (2 - 1) \times 50$$

$$W_{tw} = 100 \text{ mm}$$

$$H_w = S1 \times 2 + (\text{baut vertikal} - 1) \times S$$

$$H_w = 30 \times 2 + (2 - 1) \times 60$$

$$H_w = 120 \text{ mm}$$

Balok akan mengalami sobek terlebih dahulu daripada pelat karena tebal web (t_w) 5.5 mm lebih kecil dari tebal pelat (t_{pw}) 12 mm.

a. Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 5.5$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(25 - \frac{(16 + 2)}{2}\right) \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 39072 \text{ N} = 39.072 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 78144 \text{ N} = 78.144 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 39.072 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{antar pusat} - (\emptyset + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (50 - (16 + 2)) \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 78144 \text{ N} = 78.144 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 5.5 \times 370$$

$$R_n = 78144 \text{ N} = 78.144 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 78.144 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 2 \times 39.072 + 2 \times 78.144 = 234.432 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 234.432 = 175.824 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 223.94 kN lebih besar dari kuat tumpu sebesar 175.824 kN.

b. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Cek leleh

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{100}{1000}$$

$$\phi P_n = 259.2 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Cek fraktur

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 100 - 2 \times (16 + 2) \times 12$$

$$A_e = 768 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 768$$

$$\phi P_n = 213120 \text{ N} = 213.12 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

c. Sambungan Balok Anak ke Balok utama

Sambungan balok anak ke balok utama menggunakan sambungan las *Full Welding*. Perhitungan sambungannya terdiri dari kekuatan logam las, panjang las yang dibutuhkan, keliling pelat, dan cek flange dan web kolom.

Balok Utama WF 148x100x6x9

Sambungan las pada balok utama WF 148x100x6x9 dengan balok anak WF 200x100x5.5x8 dengan tegangan tarik (f_y) 240 MPa dan tegangan tarik batas (f_u) 370 MPa. Las yang digunakan E70 dengan kekuatan 70 ksi atau 483 MPa dan sudut 45°.

Ukuran pelat yang digunakan :

$$\text{Lebar pelat } (W^{tw}) = \frac{100}{2} - \frac{6}{2} = 47 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat } (t_{pw}) = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat } (H_w) = 148 - 2 \times 9 = 130 \text{ mm}$$

Kekuatan tarik yang diperlukan (F_u) :

$$F_u = t_{\text{pelat}} \times H_{\text{pelat}} \times f_y$$

$$F_u = 12 \times 130 \times \frac{240}{1000}$$

$$F_u = 288 \text{ kN}$$

Ukuran las (w) yang digunakan 8 mm. Sehingga, kekuatan logam las :

$$A_{las} = 0.707 \times \text{ukuran las}$$

$$A_{las} = 0.707 \times 8$$

$$A_{las} = 5.656 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi A_{las} \times F_{nw}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5.656 \times 483$$

$$\phi R_n = 1228.4 \text{ N/mm}$$

Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L = \frac{F_u}{\phi R_n}$$

$$L = \frac{288}{1228.4}$$

$$L = 234.45 \text{ mm}$$

Keliling pelat :

$$K = 2 \times \text{tinggi pelat} + 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$K = 2 \times 130 + 2 \times 12$$

$$K = 472 \text{ mm}$$

Keliling pelat > panjang las yang dibutuhkan, sehingga tercukupi karena menggunakan *Full Welding*.

Cek Logam Dasar (*Base Metal*)

Web Kolom :

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_w dan t_{pelat} .

Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 6 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 6$$

$$\phi R_{BM} = 864 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 472 \times \frac{864}{1000}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 224.64 \text{ kN}$$

Flange Kolom

$$\phi F_{BM} = \phi \times f_y$$

$$\phi F_{BM} = 0.6 \times 240$$

$$\phi F_{BM} = 144 \text{ MPa}$$

Tebal dalam perhitungan kekuatan logam dasar digunakan yang terkecil antara t_f dan t_{pelat} .

Sehingga, tebal yang digunakan yaitu 9 mm.

$$\phi R_{BM} = \phi F_{BM} \times t$$

$$\phi R_{BM} = 144 \times 9$$

$$\phi R_{BM} = 1296 \text{ N/mm}$$

Kekuatan total logam dasar :

$$\text{Kekuatan BM} = K \times \phi R_{BM}$$

$$\text{Kekuatan BM} = 581 \times 1296$$

$$\text{Kekuatan BM} = 274.752 \text{ kN}$$

Total kekuatan *Base Metal* = $224.64 + 274.752 = 499.332 \text{ kN}$

Total kekuatan *Base Metal* > Kekuatan tarik diperlukan, maka aman dimana logam dasar tidak mengalami sobekan.

2.9.4. Bresing

Bracing atau bresing sebagai penahan beban pada konstruksi. Jenis pengaku yang digunakan adalah pengaku bentuk V terbalik.

1) WF 175x175x7.5x11

Tipe baja yang digunakan BJ 37 dengan tegangan leleh 240 MPa. Luas profil (A_g) 5121 mm², kapasitas momen 79.9602 kNm, gaya aksial 619.21 kN dan gaya geser 170.1 kN.

Tabel 2.57. Nilai Ry dan Rt Material Baja

Aplikasi	R _y	R _t
Profil baja gilas panas dan batangan:		
• ASTM A36/A36M	1,5	1,2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1,3	1,1
• ASTM A992/A992M	1,1	1,1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1,1	1,1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), atau 70 (485)	1,1	1,1
• ASTM A588/A588M	1,1	1,1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1,2	1,1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1,2	1,2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1,1	1,2

Sesuai AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Tabel A3.1 dengan Ry yang digunakan 1.5 (American Institute of Steel Construction, 2016). Sehingga, menghitung kuat tarik yang dibutuhkan :

$$\frac{R_y F_y A_g}{\alpha_s} = \frac{1.5 \times 240 \times 5121}{1} = 1843.56 \text{ kN}$$

Tegangan Tarik :

$$\frac{M_{cap}}{H} = \frac{79.9602}{175} = 456.92 \text{ kN}$$

Tegangan tarik < kuat tarik yang dibutuhkan, sehingga profil aman digunakan.

a. Menghitung kekuatan kompresi yang dibutuhkan

Menurut AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings terdapat 2 rumus dengan mengambil nilai yang terendah.

Kekuatan kompresi rumus 1:

$$\frac{R_y F_y A_g}{\alpha_s} = \frac{1.5 \times 240 \times 5121}{1} \times \frac{1}{1000} = 1843.56 \text{ kN}$$

Kekuatan kompresi rumus 2 :

Sebelum menghitung kekuatan kompresi, diperlukan nilai fcr. Dengan nilai K = 0.65, Lc = 5.24 m, r = 43.8 mm, E = 200000 MPa, fy = 240 MPa.

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 5.24}{43.8} = 77.81$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71\sqrt{\frac{200000}{240}} = 135.97$$

$\frac{KL}{r} < 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dapat disimpulkan bahwa profil tekuk tidak elastis.

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{L \times r^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{5.24 \times 43.8^2} = 326.044$$

$$f_{cr} = [(0.658)^{f_y/f_e}] \times f_y = [(0.658)^{240/326.044}] \times 240 = 176.363 \text{ MPa}$$

Sehingga kekuatan kompresi :

$$\frac{1}{\alpha_s} F_{cr} A_g = \frac{1}{0.877} \times \frac{176.363 \times 5121}{1} \times \frac{1}{1000} = 1092.82 \text{ kN}$$

Karena diambil yang terkecil, kekuatan kompresi yang dipakai adalah 1092.82 kN. Gaya aksial < kekuatan kompresi, sehingga profil dapat digunakan.

b. Akomodasi Brace Buckling

Kekuatan lentur :

$$\frac{1.1 \times R_y \times M_p}{\alpha_s} = \frac{1.1 \times 1.5 \times 79.9602}{1} = 131.93 \text{ kNm}$$

Kapasitas momen < kekuatan lentur, profil aman digunakan.

c. Pelat penghubung

Pelat dihubungkan dengan *Full Welding* E70XX dengan tebal 16 mm. Untuk tekuk bresing luar bidang, las yang menghubungkan pelat ke sayap balok atau sayap kolom harus memiliki kekuatan geser yang tersedia sama dengan $0,6R_y F_y t_p / \alpha_s$ kali panjang sambungan.

Kuat geser yang tersedia :

$$\frac{0.6 R_y F_y t_p}{\alpha_s} = \frac{0.6 \times 1.5 \times 240 \times 16}{1} \times \frac{1}{1000} = 3.456 \text{ kN/mm}$$

$$H_{\text{gusset plates}} = 300 \text{ mm}$$

$$W_{\text{gusset plates}} = 265 \text{ mm}$$

$$\text{Joint length} = \sqrt{H_{\text{gusset plates}}^2 + W_{\text{gusset plates}}^2} - \frac{H}{2}$$

$$\text{Joint length} = \sqrt{300^2 + 265^2} - \frac{175}{2}$$

$$\text{Joint length} = 312.78 \text{ mm}$$

Kuat geser yang tersedia pada *gusset plates* dengan kali *joint length* :

$$= 3.456 \times 312.67 = 1080.97 \text{ kN}$$

Kuat geser yang tersedia > kapasitas geser, *gusset plates* aman digunakan.

Untuk sambungan baut pada bresing, pelat penyambung dan *gusset plate* menggunakan sambungan geser (baut pada web) dengan kapasitas geser 170.1 kN.

d. Sambungan Baut dan Pelat ke Bresing

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 16 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 16^2$$

$$A_b = 201.062 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 201.062$$

$$\phi R_n = 55.98 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{170.1}{55.98} = 3.04 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \emptyset = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 25 \times 2 + (2 - 1) \times 50$$

$$W_{tw} = 100 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi profil} - 50$$

$$H_w = 175 - 50$$

$$H_w = 125 \text{ mm}$$

e. Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 7.5 \text{ mm}$ diambil dari tebal terkecil antara web dan pelat. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(25 - \frac{(16 + 2)}{2}\right) \times 12 \times 370$$

$$R_n = 53280 \text{ N} = 53.28 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 12 \times 370$$

$$R_n = 106560 \text{ N} = 106.56 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 53.28 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (50 - (16 + 2)) \times 12 \times 370$$

$$R_n = 106560 \text{ N} = 106.56 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 12 \times 370$$

$$R_n = 106560 \text{ N} = 106.56 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 106.56 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 53.28 + 3 \times 106.56 = 319.68 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 319.68 = 239.76 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka baut akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 223.94 kN lebih kecil dari kuat tumpu sebesar 239.76 kN.

f. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{125}{1000}$$

$$\phi P_n = 324 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 125 - 2 \times (16 + 2) \times 12$$

$$A_e = 1068 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 1068$$

$$\phi P_n = 296370 \text{ N} = 296.37 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

g. Sambungan Baut dan Pelat ke Gusset Plate

Tu dari balok sebesar 170.1 kN.

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{170.1}{55.98} = 3.04 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa. Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 25 \times 2 + (2 - 1) \times 50$$

$$W_{tw} = 100 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi profil} - 50$$

$$H_w = 175 - 50$$

$$H_w = 125 \text{ mm}$$

h. Menghitung kuat tumpu *gusset plate*

$t_p = 12 \text{ mm}$. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut :

Baut tepi

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(25 - \frac{(16 + 2)}{2}\right) \times 12 \times 370$$

$$R_n = 113664 \text{ N} = 113.664 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^P$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 16 \times 370$$

$$R_n = 227328 \text{ N} = 227.328 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 113.664 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^P$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (50 - (16 + 2)) \times 12 \times 370$$

$$R_n = 227328 \text{ N} = 227.338 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^P$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 16 \times 370$$

$$R_n = 227328 \text{ N} = 227.328 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 227.328 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 113.664 + 3 \times 227.328 = 454.656 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 454.656 = 340.992 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka baut akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 223.94 kN lebih kecil dari kuat tumpu sebesar 340.992 kN.

i. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{16}{1000} \times \frac{125}{1000}$$

$$\phi P_n = 604.8 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 16 \times 125 - 2 \times (16 + 2) \times 16$$

$$A_e = 2224 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 2224$$

$$\phi P_n = 617160 \text{ N} = 617.16 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

2) WF 150x150x7x10

Tipe baja yang digunakan BJ 37 dengan tegangan leleh 240 MPa. Luas profil (A_g) 4014 mm², kapasitas momen 53.3769 kNm, gaya aksial 319.316 kN dan gaya geser 136.08 kN.

Sesuai AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Tabel A3.1, R_y yang digunakan sebesar 1.5. Sehingga, menghitung kuat tarik yang dibutuhkan sebagai berikut.

$$\frac{R_y F_y A_g}{\alpha_s} = \frac{1.5 \times 240 \times 4014}{1} = 1445.04 \text{ kN}$$

Tegangan Tarik :

$$\frac{M_{cap}}{H} = \frac{53.3769}{150} = 355.846 \text{ kN}$$

Tegangan tarik < kuat tarik yang dibutuhkan, sehingga profil aman digunakan.

a. Menghitung kekuatan kompresi yang dibutuhkan

Menurut AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings terdapat 2 rumus dengan mengambil yang terendah.

Kekuatan kompresi rumus 1:

$$\frac{R_y F_y A_g}{\alpha_s} = \frac{1.5 \times 240 \times 4014}{1} \times \frac{1}{1000} = 1445.04 \text{ kN}$$

Kekuatan kompresi rumus 2 :

Sebelum menghitung kekuatan kompresi, diperlukan nilai f_{cr} . Dengan nilai $K = 0.65$, $L_c = 5.24 \text{ m}$, $r = 37.5 \text{ mm}$, $E = 200000 \text{ MPa}$, $f_y = 240 \text{ MPa}$.

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 5.24}{37.5} = 90.88$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135.97$$

$\frac{KL}{r} < 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dapat disimpulkan bahwa profil tekuk tidak elastis.

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{L \times r^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{5.24 \times 37.5^2} = 238.9961$$

$$f_{cr} = [(0.658)^{f_y/f_e}] \times f_y = [(0.658)^{240/238.9961}] \times 240 = 157.6426 \text{ MPa}$$

Sehingga kekuatan kompresi :

$$\frac{1}{\alpha_s} F_{cr} A_g = \frac{1}{0.877} \times 157.6426 \times 4014 \times \frac{1}{1000} = 721.52 \text{ kN}$$

Karena diambil yang terkecil, kekuatan kompresi yang dipakai adalah 721.52 kN. Gaya aksial < kekuatan kompresi, sehingga profil dapat digunakan.

b. Akomodasi *Brace Buckling*

Kekuatan lentur :

$$\frac{1.1 \times R_y \times M_p}{\alpha_s} = \frac{1.1 \times 1.5 \times 53.3769}{1} = 88.07 \text{ kNm}$$

Kapasitas momen < kekuatan lentur, profil aman digunakan.

c. Pelat Penghubung

Pelat dihubungkan dengan *Full Welding* E70XX dengan tebal 14 mm. Untuk tekuk bresing luar bidang, las yang menghubungkan pelat ke sayap balok atau sayap kolom harus memiliki kekuatan geser yang tersedia sama dengan $0.6R_y F_y t_p / \alpha_s$ kali panjang sambungan.

Kuat geser yang tersedia :

$$\frac{0.6 R_y F_y t_p}{\alpha_s} = \frac{0.6 \times 1.5 \times 240 \times 14}{1} \times \frac{1}{1000} = 3.024 \text{ kN/mm}$$

$$H_{\text{gusset plates}} = 250 \text{ mm}$$

$$W_{\text{gusset plates}} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Joint length} = \sqrt{H_{\text{gusset plates}}^2 + W_{\text{gusset plates}}^2} - \frac{H}{2}$$

$$\text{Joint length} = \sqrt{250^2 + 250^2} - \frac{150}{2}$$

$$\text{Joint length} = 278.55 \text{ mm}$$

Kuat geser yang tersedia pada *gusset plates* dengan kali *joint length* :

$$= 3.024 \times 278.55 = 842.35 \text{ kN}$$

Kuat geser yang tersedia > kapasitas geser, *gusset plates* aman digunakan.

Untuk sambungan baut pada bresing, pelat penyambung dan *gusset plate* menggunakan sambungan geser (baut pada web) dengan kapasitas geser 136.08 kN.

d. Sambungan Baut dan Pelat ke Bresing

Baut yang digunakan adalah A325 dengan diameter 16 mm dan tegangan leleh minimum (f_y) 825 MPa. Pertama, menghitung kuat geser nominal dengan asumsi pada ulir baut tidak dikecualikan dari bidang geser :

$$F_{nv} = (0.625 \times f_y) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = (0.625 \times 825) \times 0.9 \times 0.8$$

$$F_{nv} = 371.25 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$A_b = 0.25 \times \pi \times 16^2$$

$$A_b = 201.062 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan geser baut per buah :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b, \quad \text{dimana } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 371.25 \times 201.062$$

$$\phi R_n = 55.98 \text{ kN/buah}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{\text{Kapasitas geser}}{\phi R_n} = \frac{136.08}{55.98} = 2.43 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertical 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa.

Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 25 \times 2 + (2 - 1) \times 50$$

$$W_{tw} = 100 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi profil} - 50$$

$$H_w = 150 - 50$$

$$H_w = 100 \text{ mm}$$

e. Menghitung kuat tumpu web

$t_p = 7$ mm diambil dari tebal terkecil antara web dan balok. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut.

Baut tepi :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(25 - \frac{(16 + 2)}{2}\right) \times 7 \times 370$$

$$R_n = 49728 \text{ N} = 49.728 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 7 \times 370$$

$$R_n = 99456 \text{ N} = 99.456 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 49.728 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (50 - (16 + 2)) \times 7 \times 370$$

$$R_n = 99456 \text{ N} = 99.456 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 7 \times 370$$

$$R_n = 99456 \text{ N} = 99.456 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 99.456 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 49.728 + 3 \times 99.456 = 298.368 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 298.368 = 223.776 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka pelat akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 223.94 kN lebih kecil dari kuat tumpu sebesar 223.776 kN.

f. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{12}{1000} \times \frac{100}{1000}$$

$$\phi P_n = 259.2 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 12 \times 100 - 2 \times (16 + 2) \times 12$$

$$A_e = 768 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 768$$

$$\phi P_n = 213120 \text{ N} = 213.12 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

g. Sambungan Baut dan Pelat ke Gusset Plate

Tu dari balok = 136.08 kN

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{136.08}{55.98} = 2.43 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah baut 4 buah karena lebih mudah dalam desain dan simetris dengan baut vertikal 2 buah dan horizontal 2 buah.

Jarak baut :

$$\text{Jarak baut ke tepi (S1)} = 1.5 \times \phi = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$\text{Antar pusat (S)} = 3 \times \phi = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Sebelum mencari jarak antar baut vertikal, dibutuhkan lebar dan tinggi sambungan pelat dengan tebal pelat (t_{pw}) 12 mm, tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan tegangan batas (f_u) 370 MPa. Perhitungan lebar dan tinggi pelat sebagai berikut

$$W_{tw} = \text{jarak baut tepi} \times 2 + (\text{baut horizontal} - 1) \times \text{jarak baut antar pusat}$$

$$W_{tw} = 25 \times 2 + (2 - 1) \times 50$$

$$W_{tw} = 100 \text{ mm}$$

$$H_w = \text{Tinggi profil} - 50$$

$$H_w = 150 - 50$$

$$H_w = 100 \text{ mm}$$

h. Menghitung kuat tumpu *gusset plate*

$t_p = 14 \text{ mm}$. Pada SNI 1729:2020 persamaan J6-3a, bila terjadi deformasi di lubang baut pada beban layan, maka rumus kuat tumpu sebagai berikut :

Baut tepi :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ tepi}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ tepi}} = \text{Antara baut ke tepi} - \frac{(d_b + 2)}{2}, \text{ dimana } d_b = \text{diameter baut}$$

$$R_n = 1.2 \times \left(25 - \frac{(16 + 2)}{2}\right) \times 14 \times 370$$

$$R_n = 99456 \text{ N} = 99.456 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 14 \times 370$$

$$R_n = 198912 \text{ N} = 198.912 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tepi adalah 99.456 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Baut tengah :

$$R_n = 1.2 \times l_{c \text{ antar baut}} \times t_p \times f_u^p$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = \text{Antar pusat} - (\phi + 2)$$

$$R_n = 1.2 \times (50 - (16 + 2)) \times 14 \times 370$$

$$R_n = 198912 \text{ N} = 198.912 \text{ kN}$$

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u^p$$

$$R_n = 2.4 \times 16 \times 14 \times 370$$

$$R_n = 198912 \text{ N} = 198.912 \text{ kN}$$

Kuat tumpu yang dipakai pada baut tengah adalah 198.912 kN dengan mengambil nilai yang terkecil.

Kuat tumpu total = jumlah baut tepi \times kuat tumpu baut tepi + jumlah baut tengah \times kuat tumpu baut tengah

$$\text{Kuat tumpu total} = 3 \times 99.456 + 3 \times 198.912 = 397.824 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total setelah di reduksi dengan faktor reduksi (ϕ) 0.75 :

$$= 0.75 \times 397.824 = 298.368 \text{ kN}$$

Kuat tumpu total lebih besar dari kapasitas geser, sehingga baut aman digunakan.

Bila terjadi kegagalan, maka baut akan sobek terlebih dahulu karena total kuat geser baut sebesar 223.94 kN lebih kecil dari kuat tumpu sebesar 298.368 kN.

i. Cek leleh dan fraktur pada pelat

Sesuai SNI 1729:2020 pada persamaan J4-1, untuk mengecek leleh pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_y \times t_{pw} \times H_w, \text{ dimana } \phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 240 \times \frac{14}{1000} \times \frac{100}{1000}$$

$$\phi P_n = 453.6 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < kekuatan leleh pelat, maka pelat aman untuk digunakan.

Sesuai ASNI 1729:2020 pada persamaan J4-2, untuk mengecek fraktur pada pelat dapat menggunakan rumus sebagai berikut

$$\phi P_n = \phi \times f_u \times A_e, \text{ dimana } \phi = 0.75$$

$$A_e = (t_{pw} \times H_w) - \text{jumlah baut tepi} \times (\text{diameter baut} + 2) \times t_{pw}$$

$$A_e = 14 \times 100 - 2 \times (16 + 2) \times 14$$

$$A_e = 1596 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 370 \times 1596$$

$$\phi P_n = 442890 \text{ N} = 442.89 \text{ kN}$$

Kapasitas geser < batas fraktur, maka pelat aman untuk digunakan.

2.10. Desain Slab

2.10.1. Slab S1

Slab yang digunakan adalah metal deck dengan ukuran pelat medal deck sebagai berikut

Tinggi gelombang	= 50 mm
Lebar efektif	= 1050 mm
Panjang	= 12000 mm
Tebal metal deck	= 1 mm
AS bondek	= 1161 mm ² /m

Perhitungan pembebanan untuk lantai bangunan sebagai berikut :

Beban Mati

- Pelat beton dengan t 12 cm	= 288 kg/m ²
- Mekanikal / elektrik	= 5 kg/m ²
- Plafond	= 15 kg/m ²
- Finishing	= 105 kg/m ²
- Total beban mati (DL)	= 413 kg/m ²

Beban hidup

- Beban hidup (LL)	= 750 kg/m ²
--------------------	-------------------------

Didapat $Q_u = 1.2 DL + 1.6 LL = 1696 \text{ kg/m}^2$

Dengan $L_x = 6000 \text{ mm}$, dan $L_y = 2000 \text{ mm}$. $L_x > L_y$, sehingga digunakan *oneway slab*.

Perhitungan Penulangan

Tulangan lapangan

Menghitung gaya momen pada pelat lantai :

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times Q_u \times l_x^2$$

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times 1696 \times 4$$

$$M_u \text{ lapangan} = 847.8 \text{ kgm}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{25}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{25}$$

$$f_r = 3.5 \text{ MPa}$$

Sesuai dengan data bondek maka selimut atau garis netral bondek = Tinggi gelombang / 2
= 50 / 2
= 25 mm

Untuk $d_{\text{eff}} = t \times 10$ – garis netral bondek
= 12 × 10 – 25
= 95 mm

$$m = \frac{f_y / 0.85}{f'_c}$$
$$m = \frac{500 / 0.85}{25}$$

$$m = 23.53$$

Diketahui menggunakan tulangan D-8 dengan tebal selimut beton 25 mm dan jarak selimut 29 mm, $b = 1000 \text{ mm}$, $h = 120 \text{ mm}$. Sehingga d_{eff} :

$$d_{\text{eff}} = h - \text{jarak selimut}$$

$$d_{\text{eff}} = 120 - 29$$

$$d_{\text{eff}} = 91 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}, \phi = 0.8$$

$$R_n = \frac{847.8 \times 10000}{0.8 \times 1000 \times 91^2}$$

$$R_n = 1.28$$

$$\rho = \frac{0.85 \times f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 25}{500} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.28}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho = 0.0026$$

$$A_s \text{ min} = \rho \times b \times \text{deff}$$

$$A_s \text{ min} = 0.0026 \times 1000 \times 91$$

$$A_s \text{ min} = 240.38 \text{ mm}^2/\text{m}$$

As bondek sebesar 1160.95 mm²/m > As min sebesar 240.38 mm²/m, maka didapat keperluan tulangan masih lebih kecil dari kapasitas bondek.

Tulangan Tumpuan

$$m = \frac{f_y / 0.85}{500 \frac{f'_c}{0.85}}$$

$$m = 23.53$$

Diketahui menggunakan tulangan D-8 dengan tebal selimut beton 25 mm, jarak selimut 29 mm, b = 1000 mm, dan h = 120 mm. Sehingga deff :

$$\text{deff} = h - \text{jarak selimut}$$

$$\text{deff} = 120 - 29$$

$$\text{deff} = 91 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}, \phi = 0.8$$

$$R_n = \frac{847.8 \times 10000}{0.8 \times 1000 \times 91^2}$$

$$R_n = 1.28$$

$$\rho = \frac{0.85 \times f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 25}{500} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.28}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho = 0.0026$$

As minimum :

$$As_{min} = \rho \times b \times d_{eff}$$

$$As_{min} = 0.0026 \times 1000 \times 91$$

$$As_{min} = 240.38 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jarak antar tulangan :

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{\frac{As_{min}}{0.25\pi 8^2}} = 209.106 \text{ mm}$$

Maka, jarak rebar yang digunakan 150 mm karena jarak maksimal 150 mm.

As yang terpasang :

$$As_{terpasang} = \frac{1000}{\text{jarak rebar}} \times \frac{1}{4} \pi r^2$$

$$As_{terpasang} = \frac{1000}{150} \times \frac{1}{4} \pi 8^2$$

$$As_{terpasang} = 351.86 \text{ mm}^2/\text{m}$$

As terpasang $351.86 \text{ mm}^2/\text{m} > As_{min}$ sebesar $240.38 \text{ mm}^2/\text{m}$, maka tulangan D8 – 150 dapat digunakan sebagai tulangan tumpuan.

Cek lendutan

$$M_{LL} = \frac{\text{Beban hidup}}{Q_u} \times Mu_{lapangan}$$

$$M_{LL} = \frac{750}{1696} \times 847.8$$

$$M_{LL} = 375 \text{ kgm}$$

$$M_{DL} = \frac{Mu_{lapangan} - 1.6 \times M_{LL}}{1.2}$$

$$M_{DL} = \frac{847.8 - 1.6 \times 375}{1.2}$$

$$M_{DL} = 206.5 \text{ kgm}$$

$$M_{sus} = M_{DL} + 0.5 \times M_{LL}$$

$$M_{sus} = 206.5 + 0.5 \times 375$$

$$M_{sus} = 394 \text{ Kgm}$$

$$M_{DL+LL} = 206.5 + 375 = 581.5 \text{ Kgm}$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 1000 \times 12 \times 10^3 = 1.44 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$B = \frac{1000}{\text{As terpasang}} = \frac{1000}{351.86} = 2.842$$

$$n = \frac{200000}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.511$$

$$r = (n - 1) \times \frac{\text{As bondek}}{n \times \text{As terpasang}}$$

$$r = (8.511 - 1) \times \frac{1161}{8.511 \times 351.86}$$

$$r = 2.912$$

$$kd = \frac{\sqrt{2} \times d_{\text{eff}} \times B \times \left(1 + r \times \frac{\text{garis netral}}{d_{\text{eff}}} + (1 + r^2) \right) - (1 + r)}{B}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2} \times 95 \times 2.842 \times \left(1 + 2.912 \times \frac{25}{95} + (1 + 2.912^2) \right) - (1 + 2.912)}{2.842}$$

$$kd = 26.04$$

$$I_{cr} = (1 \times 1000) \times \frac{(kd)^3}{3} + As \text{ bondek} \times As \text{ terpasang} \times (d \text{ eff} - kd)^2$$

$$+ (n - 1) \times As \text{ bondek} \times (kd - \text{garis netral})^2$$

$$I_{cr} = (1 \times 1000) \times \frac{(26.04)^3}{3} + 1161 \times 351.86 \times (95 - 26.04)^2$$

$$+ (8.511 - 1) \times 1161 \times (26.04 - 25)^2$$

$$I_{cr} = 1.9484 \times 10^9$$

$$\frac{I_g}{I_{cr}} = \frac{1.44 \times 10^8}{1.9484 \times 10^9} = 0.074$$

$$y_t = 74.49 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = fr \times \frac{I_g}{y_t} \times 0.0001019716$$

$$M_{cr} = 3.5 \times \frac{1.44 \times 10^8}{74.49} \times 0.0001019716$$

$$M_{cr} = 689.9 \text{ Kgm}$$

Kondisi DL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{DL}} = \frac{689.9}{206.5} = 3.341$$

Karena $M_{cr}/M_{DL} > 1$, maka $I_{ed} = I_g = 1.44 \times 10^8$

Kondisi DL + 50% LL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{sus}} = \frac{689.9}{394} = 2.543$$

Karena $M_{cr}/M_{sus} > 1$, maka $I_{ed} = I_g = 1.44 \times 10^8$

Kondisi DL + LL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{DL+LL}} = \frac{689.9}{581.5} = 3.341$$

Karena $M_{cr}/M_{DL+LL} > 1$, maka $I_{ed} = I_g = 1.44 \times 10^8$

Tabel 2.58. Cek Lendutan Izin Slab S1

Kondisi	DL (mm)	DL + 50% LL (mm)	DL+LL (mm)	LL (mm)	Lendutan Izin (L/360) (mm)	Status Kondisi Live	Lendutan Izin (L/240) (mm)	Status Kondisi Service
Short Term	0.249	0.476	0.702	0.453	5.556	Ok	8.333	Ok
	Creep + shrinkage (mm)		Creep + shrinkage + LL (mm)		Lendutan Izin (L/360) (mm)	Status Kondisi Live	Lendutan Izin (L/240) (mm)	Status Kondisi Service
3 Bulan	0.295		0.748		5.556	Ok	8.333	Ok
5 Bulan	0.591		1.043		5.556	Ok	8.333	Ok

Perhitungan *Shear Connector*

Berikut data yang dibutuhkan dalam perhitungan *shear connector*.

Baja WF 200X100X5.5X8

$h_t = 200 \text{ mm}$

$b_f = 100 \text{ mm}$

$t_w = 5.5 \text{ mm}$

$t_f = 8 \text{ mm}$

$A = 2716 \text{ mm}^2$

$F_y = 240 \text{ MPa}$

$L_{end} = 2000 \text{ mm}$

Pelat yang digunakan :

Tebal pelat = 120 mm

$F_c = 25 \text{ MPa}$

$E_c = 23500 \text{ MPa}$

$B_{eff} = 1000 \text{ mm}$

$A_c = 120000 \text{ mm}^2$

Stud yang digunakan :

Diameter = 19 mm

$L = 100 \text{ mm}$

$A_{sa} = 283.53 \text{ mm}^2$

$F_u = 450 \text{ MPa}$

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0.75$$

Sesuai dengan peraturan AISC LRFD 360-16 (American Institute of Steel Construction, 2016), persamaan untuk menghitung *shear connector* terdiri dari 3 perhitungan, yakni :

1. Perhitungan Transfer Beban untuk Kekuatan Lentur

Pada perhitungan transfer beban terdiri dari 2 persamaan dimana hasil dari ketiga persamaan akan dicari yang terbesar.

a. Concrete crushing

$$V' = 0.85f'c \times A_c$$

$$V' = 0.85 \times 25 \times 120000$$

$$V' = 2550000 \text{ N}$$

b. Tensile yielding of the steel section

$$V' = F_y \times A_s$$

$$V' = 240 \times 2716$$

$$V' = 651840 \text{ N}$$

Sehingga didapat transfer beban sebesar 2550000 N.

2. Kekuatan Konektor Geser Nominal

Berikut persamaan kekuatan konektor geser nominal.

$$Qn = 0.5A_{sa}\sqrt{f'c \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u$$

$$0.5A_{sa}\sqrt{f'c \times E_c} = 0.5 \times 283.53\sqrt{25 \times 23500} = 108660.331 \text{ N}$$

$$R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u = 0.75 \times 1 \times 283.53 \times 450 = 95690.949 \text{ N}$$

Sehingga, kekuatan konektor geser sebesar 108660.331. Bila dikalikan dengan faktor reduksi sebesar 0.65, didapat hasil kekuatan konektor geser nominal sebesar 62199.1167 N.

3. Jumlah Koneksi Stud yang Dibutuhkan

Persamaan jumlah koneksi stud sebagai berikut

$$n_{stud} = \frac{V'}{Qn} = \frac{2550000}{62199.1167} = 40.997 \approx 41$$

Number stud in section = 4

$$\text{Spacing longitudinal} = \frac{L_{\text{end}}}{\left(\frac{n_{\text{stud}}}{\text{Number stud in section}}\right)} = \frac{2000}{\left(\frac{4}{4}\right)} = 195 \text{ mm}$$

Spacing transversal = 80 mm

Sehingga, stud yang digunakan yaitu dia. 19 – 150.

Menurut AISC I3.1.2c-2d (American Institute of Steel Construction, 2016), terdapat 7 syarat untuk perhitungan stud, yakni :

- Stud Diameter Harus 3/4 in (19 mm) atau kurang kecuali hanya untuk transfer geser di pelat padat dalam kasus 7/8 in (22 mm) dan 1 in (25 mm) diameter stud diizinkan.
Diameter = 19 mm untuk pelat padat (aman)
- Diameter Stud harus $\leq 2,5$ kali ketebalan baja logam dasar yang dilas
Tebal baja = 8 mm, sehingga diameter stud 19 mm ≤ 20 (aman)
- Panjang maksimum stud ≥ 4 diameter stud
Panjang stud = 100 mm, sehingga panjang stud 100 mm ≥ 76 mm (aman)
- Jarak longitudinal minimum stud ≥ 6 diameter stud
Jarak longitudinal = 125 mm, sehingga jarak longitudinal 125 mm ≥ 114 mm (aman)
- Jarak longitudinal maksimum stud ≤ 8 tebal pelat atau 900 mm
Tebal pelat = 120mm, sehingga Jarak longitudinal 125 mm ≤ 900 mm (aman)
- Jarak transversal maksimum pada stud ≥ 4 diameter stud
Jarak transversal = 80 mm, sehingga jarak transversal 80 mm ≥ 76 mm (aman)
- Selimut pelat beton minimal 13 mm
Selimut beton = tebal pelat - panjang stud
Selimut beton = 120 – 100 = 20 mm
Sehingga, selimut beton 20 mm ≥ 13 mm (aman)

2.10.2. Slab S2

Slab yang digunakan adalah metal deck dengan ukuran pelat metal deck sebagai berikut

Tinggi gelombang	= 50 mm
Lebar efektif	= 1050 mm
Panjang	= 12000 mm
Tebal metal deck	= 1 mm
AS bondek	= 1161 mm ² /m

Perhitungan pembebanan untuk lantai bangunan sebagai berikut :

Beban Mati

- Pelat beton dengan t 10 cm = 240 kg/m²
- Mekanikal / elektrik = 5 kg/m²
- Plafond = 15 kg/m²
- Finishing = 105 kg/m²
- Total beban mati (DL) = 365 kg/m²

Beban hidup

- Beban hidup (LL) = 100 kg/m²

Didapat $Q_u = 1.2 DL + 1.6 LL = 598 \text{ kg/m}^2$

Dengan $L_x = 6000 \text{ mm}$, dan $L_y = 2000 \text{ mm}$. $L_x > L_y$, sehingga digunakan *oneway slab*.

Perhitungan Penulangan

Tulangan lapangan

Menghitung gaya momen pada pelat lantai :

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times Q_u \times l_x^2$$

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times 598 \times 4$$

$$M_u \text{ lapangan} = 299 \text{ kgm}$$

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

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{25}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{25}$$

$$f_r = 3.5 \text{ MPa}$$

Sesuai dengan data bondek maka selimut atau garis netral bondek = Tinggi gelombang / 2

$$= 50 / 2$$

$$= 25 \text{ mm}$$

Untuk $d_{\text{eff}} = t - \text{garis netral bondek}$

$$= (10 \times 10) - 25$$

$$= 75 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y / 0.85}{f'_c}$$

$$m = \frac{500 / 0.85}{25}$$

$$m = 23.53$$

Diketahui menggunakan tulangan D-8 dengan tebal selimut beton 25 mm dan jarak selimut 29 mm, $b = 1000 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$. Sehingga d_{eff} :

$$d_{eff} = h - \text{jarak selimut}$$

$$d_{eff} = 100 - 29$$

$$d_{eff} = 71 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}, \phi = 0.8$$

$$R_n = \frac{299 \times 10000}{0.8 \times 1000 \times 71^2}$$

$$R_n = 0.74$$

$$\rho = \frac{0.85 \times f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 25}{500} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.74}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho = 0.0015$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho \times b \times d_{eff}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \times 1000 \times 71$$

$$A_{s \text{ min}} = 107.19 \text{ mm}^2/\text{m}$$

As bondek sebesar $1160.95 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s \text{ min}}$ sebesar $107.19 \text{ mm}^2/\text{m}$, maka didapat keperluan tulangan masih lebih kecil dari kapasitas bondek.

Tulangan Tumpuan

$$m = \frac{f_y / 0.85}{500 / 0.85}$$

$$m = \frac{f_y}{500}$$

$$m = 23.53$$

Diketahui menggunakan tulangan D-8 dengan tebal selimut beton 25 mm, jarak selimut 29 mm,

$b = 1000$ mm, dan $h = 100$ mm. Sehingga deff :

$$\text{deff} = h - \text{jarak selimut}$$

$$\text{deff} = 100 - 29$$

$$\text{deff} = 71 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}, \phi = 0.8$$

$$R_n = \frac{299 \times 10000}{0.8 \times 1000 \times 71^2}$$

$$R_n = 0.74$$

$$\rho = \frac{0.85 \times f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 25}{500} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.74}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho = 0.0015$$

As minimum :

$$A_s \text{ min} = \rho \times b \times \text{deff}$$

$$A_s \text{ min} = 0.0015 \times 1000 \times 71$$

$$A_s \text{ min} = 107.19 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jarak antar tulangan :

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{\frac{A_s \text{ min}}{0.25 \pi r^2}}$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{\frac{107.19}{0.25 \pi 8^2}}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 468.958 \text{ mm}$$

Maka, jarak rebar yang digunakan 150 mm karena untuk jarak rebar maksimal 150 mm.

As yang terpasang :

$$\text{As terpasang} = \frac{1000}{\text{jarak rebar}} \times \frac{1}{4} \pi r^2$$

$$\text{As terpasang} = \frac{1000}{150} \times \frac{1}{4} \pi 8^2$$

$$\text{As terpasang} = 351.86 \text{ mm}^2/\text{m}$$

As terpasang $351.86 \text{ mm}^2/\text{m} >$ As min sebesar $107.19 \text{ mm}^2/\text{m}$, maka tulangan D8 – 150 dapat digunakan sebagai tulangan tumpuan.

Cek lendutan

$$M_{LL} = \frac{\text{Beban hidup}}{Q_u} \times \text{Mu lapangan}$$

$$M_{LL} = \frac{100}{598} \times 299$$

$$M_{LL} = 50 \text{ kgm}$$

$$M_{DL} = \frac{\text{Mu lapangan} - 1.6 \times M_{LL}}{1.2}$$

$$M_{DL} = \frac{299 - 1.6 \times 50}{1.2}$$

$$M_{DL} = 182.5 \text{ kgm}$$

$$M_{sus} = M_{DL} + 0.5 \times M_{LL}$$

$$M_{sus} = 182.5 + 0.5 \times 50$$

$$M_{sus} = 207.5 \text{ Kgm}$$

$$M_{DL+LL} = 182.5 + 50 = 232.5 \text{ Kgm}$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 1000 \times 10 \times 10^3 = 8.33 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$B = \frac{1000}{\text{As terpasang}} = \frac{1000}{351.86} = 2.842$$

$$n = \frac{200000}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.511$$

$$r = (n - 1) \times \frac{\text{As bondek}}{n \times \text{As terpasang}}$$

$$r = (8.511 - 1) \times \frac{1161}{8.511 \times 351.86}$$

$$r = 2.912$$

$$kd = \frac{\sqrt{2 \times d \text{ eff} \times B \times \left(1 + r \times \frac{\text{garis netral}}{d \text{ eff}} + (1 + r^2)\right) - (1 + r)}}{B}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2 \times 75 \times 2.842 \times \left(1 + 2.912 \times \frac{25}{75} + (1 + 2.912^2)\right) - (1 + 2.912)}}{2.842}$$

$$kd = 23.21$$

$$I_{cr} = (1 \times 1000) \times \frac{(kd)^3}{3} + \text{As bondek} \times \text{As terpasang} \times (d \text{ eff} - kd)^2$$

$$+ (n - 1) \times \text{As bondek} \times (kd - \text{garis netral})^2$$

$$I_{cr} = (1 \times 1000) \times \frac{(23.21)^3}{3} + 1161 \times 351.86 \times (75 - 23.21)^2$$

$$+ (8.511 - 1) \times 1161 \times (23.21 - 25)^2$$

$$I_{cr} = 1.1 \times 10^9$$

$$\frac{I_g}{I_{cr}} = \frac{8.33 \times 10^7}{1.1 \times 10^9} = 0.076$$

$$y_t = 56.31 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = fr \times \frac{I_g}{y_t} \times 0.0001019716$$

$$M_{cr} = 3.5 \times \frac{8.33 \times 10^7}{56.31} \times 0.0001019716$$

$$M_{cr} = 528.2 \text{ Kgm}$$

Kondisi DL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{DL}} = \frac{528.2}{182.5} = 2.894$$

Karena $M_{cr}/M_{DL} > 1$, maka $I_{ed} = I_g = 8.33 \times 10^7$

Kondisi DL + 50% LL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{sus}} = \frac{528.2}{207.5} = 2.545$$

Karena $M_{cr}/M_{sus} > 1$, maka $I_{ed} = I_g = 8.33 \times 10^7$

Kondisi DL + LL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{DL+LL}} = \frac{528.2}{232.5} = 2.272$$

Karena $M_{cr}/M_{DL+LL} > 1$, maka $I_{ed} = I_g = 8.33 \times 10^7$

Tabel 2.59. Cek Lendutan Izin Slab S2

Kondisi	DL (mm)	DL + 50% LL (mm)	DL+LL (mm)	LL (mm)	Lendutan Izin (L/360) (mm)	Status Kondisi Live	Lendutan Izin (L/240) (mm)	Status Kondisi Service
Short Term	0.381	0.433	0.485	0.104	5.556	Ok	8.333	Ok
	Creep + shrinkage (mm)		Creep + shrinkage + LL (mm)		Lendutan Izin (L/360) (mm)	Status Kondisi Live	Lendutan Izin (L/240) (mm)	Status Kondisi Service
3 Bulan	0.244		0.348		5.556	Ok	8.333	Ok
5 Bulan	0.488		0.592		5.556	Ok	8.333	Ok

Perhitungan *Shear Connector*

Berikut data yang dibutuhkan dalam perhitungan *shear connector*.

Baja WF 148X100X6X9

$h_t = 148 \text{ mm}$

$b_f = 100 \text{ mm}$

$t_w = 6 \text{ mm}$

$t_f = 9 \text{ mm}$

$A = 2684 \text{ mm}^2$

$F_y = 240 \text{ MPa}$

$L_{\text{end}} = 2000 \text{ mm}$

Pelat yang digunakan :

Tebal pelat = 100 mm

$F_c = 25 \text{ MPa}$

$E_c = 23500 \text{ MPa}$

$B_{\text{eff}} = 1000 \text{ mm}$

$A_c = 100000 \text{ mm}^2$

Stud yang digunakan :

Diameter = 16 mm

$L = 75 \text{ mm}$

$A_{\text{sa}} = 201.06 \text{ mm}^2$

$F_u = 450 \text{ MPa}$

$R_g = 1$

$R_p = 0.75$

Sesuai dengan peraturan AISC LRFD 360-16, persamaan untuk menghitung *shear connector* terdiri dari 3 perhitungan, yakni :

1. Perhitungan Transfer Beban untuk Kekuatan Lentur

Pada perhitungan transfer beban terdiri dari 2 persamaan dimana hasil dari ketiga persamaan akan dicari yang terbesar.

a. *Concrete crushing*

$$V' = 0.85f'c \times A_c$$

$$V' = 0.85 \times 25 \times 100000$$

$$V' = 2125000 \text{ N}$$

b. *Tensile yielding of the steel section*

$$V' = F_y \times A_s$$

$$V' = 240 \times 2684$$

$$V' = 644160 \text{ N}$$

Sehingga didapat transfer beban sebesar 2550000 N.

2. Kekuatan Konektor Geser Nominal

Berikut persamaan kekuatan konektor geser nominal.

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u$$

$$0.5A_{sa}\sqrt{f'_c \times E_c} = 0.5 \times 201.06\sqrt{25 \times 235000} = 77055.5255 \text{ N}$$

$$R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u = 0.75 \times 1 \times 201.06 \times 450 = 67858.4013 \text{ N}$$

Sehingga, kekuatan konektor geser sebesar 67858.4013. Bila dikalikan dengan faktor reduksi sebesar 0.65, didapat hasil kekuatan konektor geser nominal sebesar 44107.9609 N

3. Jumlah Koneksi Stud yang Dibutuhkan

Persamaan jumlah koneksi stud sebagai berikut

$$n_{stud} = \frac{V'}{Q_n} = \frac{2125000}{44107.9609} = 48.177 \approx 49$$

Number stud in section = 4

$$Spacing \text{ longitudinal} = \frac{L_{end}}{\left(\frac{n_{stud}}{\text{Number stud in section}}\right)} = \frac{2000}{\left(\frac{49}{3}\right)} = 163 \text{ mm}$$

Spacing transversal = 65 mm

Sehingga, stud yang digunakan yaitu dia. 16 – 150.

Stud Cek Parameter

Menurut AISC I3.1.2c-2d, terdapat 7 syarat untuk perhitungan stud, yakni :

- Stud Diameter Harus 3/4 in (19 mm) atau kurang kecuali hanya untuk transfer geser di pelat padat dalam kasus 7/8 in (22 mm) dan 1 in (25 mm) diameter stud diizinkan.
Diameter = 16 mm untuk pelat padat (aman)
- Diameter Stud harus $\leq 2,5$ kali ketebalan baja logam dasar yang dilas

- Tebal baja = 9 mm, sehingga diameter stud $16 \text{ mm} \leq 23$ (aman)
- c. Panjang maksimum stud ≥ 4 diameter stud
 Panjang stud = 75 mm, sehingga panjang stud $75 \text{ mm} \geq 64 \text{ mm}$ (aman)
- d. Jarak longitudinal minimum stud ≥ 6 diameter stud
 Jarak longitudinal = 100 mm, sehingga jarak longitudinal $100 \text{ mm} \geq 96 \text{ mm}$ (aman)
- e. Jarak longitudinal maksimum stud ≤ 8 tebal pelat atau 900 mm
 Tebal pelat = 100mm, sehingga Jarak longitudinal $100 \text{ mm} \leq 800 \text{ mm}$ (aman)
- f. Jarak transversal maksimum pada stud ≥ 4 diameter stud
 Jarak transversal = 65 mm, sehingga jarak transversal $65 \text{ mm} \geq 64 \text{ mm}$ (aman)
- g. Selimut pelat beton minimal 13 mm
 Selimut beton = tebal pelat - panjang stud
 Selimut beton = $100 - 75 = 25 \text{ mm}$
 Sehingga, selimut beton $25 \text{ mm} \geq 13 \text{ mm}$ (aman)

2.10.3. Slab S3

Slab yang digunakan adalah slab beton dengan ukuran *Wiremesh* sebagai berikut.

$$YS = 490.5 \text{ N/mm}^2$$

$$TS = 539.6 \text{ N/mm}^2$$

Baja tulangan BjTS 420 B dengan YS min = 420 N/mm^2 dan TS min = 525 N/mm^2 .

Perhitungan pembebanan untuk lantai bangunan sebagai berikut :

Beban Mati

- Pelat beton dengan t 12 cm = 288 kg/m^2
- Mekanikal / elektrik = 5 kg/m^2
- Plafond = 15 kg/m^2
- Finishing = 105 kg/m^2
- Total beban mati (DL) = 365 kg/m^2

Beban hidup

- Beban hidup (LL) = 500 kg/m^2

$$\text{Didapat } Q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 1296 \text{ kg/m}^2$$

Dengan $L_x = 6000 \text{ mm}$, dan $L_y = 2000 \text{ mm}$. $L_x > L_y$, sehingga digunakan *oneway slab*.

Perhitungan Penulangan

Tulangan lapangan

Menghitung gaya momen pada pelat lantai :

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times Q_u \times l_x^2$$

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times 1296 \times 4$$

$$M_u \text{ lapangan} = 647.8 \text{ kgm}$$

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

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{25}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{25}$$

$$f_r = 3.5 \text{ MPa}$$

Selimut beton 25 mm, sehingga d eff :

$$d_{\text{eff}} = t - \text{selimut beton}$$

$$d_{\text{eff}} = (12 \times 10) - 25$$

$$d_{\text{eff}} = 95 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$m = \frac{500}{0.85 \times 25}$$

$$m = 23.53$$

Diketahui menggunakan tulangan D-8 dengan tebal selimut beton 25 mm dan jarak selimut 29 mm, b = 1000 mm, h = 120 mm. Sehingga deff :

$$d_{\text{eff}} = h - \text{jarak selimut}$$

$$d_{\text{eff}} = 120 - 29$$

$$d_{\text{eff}} = 91 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}, \phi = 0.8$$

$$R_n = \frac{647.8 \times 10000}{0.8 \times 1000 \times 91^2}$$

$$R_n = 0.98$$

$$\rho = \frac{0.85 \times f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 25}{500} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.98}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho = 0.002$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho \times b \times d_{\text{eff}}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 \times 1000 \times 91$$

$$A_{s \text{ min}} = 182.26 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jarak antar tulangan :

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{\frac{A_{s \text{ min}}}{0.25 \pi r^2}}$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{\frac{107.19}{0.25 \pi 8^2}}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 468.958 \text{ mm}$$

Jarak rebar 150 mm, sehingga A_s yang terpasang :

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1000}{\text{jarak rebar}} \times \frac{1}{4} \pi r^2$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1000}{150} \times \frac{1}{4} \pi 8^2$$

$$A_s \text{ terpasang} = 351.86 \text{ mm}^2/\text{m}$$

A_s terpasang $351.86 \text{ mm}^2/\text{m} > A_s \text{ min}$ sebesar $182.26 \text{ mm}^2/\text{m}$, maka tulangan D8 – 150 dapat digunakan sebagai tulangan tumpuan.

Tulangan Tumpuan

Menghitung gaya momen pada pelat lantai :

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times Q_u \times l_x^2$$

$$M_u \text{ lapangan} = 0.125 \times 1296 \times 4$$

$$M_u \text{ lapangan} = 647.8 \text{ kgm}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{25}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{f_c}$$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{25}$$

$$f_r = 3.5 \text{ MPa}$$

Selimut beton 25 mm, sehingga d_{eff} :

$$d_{\text{eff}} = t - \text{selimut beton}$$

$$d_{\text{eff}} = (12 \times 10) - 25$$

$$d_{\text{eff}} = 95 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c}$$

$$m = \frac{500}{0.85 \times 25}$$

$$m = 23.53$$

Diketahui menggunakan tulangan D-8 dengan tebal selimut beton 25 mm, jarak selimut 29 mm, $b = 1000 \text{ mm}$, dan $h = 120 \text{ mm}$. Sehingga d_{eff} :

$$d_{\text{eff}} = h - \text{jarak selimut}$$

$$d_{\text{eff}} = 120 - 29$$

$$d_{\text{eff}} = 91 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}, \phi = 0.8$$

$$R_n = \frac{647.8 \times 10000}{0.8 \times 1000 \times 91^2}$$

$$R_n = 0.98$$

$$\rho = \frac{0.85 \times f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 25}{500} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.98}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho = 0.002$$

As minimum :

$$A_s \text{ min} = \rho \times b \times d_{\text{eff}}$$

$$A_s \text{ min} = 0.002 \times 1000 \times 91$$

$$A_s \text{ min} = 182.26 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jarak antar tulangan :

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{\frac{A_s \text{ min}}{0.25 \pi r^2}}$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{\frac{107.19}{0.25 \pi 8^2}}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 468.958 \text{ mm}$$

Maka, jarak rebar yang digunakan 150 mm karena jarak rebar maksimal 150 mm.

As yang terpasang :

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1000}{\text{jarak rebar}} \times \frac{1}{4} \pi r^2$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1000}{150} \times \frac{1}{4} \pi 8^2$$

$$A_s \text{ terpasang} = 351.86 \text{ mm}^2/\text{m}$$

As terpasang $351.86 \text{ mm}^2/\text{m} > A_s \text{ min}$ sebesar $182.26 \text{ mm}^2/\text{m}$, maka tulangan D8 – 150 dapat digunakan sebagai tulangan tumpuan.

Cek lendutan

$$M_{LL} = \frac{\text{Beban hidup}}{Q_u} \times \text{Mu lapangan}$$

$$M_{LL} = \frac{500}{1296} \times 647.8$$

$$M_{LL} = 250 \text{ kgm}$$

$$M_{DL} = \frac{\text{Mu lapangan} - 1.6 \times M_{LL}}{1.2}$$

$$M_{DL} = \frac{647.8 - 1.6 \times 250}{1.2}$$

$$M_{DL} = 206.5 \text{ kgm}$$

$$M_{sus} = M_{DL} + 0.5 \times M_{LL}$$

$$M_{sus} = 206.5 + 0.5 \times 250$$

$$M_{sus} = 331.5 \text{ Kgm}$$

$$M_{DL+LL} = 206.5 + 250 = 456.5 \text{ Kgm}$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 1000 \times 12 \times 10^3 = 1.44 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$B = \frac{1000}{\text{As terpasang}} = \frac{1000}{351.86} = 2.842$$

$$n = \frac{200000}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.511$$

$$r = (n - 1) \times \frac{\text{As terpasang}}{n \times \text{As terpasang}}$$

$$r = (8.511 - 1) \times \frac{351.86}{8.511 \times 351.86}$$

$$r = 0.883$$

$$kd = \frac{\sqrt{2} \times d_{\text{eff}} \times B \times \left(1 + r \times \frac{\text{garis netral}}{d_{\text{eff}}} + (1 + r^2)\right) - (1 + r)}{B}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2} \times 95 \times 2.842 \times \left(1 + 0.883 \times \frac{25}{95} + (1 + 0.883^2)\right) - (1 + 0.883)}{2.842}$$

$$kd = 13.53$$

$$I_{cr} = (1 \times 1000) \times \frac{(kd)^3}{3} + A_s \text{ terpasang} \times A_s \text{ terpasang} \times (d_{\text{eff}} - kd)^2$$

$$+ (n - 1) \times A_s \text{ terpasang} \times (kd - \text{selimut beton})^2$$

$$I_{cr} = (1 \times 1000) \times \frac{(13.53)^3}{3} + 351.86 \times 351.86 \times (95 - 13.53)^2$$

$$+ (8.511 - 1) \times 351.86 \times (13.53 - 25)^2$$

$$I_{cr} = 8.226 \times 10^8$$

$$\frac{I_g}{I_{cr}} = \frac{1.44 \times 10^8}{8.226 \times 10^8} = 0.175$$

$$y_t = 87.29 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = f_r \times \frac{I_g}{y_t} \times 0.0001019716$$

$$M_{cr} = 3.5 \times \frac{1.44 \times 10^8}{87.29} \times 0.0001019716$$

$$M_{cr} = 588.8 \text{ Kgm}$$

Kondisi DL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{DL}} = \frac{588.8}{206.5} = 2.851$$

Karena $M_{cr}/M_{DL} > 1$, maka $I_{e_d} = I_g = 1.44 \times 10^8$

Kondisi DL + 50% LL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{sus}} = \frac{588.8}{331.5} = 1.776$$

Karena $M_{cr}/M_{sus} > 1$, maka $I_{e_d} = I_g = 1.44 \times 10^8$

Kondisi DL + LL :

$$\frac{M_{cr}}{M_{DL+LL}} = \frac{588.8}{456.5} = 1.29$$

Karena $M_{cr}/M_{DL+LL} > 1$, maka $I_{e_d} = I_g = 1.44 \times 10^8$

Tabel 2.60. Cek Lendutan Izin Slab S3

Kondisi	DL (mm)	DL + 50% LL (mm)	DL+LL (mm)	LL (mm)	Lendutan Izin (L/360) (mm)	Status Kondisi Live	Lendutan Izin (L/240) (mm)	Status Kondisi Service
Short Term	0.249	0.400	0.551	0.302	5.556	Ok	8.333	Ok
	Creep + shrinkage (mm)		Creep + shrinkage + LL (mm)		Lendutan Izin (L/360) (mm)	Status Kondisi Live	Lendutan Izin (L/240) (mm)	Status Kondisi Service
3 Bulan	0.338		0.640		5.556	Ok	8.333	Ok
5 Bulan	0.675		0.977		5.556	Ok	8.333	Ok

2.11. Desain Tangga

2.11.1. Tangga 1 dan 3 (Ground Floor)

Sesuai dengan data yang diberikan, diketahui :

Tinggi = 4.3 m

Tebal pelat lantai = 150 mm

Panjang = 4.725 m

Lebar = 2.775 m

Rongga tengah tangga = 175 mm

Lebar ½ tangga = 1300 mm

Perhitungan perencanaan tulangan pada tangga sebagai berikut :

$$\text{Lebar bordes min} = \frac{2775}{2} = 1387.5 \text{ mm}$$

Jumlah anak tangga = 10 buah

$$\text{Tinggi optrede (o)} = \frac{4300}{10} = 215$$

Panjang tangga (Ltg) = 2500 mm

$$\text{Panjang antrede (A)} = \frac{2500}{10} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Sudut kemiringan} = \text{Tan} \left(\frac{215}{250} \right) = 40.70^\circ$$

Pembebanan yang ada pada tangga dapat dihitung dengan perhitungan sebagai berikut.

Beban mati (SDL) pada tangga 150 kg/m^2 , sehingga SDL daerah tangga untuk lebar $\frac{1}{2}$ tangga :

$$= 150 \times \frac{1300}{1000} = 195 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (LL) pada tangga 250 kg/m^2 , sehingga LL daerah tangga untuk lebar $\frac{1}{2}$ tangga :

$$= 250 \times \frac{1300}{1000} = 325 \text{ kg/m}$$

Cek lendutan

Dengan bentang panjang (L) = 4725 mm, sehingga pada kondisi service (L/240) :

$$\frac{L}{240} = \frac{4725}{240} = 19.6875 \text{ mm}$$

Sesuai dengan data etab, lendutan yang terjadi pada tangga $< L/240$, sehingga aman.

Untuk kondisi live (L/360) :

$$\frac{L}{360} = \frac{4725}{360} = 13.125 \text{ mm}$$

Sesuai dengan data etab, lendutan yang terjadi pada tangga $< L/360$, sehingga aman

Rencana penulangan tangga

Sesuai data pada etab, didapat :

Moment akibat DL = 22.02

Momen akibat LL = 10.78

$M_u = 1.4 \text{ DL} = 30.83 \text{ kNm}$

$M_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 43.68 \text{ kNm}$

M_u yang dipakai yaitu 43.68 kNm karena dicari yang terbesar.

Geser akibat DL = 11.04

Geser akibat LL = 5.41

$V_u = 1.4 \text{ DL} = 15.46 \text{ kN}$

$V_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 21.9 \text{ kN}$

V_u yang dipakai yaitu 21.9 kN karena dicari yang terbesar.

Rencana penulangan tangga tumpuan

$$M_{ux} = 0.5 \times M_u = 0.5 \times 43.68 = 21.839 \text{ kNm}$$

Material tulangan BjtS 420B dengan $f_y = 420 \text{ MPa}$. Tulangan utama D-13 dengan $A_s = 132.7323 \text{ mm}^2$ dan tulangan anak P-10 dengan $A_s = 78.5398 \text{ mm}^2$.

$f_c = 25 \text{ MPa}$, $b = 1300 \text{ mm}$, dan $h = 150 \text{ mm}$. Selimut beton 20 mm karena rata-rata menggunakan 20 mm.

$$d_s = h - (\text{selimut beton} + (\frac{1}{2} \times \text{jarak tulangan utama}))$$

$$d_s = 150 - (20 + (\frac{1}{2} \times 13))$$

$$d_s = 123.5 \text{ mm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_{ux}}{\phi \times b \times d_s}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{21.839 \times 100000}{0.8 \times 1300 \times 123.5}$$

$$R_n \text{ perlu} = 1.376791 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ perlu} = \left(0.85 \times \frac{f'_c}{f_y}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times \frac{R_n \text{ perlu}}{0.85 \times f'_c}\right)}\right)$$

$$\rho \text{ perlu} = \left(0.85 \times \frac{25}{420}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times \frac{1.376791}{0.85 \times 25}\right)}\right)$$

$$\rho \text{ perlu} = 0.003392$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{\rho \text{ perlu}}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{0.003392}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0033333$$

Sesuai SNI .. $\beta = 0.85$ ($f'_c \leq 30$ MPa), sehingga $\rho \text{ max}$:

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.8 \times \left(\frac{25}{420}\right) * \left(\frac{600}{600 + 420}\right)$$

$$\rho \text{ max} = 0.018973$$

$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$, tulangan tangga tumpuan aman.

Tulangan utama

$$A_s \text{ perlu manual} = 544.547 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu etabs} = 555 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu use} = 555 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{132.7323}{555} \times 1300$$

$$s = 310.9045 \text{ mm}$$

S used = 150 mm, dikarenakan jarak maksimal adalah 310.9045 mm sehingga menggunakan D13-150 .

Cek terhadap geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{f_c} \times b \times d_s$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{25} \times 1300 \times 123.5$$

$$V_c = 133791.7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{133791.7}{1000} = 100.3438 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ rencana penulangan, sehingga tulangan D13-150 dapat digunakan.

Tulangan anak & anak tangga

$$A_s \text{ min} = b \times d_s \times \rho \text{ min}$$

$$A_s \text{ min} = 1300 \times 123.5 \times 0.0033$$

$$A_s \text{ min} = 535.1667 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{78.5398}{535.1667} \times 1300$$

$$s = 190.785 \text{ mm}$$

S yang digunakan 150 mm, sehingga digunakan P10-150.

Rencana penulangan tangga lapangan

$$M_{ux} = 0.8 \times M_u = 0.8 \times 43.68 = 34.94 \text{ kNm}$$

$$V_u = 21.9 \text{ kN}$$

Material tulangan BJT 420B dengan $f_y = 420 \text{ MPa}$. Tulangan utama D-13 dengan $A_s 132.7323 \text{ mm}^2$ dan tulangan anak P-10 dengan $A_s 78.5398 \text{ mm}^2$.

$f_c = 25 \text{ MPa}$, $b = 1300 \text{ mm}$, dan $h = 150 \text{ mm}$. Selimut beton 20 mm karena rata-rata menggunakan 20 mm.

$$d_s = h - (\text{selimut beton} + (\frac{1}{2} \times \text{jarak tulangan utama}))$$

$$d_s = 150 - (20 + (\frac{1}{2} \times 13))$$

$$d_s = 123.5 \text{ mm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_{ux}}{\phi \times b \times d_s}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{34.94 \times 100000}{0.8 \times 1300 \times 123.5}$$

$$R_n \text{ perlu} = 2.2029 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{f'_c}{f_y}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{R_n \text{ perlu}}{0.85 \times f'_c})})$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{25}{420}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{2.2029}{0.85 \times 25})})$$

$$\rho \text{ perlu} = 0.005549$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{\rho \text{ perlu}}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{0.005549}$$

$$\rho \text{ min} = 0.003333$$

Sesuai SNI .. $\beta = 0.85$ ($f'_c \leq 30$ MPa), sehingga ρ max sebagai berikut.

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times (\frac{f'_c}{f_y}) * (\frac{600}{600 + f_y})$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.8 \times (\frac{25}{420}) * (\frac{600}{600 + 420})$$

$$\rho \text{ max} = 0.018973$$

$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$, tulangan tangga tumpuan aman.

Tulangan utama

$$A_s \text{ perlu manual} = 890.9294 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu etabs} = 941 \text{ mm}^2$$

As perlu use = 941 mm²

$$s = \frac{\text{As tulangan}}{\text{As perlu}} \times b$$

$$s = \frac{132.7323}{941} \times 1300$$

$$s = 310.9045 \text{ mm}$$

S used = 150 mm karena jarak maksimal adalah 310.9045 mm, sehingga menggunakan D13-150.

Cek terhadap geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{f_c} \times b \times d_s$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{25} \times 1300 \times 123.5$$

$$V_c = 133791.7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{133791.7}{1000} = 100.3438 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ rencana penulangan, sehingga tulangan D13-150 dapat digunakan.

Tulangan anak & anak tangga

Perhitungan jarak tulangan dengan mengetahui nilai As min, As perlu, dan lebar tangga. Sehingga perhitungannya sebagai berikut.

$$\text{As min} = b \times d_s \times \rho_{\text{min}}$$

$$\text{As min} = 1300 \times 123.5 \times 0.0033$$

$$\text{As min} = 535.1667 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\text{As tulangan}}{\text{As perlu}} \times b$$

$$s = \frac{78.5398}{535.1667} \times 1300$$

$$s = 190.785 \text{ mm}$$

S yang digunakan 150 mm, sehingga digunakan P10-150.

2.11.2. Tangga 1 dan 3 (Lantai Atas)

Sesuai dengan data yang diberikan, diketahui :

Tinggi = 3.6 m

Tebal pelat lantai = 150 mm

Panjang = 4.725 m

Lebar = 2.775 m

Rongga tengah tangga = 175 mm

Lebar ½ tangga = 1300 mm

Perhitungan perencanaan tulangan pada tangga sebagai berikut :

$$\text{Lebar bordes min} = \frac{2775}{2} = 1387.5 \text{ mm}$$

Jumlah anak tangga = 10 buah

$$\text{Tinggi optrede (o)} = \frac{3600}{10} = 180 \text{ mm}$$

Panjang tangga (Ltg) = 2500 mm

$$\text{Panjang antrede (A)} = \frac{2500}{10} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Sudut kemiringan} = \text{Tan} \left(\frac{180}{250} \right) = 35.75^\circ$$

Pembebanan

Beban mati (SDL) pada tangga 150 kg/m², sehingga SDL daerah tangga untuk lebar ½ taingga :

$$= 150 \times \frac{1300}{1000} = 195 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (LL) pada tangga 250 kg/m², sehingga LL daerah tangga untuk lebar ½ tangga :

$$= 250 \times \frac{1300}{1000} = 325 \text{ kg/m}$$

Cek lendutan

Dengan bentang panjang (L) = 4725 mm, sehingga pada kondisi service (L/240) :

$$\frac{L}{240} = \frac{4725}{240} = 19.6875 \text{ mm}$$

Sesuai dengan data pada etab, lendutan yang terjadi pada tangga 9.911 mm < L/240, sehingga aman.

Untuk kondisi live (L/360) :

$$\frac{L}{360} = \frac{4725}{360} = 13.125 \text{ mm}$$

Sesuai dengan data etab, lendutan yang terjadi pada tangga 3.258 mm < L/360, sehingga aman

Rencana penulangan tangga

Sesuai data pada etab, didapat :

$$\text{Moment akibat DL} = 20.83$$

$$\text{Momen akibat LL} = 10.20$$

$$Mu = 1.4 \text{ DL} = 29.17 \text{ kNm}$$

$$Mu = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 41.33 \text{ kNm}$$

Mu yang dipakai yaitu 41.33 kNm karena dicari yang terbesar.

$$\text{Geser akibat DL} = 11.03$$

$$\text{Geser akibat LL} = 5.40$$

$$Vu = 1.4 \text{ DL} = 15.45 \text{ kN}$$

$$Vu = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 21.89 \text{ kN}$$

Vu yang dipakai yaitu 21.89 kN karena dicari yang terbesar.

Rencana penulangan tangga tumpuan

$$Mux = 0.5 \times Mu = 0.5 \times 41.33 = 20.6645 \text{ kNm}$$

Material tulangan BjTS 420B dengan $f_y = 420 \text{ MPa}$. Tulangan utama D-13 dengan $A_s = 132.7323 \text{ mm}^2$ dan tulangan anak P-10 dengan $A_s = 78.5398 \text{ mm}^2$.

$f_c = 25 \text{ MPa}$, $b = 1300 \text{ mm}$, dan $h = 150 \text{ mm}$. Selimut beton 20 mm karena rata-rata menggunakan 20 mm.

$$ds = h - (\text{selimut beton} + (\frac{1}{2} \times \text{jarak tulangan utama}))$$

$$d_s = 150 - (20 + (\frac{1}{2} \times 13))$$

$$d_s = 123.5 \text{ mm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_{ux}}{\phi \times b \times d_s}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{20.6645 \times 100000}{0.8 \times 1300 \times 123.5}$$

$$R_n \text{ perlu} = 1.302741 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{f'_c}{f_y}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{R_n \text{ perlu}}{0.85 \times f'_c})})$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{25}{420}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{1.302741}{0.85 \times 25})})$$

$$\rho \text{ perlu} = 0.003203$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{\rho \text{ perlu}}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{0.003203}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0033333$$

Sesuai SNI .. $\beta = 0.85$ ($f'_c \leq 30 \text{ MPa}$), sehingga $\rho \text{ max}$:

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times (\frac{f'_c}{f_y}) * (\frac{600}{600 + f_y})$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.8 \times (\frac{25}{420}) * (\frac{600}{600 + 420})$$

$$\rho \text{ max} = 0.018973$$

$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$, tulangan tangga tumpuan aman.

Tulangan utama

$$A_s \text{ perlu manual} = 535.1667 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu etabs} = 555 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu use} = 555 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{As \text{ tulangan}}{As \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{132.7323}{555} \times 1300$$

$$s = 310.9045 \text{ mm}$$

S used = 150 mm, karena jarak maksimal adalah 310.9045 mm, sehingga menggunakan D13-150.

Cek terhadap geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{f_c} \times b \times d_s$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{25} \times 1300 \times 123.5$$

$$V_c = 133791.7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{133791.7}{1000} = 100.3438 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ rencana penulangan, sehingga tulangan D13-150 dapat digunakan.

Tulangan anak & anak tangga

$$As \text{ min} = b \times d_s \times \rho \text{ min}$$

$$As \text{ min} = 1300 \times 123.5 \times 0.0033$$

$$As \text{ min} = 535.1667 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{As \text{ tulangan}}{As \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{78.5398}{535.1667} \times 1300$$

$$s = 190.785 \text{ mm}$$

S yang digunakan 150 mm, sehingga digunakan P10-150.

Rencana penulangan tangga lapangan

$$M_{ux} = 0.8 \times M_u = 0.8 \times 41.33 = 33.06 \text{ kNm}$$

Material tulangan BjTS 420B dengan $f_y = 420 \text{ MPa}$. Tulangan utama D-13 dengan $As = 132.7323 \text{ mm}^2$ dan tulangan anak P-10 dengan $As = 78.5398 \text{ mm}^2$.

$f'c = 25$ MPa, $b = 1300$ mm, dan $h = 150$ mm. Selimut beton 20 mm karena rata-rata menggunakan 20 mm.

$$ds = h - (\text{selimut beton} + (\frac{1}{2} \times \text{jarak tulangan utama}))$$

$$ds = 150 - (20 + (\frac{1}{2} \times 13))$$

$$ds = 123.5 \text{ mm}$$

$$Rn \text{ perlu} = \frac{Mux}{\phi \times b \times ds}$$

$$Rn \text{ perlu} = \frac{33.06 \times 100000}{0.8 \times 1300 \times 123.5}$$

$$Rn \text{ perlu} = 2.0844 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{f'c}{fy}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{Rn \text{ perlu}}{0.85 \times f'c})})$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{25}{420}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{2.0844}{0.85 \times 25})})$$

$$\rho \text{ perlu} = 0.005233$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{\rho \text{ perlu}}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{0.005233}$$

$$\rho \text{ min} = 0.003333$$

Sesuai SNI .. $\beta = 0.85$ ($f'c \leq 30$ MPa), sehingga $\rho \text{ max}$:

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times (\frac{f'c}{fy}) * (\frac{600}{600 + fy})$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.8 \times (\frac{25}{420}) * (\frac{600}{600 + 420})$$

$$\rho \text{ max} = 0.018973$$

$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$, tulangan tangga tumpuan aman.

Tulangan utama

$$A_s \text{ perlu manual} = 840.2376 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu etabs} = 887 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu used} = 887 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{132.7323}{887} \times 1300$$

$$s = 194.5344 \text{ mm}$$

S used = 150 mm karena jarak maksimal adalah 194.5344 mm, sehingga menggunakan D13-150.

Cek terhadap geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{f_c} \times b \times d_s$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{25} \times 1300 \times 123.5$$

$$V_c = 133791.7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{133791.7}{1000} = 100.3438 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ rencana penulangan, sehingga tulangan D13-150 dapat digunakan.

Tulangan anak & anak tangga

$$A_s \text{ min} = b \times d_s \times \rho \text{ min}$$

$$A_s \text{ min} = 1300 \times 123.5 \times 0.0033$$

$$A_s \text{ min} = 535.1667 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{78.5398}{535.1667} \times 1300$$

$$s = 190.785 \text{ mm}$$

S yang digunakan 150 mm, sehingga digunakan P10-150.

2.11.3. Tangga 2 (Lantai Atas)

Sesuai dengan data yang diberikan, diketahui :

Tinggi = 4.3 m

Tebal pelat tangga = 150 mm

Panjang = 5.25 m

Lebar = 2.75 m

Rongga tengah tangga = 150 mm

Lebar ½ tangga = 1300 mm

Perhitungan perencanaan tulangan pada tangga sebagai berikut :

$$\text{Lebar bordes min} = \frac{2750}{2} = 1375 \text{ mm}$$

Jumlah anak tangga = 10 buah

$$\text{Tinggi optrede (o)} = \frac{4300/2}{10} = 215 \text{ mm}$$

Panjang tangga (Ltg) = 3000 mm

$$\text{Panjang antrede (A)} = \frac{3000}{10} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Sudut kemiringan} = \text{Tan} \left(\frac{180}{250} \right)^{-1} = 35.63^\circ$$

Pembebanan :

Beban mati (SDL) pada tangga 150 kg/m², sehingga SDL daerah tangga untuk lebar ½ tangga :

$$= 150 \times \frac{1300}{1000} = 195 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (LL) pada tangga 250 kg/m², sehingga LL daerah tangga untuk lebar ½ tangga :

$$= 250 \times \frac{1300}{1000} = 325 \text{ kg/m}$$

Cek lendutan

Dengan bentang panjang (L) = 5250 mm, sehingga pada kondisi service (L/240) :

$$\frac{L}{240} = \frac{5250}{240} = 21.875 \text{ mm}$$

Sesuai dengan data etab, lendutan yang terjadi pada tangga 11.107 mm < L/240, sehingga aman.

Untuk kondisi live (L/360) :

$$\frac{L}{360} = \frac{5250}{360} = 14.5833 \text{ mm}$$

Sesuai dengan data etab, lendutan yang terjadi pada tangga 3.652 mm < L/360, sehingga aman

Rencana penulangan tangga

Sesuai data pada etab, didapat :

$$\text{Moment akibat DL} = 22.02$$

$$\text{Momen akibat LL} = 10.78$$

$$\text{Mu} = 1.4 \text{ DL} = 30.83 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu} = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 43.68 \text{ kNm}$$

Mu yang dipakai yaitu 43.68 kNm karena dicari yang terbesar.

$$\text{Geser akibat DL} = 11.04$$

$$\text{Geser akibat LL} = 5.41$$

$$\text{Vu} = 1.4 \text{ DL} = 15.46 \text{ kN}$$

$$\text{Vu} = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 21.90 \text{ kN}$$

Vu yang dipakai yaitu 21.90 kN karena dicari yang terbesar.

Rencana penulangan tangga tumpuan

$$\text{Mux} = 0.5 \times \text{Mu} = 0.5 \times 43.68 = 21.8391 \text{ kNm}$$

Material tulangan BjTS 420B dengan $f_y = 420 \text{ MPa}$. Tulangan utama D-13 dengan $A_s = 132.7323 \text{ mm}^2$ dan tulangan anak P-10 dengan $A_s = 78.5398 \text{ mm}^2$.

$f_c = 25 \text{ MPa}$, $b = 1300 \text{ mm}$, dan $h = 150 \text{ mm}$. Selimut beton 20 mm karena rata-rata menggunakan 20 mm.

$$d_s = h - (\text{selimut beton} + (\frac{1}{2} \times \text{jarak tulangan utama}))$$

$$d_s = 150 - (20 + (\frac{1}{2} \times 13))$$

$$d_s = 123.5 \text{ mm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_{ux}}{\phi \times b \times d_s}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{21.8391 \times 100000}{0.8 \times 1300 \times 123.5}$$

$$R_n \text{ perlu} = 1.3768 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ perlu} = \left(0.85 \times \frac{f'_c}{f_y}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times \frac{R_n \text{ perlu}}{0.85 \times f'_c}\right)}\right)$$

$$\rho \text{ perlu} = \left(0.85 \times \frac{25}{420}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times \frac{1.3768}{0.85 \times 25}\right)}\right)$$

$$\rho \text{ perlu} = 0.003392$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{\rho \text{ perlu}}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{0.003392}$$

$$\rho \text{ min} = 0.003333$$

Sesuai SNI .. $\beta = 0.85$ ($f'_c \leq 30 \text{ MPa}$), sehingga $\rho \text{ max}$:

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.8 \times \left(\frac{25}{420}\right) * \left(\frac{600}{600 + 420}\right)$$

$$\rho \text{ max} = 0.018973$$

$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$, tulangan tangga tumpuan aman.

Tulangan utama

$$A_s \text{ perlu manual} = 533.547 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu etabs} = 555 \text{ mm}^2$$

As perlu use = 555mm²

$$s = \frac{As \text{ tulangan}}{As \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{132.7323}{555} \times 1300$$

$$s = 310.9045 \text{ mm}$$

S used = 150 mm, karena jarak maksimal adalah 310.9045 mm, sehingga menggunakan D13-150.

Cek terhadap geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{f_c} \times b \times d_s$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{25} \times 1300 \times 123.5$$

$$V_c = 133791.7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{133791.7}{1000} = 100.3438 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ rencana penulangan, sehingga tulangan D13-150 dapat digunakan.

Tulangan anak & anak tangga

$$As \text{ min} = b \times d_s \times \rho \text{ min}$$

$$As \text{ min} = 1300 \times 123.5 \times 0.0033$$

$$As \text{ min} = 535.1667 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{As \text{ tulangan}}{As \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{78.5398}{535.1667} \times 1300$$

$$s = 190.785 \text{ mm}$$

S yang digunakan 150 mm, sehingga digunakan P10-150.

Rencana penulangan tangga lapangan

$$M_{ux} = 0.8 \times M_u = 0.8 \times 43.68 = 34.94 \text{ kNm}$$

Material tulangan BjTS 420B dengan $f_y = 420$ MPa. Tulangan utama D-13 dengan As 132.7323 mm^2 dan tulangan anak P-10 dengan As 78.5398 mm^2 .

$f_c = 25$ MPa, $b = 1300$ mm, dan $h = 150$ mm. Selimut beton 20 mm karena rata-rata menggunakan 20 mm.

$$d_s = h - (\text{selimut beton} + (\frac{1}{2} \times \text{jarak tulangan utama}))$$

$$d_s = 150 - (20 + (\frac{1}{2} \times 13))$$

$$d_s = 123.5 \text{ mm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_{ux}}{\phi \times b \times d_s}$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{34.94 \times 100000}{0.8 \times 1300 \times 123.5}$$

$$R_n \text{ perlu} = 2.2029 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{f'_c}{f_y}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{R_n \text{ perlu}}{0.85 \times f'_c})})$$

$$\rho \text{ perlu} = (0.85 \times \frac{25}{420}) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \frac{2.2029}{0.85 \times 25})})$$

$$\rho \text{ perlu} = 0.005549$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{\rho \text{ perlu}}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{0.005549}$$

$$\rho \text{ min} = 0.003333$$

Sesuai SNI .. $\beta = 0.85$ ($f'_c \leq 30$ MPa), sehingga $\rho \text{ max}$:

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times (\frac{f'_c}{f_y}) * (\frac{600}{600 + f_y})$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.8 \times (\frac{25}{420}) * (\frac{600}{600 + 420})$$

$$\rho \text{ max} = 0.018973$$

$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$, tulangan tangga tumpuan aman.

Tulangan utama

Berikut data yang diketahui untuk menghitung jarak tulangan utama :

$$A_s \text{ perlu manual} = 890.9294 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu etabs} = 941 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu used} = 941 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{132.7323}{941} \times 1300$$

$$s = 183.3709 \text{ mm}$$

S used = 150 mm karena jarak maksimal adalah 183.3709 mm, sehingga menggunakan D13-150.

Cek terhadap geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{f_c} \times b \times d_s$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{25} \times 1300 \times 123.5$$

$$V_c = 133791.7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{133791.7}{1000} = 100.3438 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ rencana penulangan, sehingga tulangan D13-150 dapat digunakan.

Tulangan anak & anak tangga

$$A_s \text{ min} = b \times d_s \times \rho \text{ min}$$

$$A_s \text{ min} = 1300 \times 123.5 \times 0.0033$$

$$A_s \text{ min} = 535.1667 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \times b$$

$$s = \frac{78.5398}{535.1667} \times 1300$$

$$s = 190.785 \text{ mm}$$

S yang digunakan 150 mm, sehingga digunakan P10-150.

2.12. Tie Beam

Sesuai dengan data pada etab, didapat Mu dan Vu sebagai berikut.

Tumpuan :

$$Mu \text{ max} = 156.892 \text{ kNm}$$

$$Vu \text{ max} = 138.088 \text{ kN}$$

Lapangan :

$$Mu \text{ max} = 83.1671 \text{ kNm}$$

$$Vu \text{ max} = 120.03 \text{ kN}$$

Data tulangan yang digunakan :

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

$$fy \text{ tulangan} = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Asumsi diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$As = 490.8739 \text{ mm}^2$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$P \text{ Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$B = 0.85$$

$$d = 337.5 \text{ mm}$$

Tulangan tumpuan (SNI 2847:2019)

Berdasarkan SNI 2847:2019, perhitungan tulangan tumpuan sebagai berikut.

$$Rn = \frac{Mu}{0.9 \times b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{156.892 \times 10^6}{0.9 \times 250 \times 337.5^2}$$

$$Rn = 6.12169 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{420}$$

$$\rho_{\min} = 0.00333$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \left(0.85 \times \frac{f'_c}{f_y}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \left(0.85 \times \frac{25}{420}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6.12169}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.01766$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times \left(\frac{25}{420}\right) \times \left(\frac{600}{600 + 420}\right)$$

$$\rho_{\max} = 0.01897$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, sehingga rho yang digunakan ada ρ_{perlu} yaitu 0.01766

$$A_s \text{ perlu} = b \times h \times \rho$$

$$A_s \text{ perlu} = 250 \times 400 \times 0.01766$$

$$A_s \text{ perlu} = 1489.75 \text{ mm}^3$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s} = \frac{1489.75}{490.8739} = 3.035 \approx 4$$

Digunakan tulangan tumpuan 4D25. Susunan pada kiri 2 dan kanan 2.

$$X = \frac{b - (2 \times \text{selimut beton} + 2 \times \text{diameter tulangan})}{2 - 1}$$

$$X = \frac{250 - (2 \times 40 + 2 \times 25)}{2 - 1}$$

$$X = 120$$

$X > 25$, sehingga tulangan pada tumpuan dapat menggunakan 4D25.

$$A_{s_{\text{aktual}}} = \text{Jumlah tulangan} \times A_s$$

$$A_{s_{\text{aktual}}} = 4 \times 490.8739$$

$$A_{s_{\text{aktual}}} = 1963.5 \text{ mm}^2$$

$$d_s = \text{selimut beton} + P \text{ sengkang} + 0.5 \times \text{diamter tulangan}$$

$$d_s = 40 + 10 + 0.5 \times 25$$

$$d_s = 62.5 \text{ mm}$$

Selanjutnya pengecekan dimana momen nominal yang telah direduksi harus lebih besar dari momen ultimate ($\phi M_n > M_u$).

$$a = \frac{A_{s_{\text{aktual}}} \times d}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{1963.5 \times 337.5}{0.85 \times 25 \times 250}$$

$$a = 124.74 \text{ mm}$$

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

$$Z = 337.5 - \frac{124.74}{2}$$

$$Z = 275.13 \text{ mm}$$

$$T_s = A_{s_{\text{aktual}}} \times d$$

$$T_s = 1663.5 \times 337.5$$

$$T_s = 662680 \text{ N}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times T_s \times Z$$

$$\phi M_n = 0.9 \times \frac{662680}{1000} \times \frac{275.13}{1000}$$

$$\phi M_n = 174.091 \text{ kNm}$$

$\phi M_n > M_u$, sehingga tulangan aman digunakan.

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \times b \times d^2}$$

$$R_n = \frac{83.1671 \times 10^6}{0.9 \times 250 \times 337.5^2}$$

$$R_n = 3.24505 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{420}$$

$$\rho_{\min} = 0.00333$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \left(0.85 \times \frac{f'_c}{f_y}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}}\right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \left(0.85 \times \frac{25}{420}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.24505}{0.85 \times 25}}\right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.00843$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times \left(\frac{25}{420}\right) \times \left(\frac{600}{600 + 420}\right)$$

$$\rho_{\max} = 0.01897$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, sehingga rho yang digunakan ada ρ_{perlu} yaitu 0.00843

$$A_s \text{ perlu} = b \times h \times \rho$$

$$A_s \text{ perlu} = 250 \times 400 \times 0.00843$$

$$A_s \text{ perlu} = 711.139 \text{ mm}^3$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s} = \frac{711.139}{490.8739} = 1.449 \approx 2$$

Digunakan tulangan tumpuan 4D25. Susunan pada bawah 2.

$$X = \frac{b - (2 \times \text{selimut beton} + 2 \times \text{diameter tulangan})}{2 - 1}$$

$$X = \frac{250 - (2 \times 40 + 2 \times 25)}{2 - 1}$$

$$X = 120$$

$X > 25$, sehingga tulangan pada tumpuan dapat menggunakan 2D25.

$$A_{s_{\text{aktual}}} = \text{Jumlah tulangan} \times A_s$$

$$A_{s_{\text{aktual}}} = 2 \times 490.8739$$

$$A_{s_{\text{aktual}}} = 981.748 \text{ mm}^2$$

$$d_s = \text{selimut beton} + P \text{ sengkang} + 0.5 \times \text{diamter tulangan}$$

$$d_s = 40 + 10 + 0.5 \times 25$$

$$d_s = 62.5 \text{ mm}$$

Selanjutnya pengecekan dimana momen nominal yang telah direduksi harus lebih besar dari momen ultimate ($\phi M_n > M_u$).

$$a = \frac{A_{s_{\text{aktual}}} \times d}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{981.748 \times 337.5}{0.85 \times 25 \times 250}$$

$$a = 62.3699 \text{ mm}$$

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

$$Z = 337.5 - \frac{62.3699}{2}$$

$$Z = 306.315 \text{ mm}$$

$$T_s = A_{s_{\text{aktual}}} \times d$$

$$T_s = 981.748 \times 337.5$$

$$T_s = 331340 \text{ N}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times T_s \times Z$$

$$\phi M_n = 0.9 \times \frac{331340}{1000} \times \frac{306.315}{1000}$$

$$\phi M_n = 91.345 \text{ kNm}$$

$\phi M_n > M_u$, sehingga tulangan aman digunakan.

Tulangan Geser

Sesuai dengan data pada etab, didapat gaya geser terbesar :

$$\text{Tumpuan} = 138.088 \text{ kN}$$

$$\text{Lapangan} = 120.03 \text{ kN}$$

Digunakan yang terbesar $V_u = 138.088 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 250 \times \frac{337.5}{1000}$$

$$V_c = 70.3125 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$$

$$V_s = \frac{138.088}{0.75} - 70.3125$$

$$V_s = 113.804 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ max}} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$V_{s \text{ max}} = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 250 \times 400$$

$$V_{s \text{ max}} = 140.625 \text{ kN}$$

$V_s < V_{s \text{ max}}$, tulangan aman dari gaya geser.

Asumsi tulangan geser menggunakan 2P10, sehingga perhitungan jarak tulangan sebagai berikut.

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \text{jumlah tulangan}$$

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

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$s = \frac{157.08 \times 420 \times \frac{337.5}{1000}}{113.804}$$

$$s = 195.652 \text{ mm}$$

$$s_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{337.5}{2} = 168.75 \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan 150 mm karena maksimal untuk jarak antar tulangan 168.75 mm. Sehingga digunakan 2P10 – 150.

2.13. Kolom Pedestal

Kolom pedestal dibuat untuk kolom lantai dasar dengan ketinggian 20 cm yang bertujuan untuk mencegah kolom baja pada lantai dasar berinteraksi langsung dengan air apabila terjadi genangan atau banjir.

Data Pedestal sebagai berikut.

1. Dimensi kolom pedestal, b x h = 620 x 620 mm
2. Mutu tulangan, f_y = 420 MPa
3. Mutu beton, f_c' = 25 MPa
4. Tebal selimut beton, sb = 40 mm
5. Diameter tulangan pokok = 14 mm
6. Diameter tulangan Sengkang = 10 mm

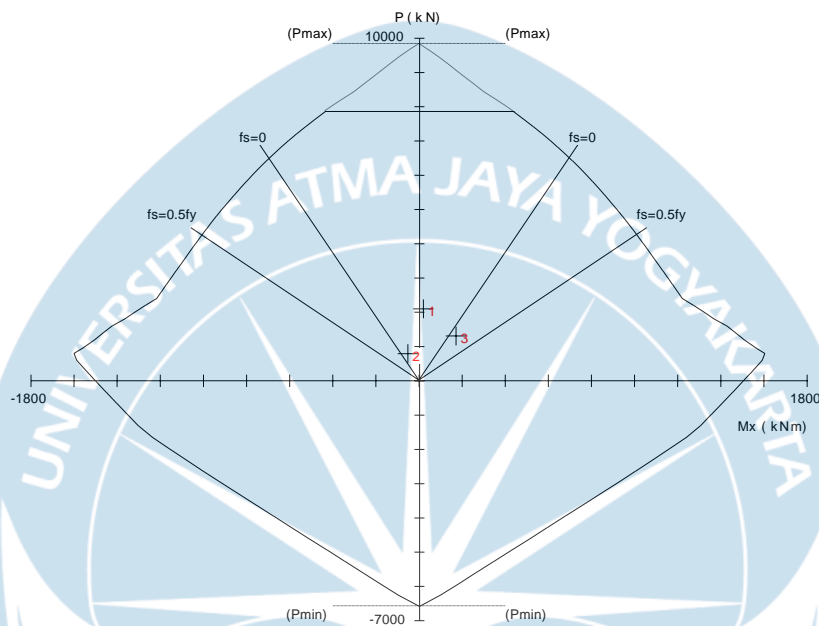
Perhitungan penulangan menggunakan aplikasi SpColoum dengan menggunakan hasil gaya dari 3 kombinasi pembebanan dengan gaya aksial, momen mayor, momen minor terbesar dari tiap kombinasi pembebanan.

- Kombinasi 1 [LRFD NEY1-2]
 - $\Sigma F_z (P)$ = 1310.126 kN
 - ΣM_x = 169.7301 kNm
 - ΣM_y = 3.232727 kNm
- Kombinasi 2 [LRFD NEX2-4]
 - $\Sigma F_z (P)$ = 794.5414 kN
 - ΣM_x = -53.4958 kNm
 - ΣM_y = 167.1408 kNm
- Kombinasi 3 [LRFD RL]
 - $\Sigma F_z (P)$ = 2102.741 kN

$$\Sigma M_x = 18.78849 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_y = -1.75227 \text{ kNm}$$

Digunakan *trial & error* penulangan pokok kolom pedestal sebanyak 12D14 dengan penulangan sengkang digunakan P10 sehingga diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



Gambar 2.24. Diagram Interaksi Kolom Pedestal 12D14

Dapat dilihat bahwa letak ketiga gaya akibat ketiga kombinasi pembebanan berada didalam diagram interaksi kolom pedestal sehingga penulangan 12D14 sebagai tulangan pokok dan P10 untuk penulangan sengkang aman untuk digunakan.