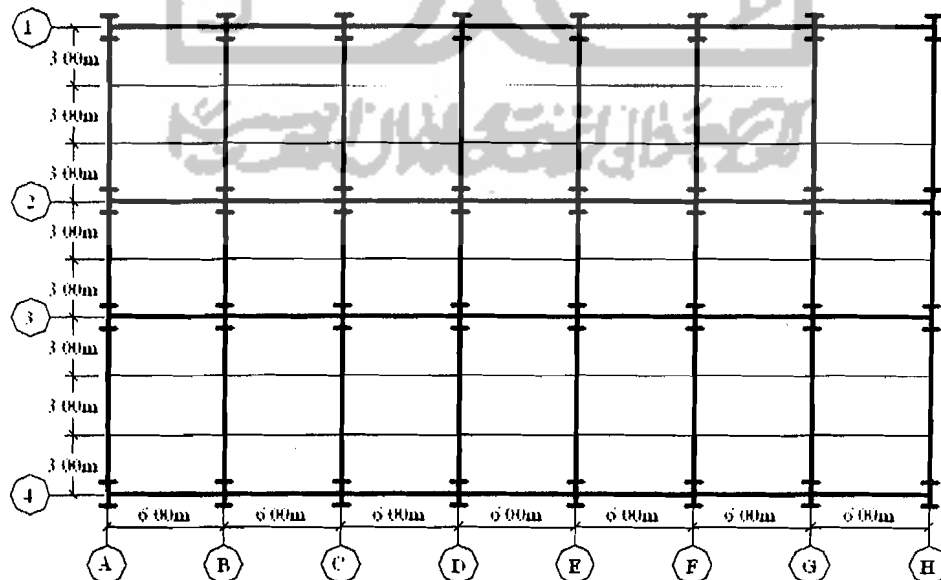


BAB V

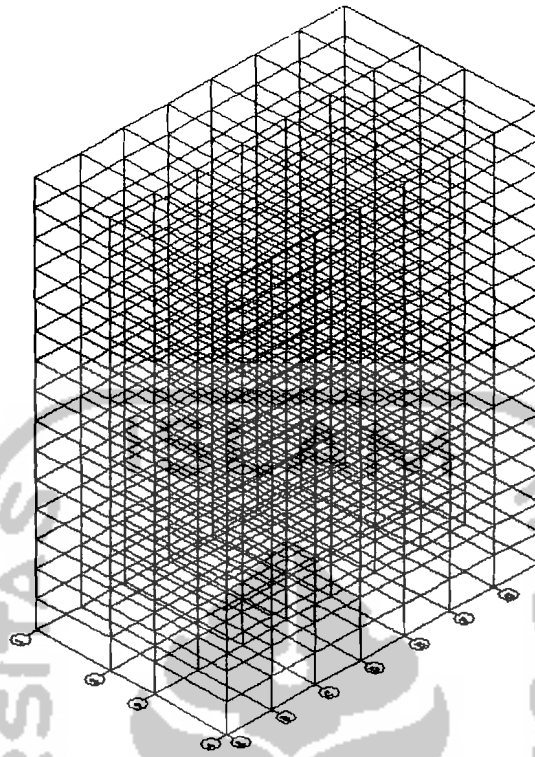
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR PORTAL 3 DIMENSI

5.1 Umum

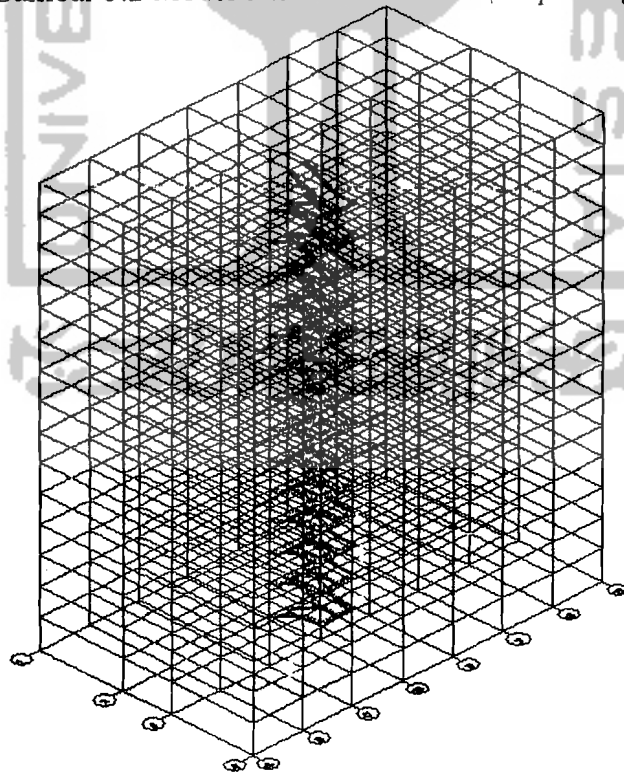
Penelitian tugas akhir ini merupakan studi literatur mengenai suatu struktur portal baja dalam menerima beban lateral yang berupa beban gempa. Analisis struktur untuk tahap pendisainan ini menggunakan model 3-D dengan variasi tingkat sebanyak 15 tingkat.. Model disain yang digunakan adalah memfungsikan dengan adanya tangga sebagai Rangka pengaku meliputi satu tangga, dua tangga, tiga tangga dengan baja untuk *braced steel frame (BSF)* dan tanpa tangga baja untuk *unbraced steel frame (USF)*. Dasar pendisainan menggunakan AISC-LRFD (*American Institut Steel Design-Load and Resistant Factor Design*) 1993.



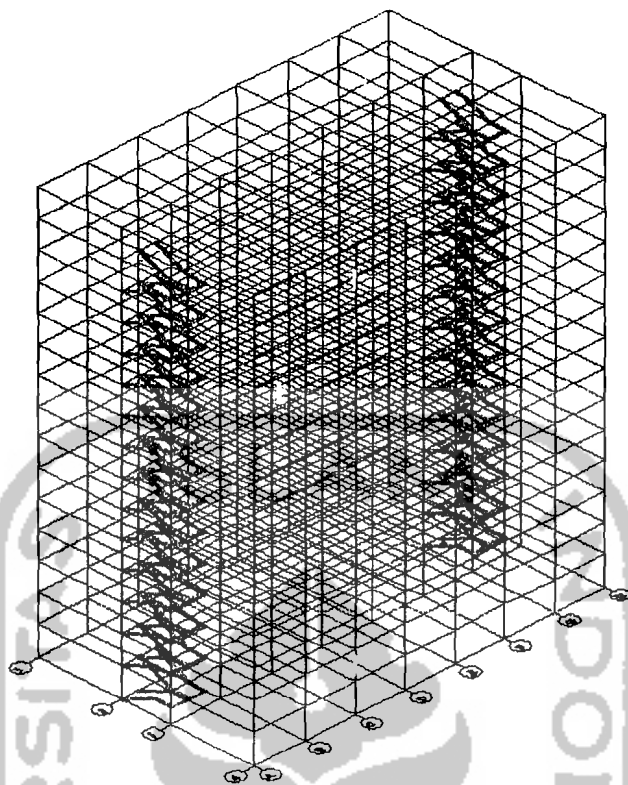
Gambar 5.1 Denah Struktur Baja 15 Lantai



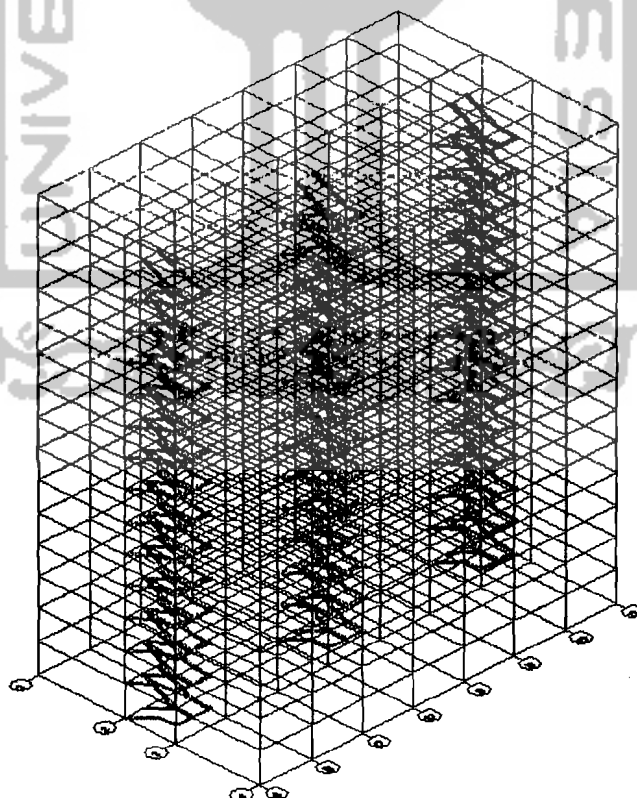
Gambar 5.2 Model 3-D Struktur *USF* (tanpa tangga)



Gambar 5.3 Model 3-D Struktur *BSF* (satu tangga)



Gambar 5.4 Model 3-D Struktur *BSF* (Dua tangga)

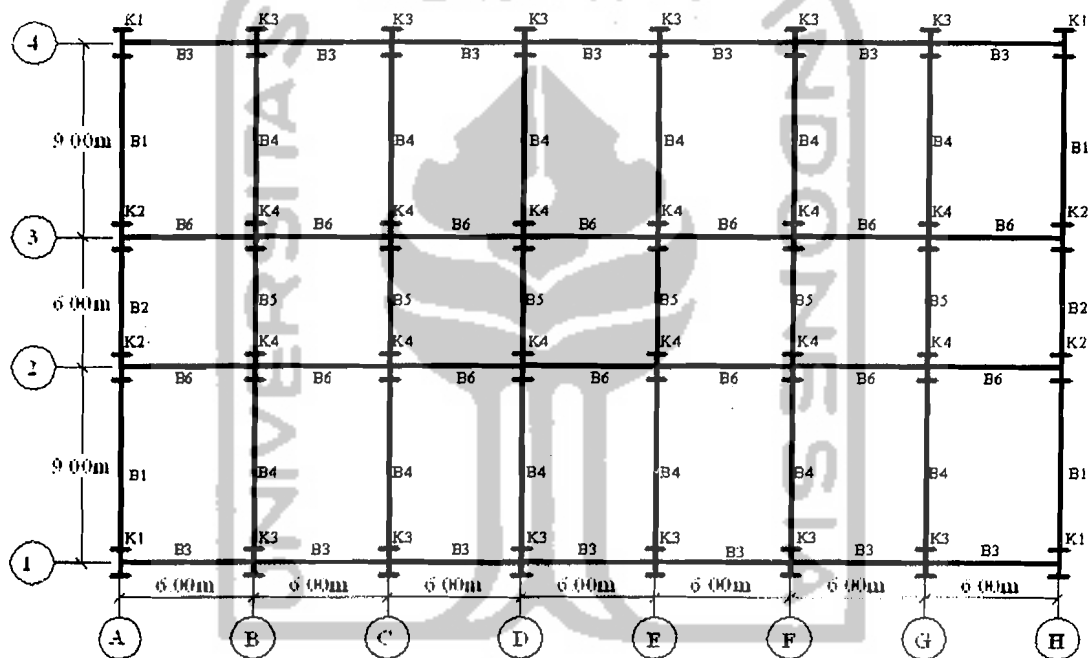


Gambar 5.5 Model 3-D Struktur *BSF* (Tiga tangga)

5.2 Pembebanan Struktur

5.2.1 Rencana Penempatan Elemen Struktur

Cara pemilihan profil untuk elemen struktur adalah dengan cara *trial and error*, dengan mempertimbangkan kekuatan elemen dan simpangan antar tingkat. Profil yang sudah dipilih tersebut kemudian didisain sesuai dengan kapasitasnya masing-masing. Rencana penempatan elemen struktur pada struktur portal baja BSF dan USF, denahnya dapat dilihat pada gambar 5.6.



Gambar 5.6 Denah Balok dan Kolom Struktur BSF dan USF

5.2.2 Perhitungan Beban Pada Struktur

1. Pembebanan atap

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,1 \cdot 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond} = 1 \cdot 18 = 18 \text{ Kg/m}^2$$

Lapis kedap air	= 0,02 . 2400	= 48 Kg/m ²
Ducting AC	= 1 . 15	= 15 Kg/m ²

(Beban mati) = 321 Kg/m²

b. Beban hidup = 100 = 100 Kg/m²

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

Berat lantai = 0,12 . 2400 = 288 Kg/m²

Berat pasir = 0,05 . 1800 = 90 Kg/m²

Berat spesie = 0,02 . 2400 = 48 Kg/m²

Berat tegel = 0,01 . 2400 = 24 Kg/m²

Berat plafond = 1 . 18 = 18 Kg/m²

Ducting AC = 1 . 15 = 15 Kg/m²

(Beban mati) = 483 Kg/m²

b. Beban hidup = 250 = 250 Kg/m²

c. Beban tembok = 0,15 . 3,3 . 1700 = 841,2 Kg/m

➤ Kontrol tebal pelat rencana

$$h_{\min} = \frac{0,8 + \frac{f_y}{1500}}{36 + 9 \cdot \beta} \cdot (l_n) = \frac{0,8 + \frac{300}{1500}}{36 + 9 \cdot (6000/4200)} (4200) = 85,96 \text{ mm.}$$

Dipakai tebal pelat rencana = 120 mm, berarti anggapan bisa dipakai.

Tabel 5.1 Profil Rencana Balok Struktur BSF
(Satu Tangga; Dua Tangga; Tiga Tangga)

Lantai	Balok						
	B1	B2	B3	B4	B4	B5	B. anak
15	W12x26	W12x26	W12x19	W12x45	W12x26	W12x26	W12x19
14	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
13	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
12	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
11	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
10	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
9	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
8	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
7	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
6	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
5	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
4	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
3	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
2	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
1	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26

Tabel 5.2 Profil Rencana Bresing dan Kolom Struktur BSF
(Satu Tangga; Dua Tangga; Tiga Tangga)

Lantai	Tangga	Kolom			
		K1	K2	K3	K4
15		W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
14	W12X279	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
13	W12X279	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
12	W12X279	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
11	W12X279	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
10	W12X279	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
9	W12X279	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
8	W12X279	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
7	W12X279	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
6	W12X279	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
5	W12X279	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
4	W12X279	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
3	W12X279	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
2	W12X279	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
1	W12X279	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342

Tabel 5.3 Profil Rencana Balok Struktur USF (Tanpa Tangga)

Lantai	Balok						
	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B. anak
15	W12x26	W12x26	W12x19	W12x45	W12x26	W12x26	W12x19
14	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
13	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
12	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
11	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
10	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
9	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
8	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
7	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
6	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
5	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
4	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
3	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
2	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26
1	W21x50	W16X26	W16x40	W24x55	W16x40	W16x40	W12x26

Tabel 5.4 Profil Rencana Kolom Struktur USF

Lantai	Kolom			
	K1	K2	K3	K4
15	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
14	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
13	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
12	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
11	W14x109	W14x109	W14x109	W14x109
10	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
9	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
8	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
7	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
6	W14x311	W14x257	W14x257	W14x311
5	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
4	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
3	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
2	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342
1	W14X342	W14x311	W14x311	W14X342

5.2.3 Perhitungan Beban Gempa

Perencanaan beban gempa dihitung berdasarkan pada Peraturan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung SKSNI -1726-2002 dengan urutan perhitungan sebagai berikut:

➤ Berat Total Struktur (Wt)

Berat total struktur diperoleh dari akumulasi perhitungan berat total elemen setiap lantai.

1. Pembebanan atap Beban yang bekerja:

a. Beban mati

$$\text{Berat pelat atap} = 24 \cdot 42 \cdot 321 = 323568 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat balok induk} &= (9 \cdot 4 \cdot 38,66) + (6 \cdot 22 \cdot 38,66 + 6 \cdot 12 \cdot 66,2 + \\ &6 \cdot 7 \cdot 28,15) = 12443,6 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Berat balok anak} = 6 \cdot 35 \cdot 28,15 = 5911,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 32 \cdot 3,75 \cdot 161,71 = 19405,2 \text{ Kg}$$

$$\text{b. Beban hidup} = 0,3 \cdot 24 \cdot 42 \cdot 100 = 30240 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Atap Total} = \underline{372163,08 \text{ Kg}}$$

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

$$\text{Berat pelat lantai} = 24 \cdot 42 \cdot 483,14 = 6816096 \text{ Kg}$$

Berat balok induk

B1	B2	B3
14x9x4x74,29	14x6x2x38,81	14x6x14x59,63
B4	B5	B6
14x6x12x82,37	14x6x6x59,63	14x6x14x38,66

$$= 481405,11 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat balok anak} = 6,35 \cdot 38,66 \cdot 14 = 113660,4 \text{Kg}$$

Berat kolom

K1	K2
5x3,75x4x161,71	5x3,75x4x161,71
5x3,75x4x461,89	5x3,75x4x382,05
5x3,75x4x510,41	5x3,75x4x461,89
K3	K4
5x3,75x12x161,71	5x3,75x12x161,71
5x3,75x12x382,05	5x3,75x12x461,82
5x3,75x12x461,89	5x3,75x12x510,41

$$= 678286 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Dinding} = 0,15 \cdot 3,3 \cdot 1700 \cdot 360 = 5696208 \text{ Kg}$$

$$\text{b. Beban hidup} = 0,3 \cdot 24 \cdot 42 \cdot 250 = 75600 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Lantai Total} = \underline{13861255,51 \text{Kg}}$$

Untuk struktur berpengaku (tangga), maka berat tangga itu sendiri harus dimasukkan kedalam berat total setiap struktur.

Panjang profil tangga bagian miring untuk tiap lantai (a) :

$$a = \sqrt{1,875^2 + 4,5^2} = 4,875 \text{ m}$$

Berat satu tangga untuk tiap lantai :

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

$$\text{Berat pelat tangga} = ((4 \cdot 1,5) + (2 \cdot 4,875 \cdot 1,95)) \cdot 321 = 8029,012 \text{Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil tangga} &= (6 \cdot 413,88) + (1,5 \cdot 4 \cdot 413,88) + (4,875 \cdot 4 \cdot 413,88) \\ &= 13037,47 \text{Kg} \end{aligned}$$

$$\text{b. Beban hidup} = 0,3 \cdot ((4 \cdot 1,5 \cdot 100) + (2 \cdot 4,875 \cdot 1,95 \cdot 100)) = 750,375 \text{Kg}$$

$$\text{Berat Satu Tangga Total} = \underline{21816,857 \text{ Kg}}$$

Sehingga berat total struktur, untuk struktur BSF (Satu Tangga), BSF (Dua Tangga), BSF (Tiga Tangga), USF (Tanpa Tangga) dapat dilihat pada tabel 5.7 berikut ini:

Tabel 5.5 Berat Tiap Lantai dan Berat Total Struktur Portal Baja

Lantai	Wi (Kg)			
	BSF (SatuTangga)	BSF (Dua Tangga)	BSF (TigaTangga)	USF (TanpaTangga)
15(atap)	463310.4591	463310.4591	463310.4591	392750.46
14	1116329.505	1129366.874	1142404.244	917223.87
13	1116329.505	1129366.874	1142404.244	917223.87
12	1116329.505	1129366.874	1142404.244	917223.87
11	1116329.505	1129366.874	1142404.244	917223.87
10	1147560.371	1160597.741	1173635.111	948454.74
9	1147560.371	1160597.741	1173635.111	948454.74
8	1147560.371	1160597.741	1173635.111	948454.74
7	1147560.371	1160597.741	1173635.111	948454.74
6	1147560.371	1160597.741	1173635.111	948454.74
5	1155261.962	1168299.331	1181336.701	956156.33
4	1155261.962	1168299.331	1181336.701	956156.33
3	1155261.962	1168299.331	1181336.701	956156.33
2	1155261.962	1168299.331	1181336.701	956156.33
1	1155261.962	1168299.331	1181336.701	956156.33
W total	16442740.14	16625263.32	16807786.5	13584701

5.2.4 Perhitungan Gaya Geser Dasar Akibat Gempa dan Distribusinya ke Sepanjang Tinggi Gedung

1. Waktu getar struktur (T)

- a. Struktur *unbraced steel frame* berdasarkan persamaan (3.6-2)

$$T = 0,085.H^{3/4} = 0,085. 56,25^{3/4} = 1,7458 \text{ detik}$$

- b. Struktur *braced steel frame*

- Berdasarkan code Israel menurut persamaan (3.6-3)

$$T = 0,049.H^{3/4} = 0,049. 56,25^{3/4} = 1,006 \text{ detik.}$$

2. Koefisien gempa dasar

Struktur berada di wilayah gempa 3 (BSF dan USF) dan di atas tanah keras.

a. Struktur *unbraced steel frame*

$T = 1,7458$ detik, maka dari grafik respon spektrum, daerah gempa 3, bangunan diatas tanah keras didapat nilai $C = 0,132$

b. Struktur *braced steel frame*

$T = 1,006$ detik, maka dari grafik respon spektrum, daerah gempa 3, bangunan diatas tanah keras didapat nilai $C = 0,2285$

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

Ditentukan nilai $I = 1$ (gedung perkantoran) dan $R = 8,5$ (Rangka pemikul momen khusus) untuk struktur USF, serta $R = 6,5$ (rangka bracing biasa) untuk struktur BSF.

4. Gaya geser dasar horizontal akibat gempa

$$V = \frac{C_i \cdot I}{R} \cdot W_i \text{ menurut (pers. 3.6-1)}$$

$$V = \frac{0,2285 \cdot 1}{6,5} \cdot 16807786,5 = 590858,34 \text{ Kg (dengan tangga)}$$

$$V = \frac{0,132 \cdot 1}{8,5} \cdot 13584701 = 210962,42 \text{ Kg (tanpa tangga)}$$

5. Distribusi gaya geser dasar akibat gempa

Karena rasio $H/B = 56,25/42 = 1,34 < 3$ maka gaya geser dasar horizontal di sepanjang tinggi gedung didistribusikan dengan persamaan berikut.

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot (V) \text{ (pers. 3.6-5)}$$

Tabel 5.6 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF
(Satu Tangga)

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	hi *Wi	Fx,y (Kg)
15	56.25	463310.459	26061213.3	28693.998
14	52.50	1116329.5	58607299	64527.991
13	48.75	1116329.5	54421063.4	59918.849
12	45.00	1116329.5	50234827.7	55309.706
11	41.25	1116329.5	46048592.1	50700.564
10	37.50	1147560.37	43033513.9	47380.893
9	33.75	1147560.37	38730162.5	42642.804
8	30.00	1147560.37	34426811.1	37904.715
7	26.25	1147560.37	30123459.7	33166.625
6	22.50	1147560.37	25820108.4	28428.536
5	18.75	1155261.96	21661161.8	23849.44
4	15.00	1155261.96	17328929.4	19079.552
3	11.25	1155261.96	12996697.1	14309.664
2	7.50	1155261.96	8664464.71	9539.7759
1	3.75	1155261.96	4332232.36	4769.888
		Σ =	472490536	520223

Tabel 5.7 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF
(DuaTangga)

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	hi *Wi	Fx,y (Kg)
15	56.25	463310.459	26061213.3	28700.693
14	52.50	1129366.87	59291760.9	65296.83
13	48.75	1129366.87	55056635.1	60632.77
12	45.00	1129366.87	50821509.3	55968.711
11	41.25	1129366.87	46586383.6	51304.652
10	37.50	1160597.74	43522415.3	47930.365
9	33.75	1160597.74	39170173.8	43137.329
8	30.00	1160597.74	34817932.2	38344.292
7	26.25	1160597.74	30465690.7	33551.256
6	22.50	1160597.74	26113449.2	28758.219
5	18.75	1168299.33	21905612.5	24124.213
4	15.00	1168299.33	17524490	19299.37
3	11.25	1168299.33	13143367.5	14474.528
2	7.50	1168299.33	8762244.99	9649.6851
1	3.75	1168299.33	4381122.49	4824.8425
		Σ =	477624001	525997.75

Tabel 5.8 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF
(Tiga Tangga)

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	hi *Wi	Fx,y (Kg)
15	56.25	463310.459	26061213.3	28707.245
14	52.50	1142404.24	59976222.8	66065.693
13	48.75	1142404.24	55692206.9	61346.715
12	45.00	1142404.24	51408191	56627.737
11	41.25	1142404.24	47124175.1	51908.759
10	37.50	1173635.11	44011316.7	48479.847
9	33.75	1173635.11	39610185	43631.863
8	30.00	1173635.11	35209053.3	38783.878
7	26.25	1173635.11	30807921.7	33935.893
6	22.50	1173635.11	26406790	29087.908
5	18.75	1181336.7	22150063.1	24398.99
4	15.00	1181336.7	17720050.5	19519.192
3	11.25	1181336.7	13290037.9	14639.394
2	7.50	1181336.7	8860025.26	9759.596
1	3.75	1181336.7	4430012.63	4879.798
		Σ =	482757465	531772.51

Tabel 5.9 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur USF
(Tanpa Tangga)

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	hi *Wi	Fx,y (Kg)
15	56.25	392750.46	22092213	10751.882
14	52.50	917223.87	48154253	23435.808
13	48.75	917223.87	44714664	21761.822
12	45.00	917223.87	41275074	20087.835
11	41.25	917223.87	37835485	18413.849
10	37.50	948454.74	35567053	17309.844
9	33.75	948454.74	32010347	15578.86
8	30.00	948454.74	28453642	13847.875
7	26.25	948454.74	24896937	12116.891
6	22.50	948454.74	21340232	10385.906
5	18.75	956156.33	17927931	8725.2013
4	15.00	956156.33	14342345	6980.161
3	11.25	956156.33	10756759	5235.1208
2	7.50	956156.33	7171172.5	3490.0805
1	3.75	956156.33	3585586.2	1745.0403
		Σ =	390123693	189866.18

5.2.5 Perhitungan Beban Gravitasi

Beban gravitasi adalah beban akibat beban mati dan beban hidup yang bekerja secara merata pada elemen balok portal. Pada analisis struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, program memberikan kemudahan pemasukan nilai beban pelat atap dan pelat lantai dengan terlebih dahulu merancang pelat (*define*) sebagai elemen tersendiri (*slab section*). Beban gravitasi yang bekerja pada plat atap dan lantai yang berupa beban merata permukaan (*uniform area loads*), secara otomatis akan didistribusikan berdasarkan *tributary area* ke masing-masing balok pada setiap panel. Beban mati (q_d) merata permukaan (*gravity uniform area loads*) yang bekerja merupakan beban plat atap/lantai yang dikurangi dengan berat plat beton, sedangkan beban hidup (q_l) sama dengan beban pada masing-masing plat. Berikut ini adalah beban-beban yang digunakan sebagai *input data* pada program ETABS.

1. Pembebanan plat atap

$$\text{Beban mati merata } (q_d) = 321 - 240 = 81 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup merata } (q_l) = 100 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

2. Pembebanan plat lantai

$$\text{Beban mati merata } (q_d) = 483 - 288 = 195 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup merata } (q_l) = 250 = 250 \text{ Kg/m}^2$$

3. Berat Sendiri Balok

Berat sendiri elemen balok sudah dianggap termasuk di dalam berat mati elemen tersebut.

4. Berat tembok pasangan bata ½ batu

$$\text{Berat tembok} = 0,15 \times 3,3 \times 1700 = 841,5 \text{ Kg/m'}$$

Direncanakan setiap balok induk yang terletak pada lantai selain atap akan menerima beban tembok pasangan bata ½ batu.

5.3 Perencanaan Balok Portal

5.3.1 Momen Rencana Balok, $M_{u,b}$

Perhitungan momen rencana balok ($M_{u,b}$) dihitung berdasarkan kombinasi pembebanan maksimum dari:

$$M_{u,b} = 1,2M_D + 1,6M_L \quad (\text{pers. 3.3-1b})$$

$$M_{u,b} = 1,2M_D + 0,5M_L \pm M_E \quad (\text{pers. 3.3-1c})$$

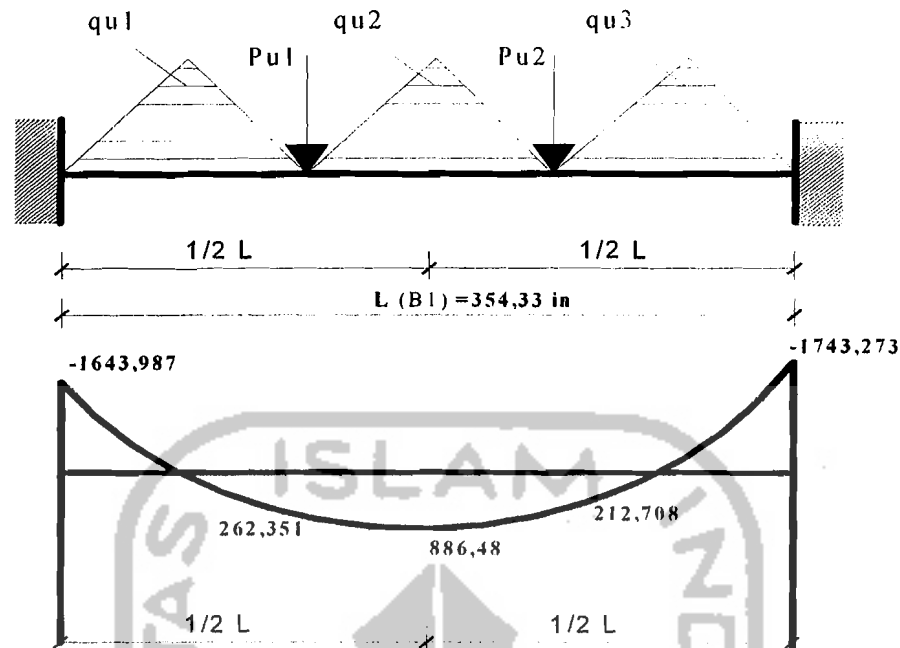
Perhitungan momen lentur rencana balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-1 (USF) dan B-2 (BSF).

5.3.2 Kuat Lentur Nominal Balok Portal

Momen rencana yang diambil adalah pada lokasi sendi plastis terjadi, dan selanjutnya dikontrol kapasitasnya.

➤ Contoh perhitungan kuat lentur nominal balok portal

Pada struktur tiga tangga diambil contoh hitungan untuk balok B1 tepi kiri lantai 4 portal H dengan momen rencana hasil dari analisis struktur yang dapat dilihat dari lampiran B-68 adalah :



$$M_{u,b} = 1743,273 \text{ K-in}$$

(lampiran B-68)

$$L_n = 337,031 \text{ in}$$

$$L = 354,33 \text{ in}$$

Profil yang digunakan adalah W21X50, dengan data propertis sebagai berikut:

A	= 14,7 in ²	I _x	= 984 in ⁴	I _y	= 24,9 in ⁴
d	= 20,8 in	S _x	= 94,615 in ³	S _y	= 7,626 in ³
t _w	= 0,38 in	Z _x	= 110 in ³	Z _y	= 12,2 in ³
b _f	= 6,53 in	E _s	= 29000 Ksi	f _u	= 58 Ksi
t _f	= 0,535 in	F _y	= 36 Ksi	f _r	= 10 Ksi
r _x	= 8,182 in	G	= 11200 Ksi	C _w	= 2430,6 in ⁶
r _y	= 1,302 in	J	= 1,14 in ⁴		

Kontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) penampang berdasarkan persamaan : $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Pada sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{6,53}{2 \cdot 0,535} = 6,103 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \text{ (pers. 3.9-13a)}$$

$$\text{Pada badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{20,8}{0,38} = 49,4 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \text{ (pers. 3.9-13b)}$$

Karena memenuhi persyaratan maka profil W21X50 termasuk profil plastis.

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk local, $\phi M_{n,l}$

Karena harus menggunakan profil sangat kompak, maka $\phi M_n = \phi M_p$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot Z_x \cdot F_y \quad (\text{pers. 3.9-2})$$

$$= 0,9 \cdot 110 \cdot 36 = 3564 \text{ K-in}$$

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y (\text{ksi})}} = 300 \cdot 1,302 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 65,075 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.9-3})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{94,615} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200 \cdot 1,14 \cdot 14,7}{2}} \quad (\text{pers. 3.9-8})$$

$$= 1731,298 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{2430,6}{24,9} \left(\frac{94,615}{11200 \cdot 1,14} \right)^2 \quad (\text{pers. 3.9-9})$$

$$= 0,02 \text{ Ksi}$$

$$F_1 = F_y - F_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.9-7})$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} = \frac{1,302 \cdot 1731,298}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,02 \cdot 26^2}} \quad (\text{pers. 3.9-6})$$

$$= 192,55 \text{ in}$$

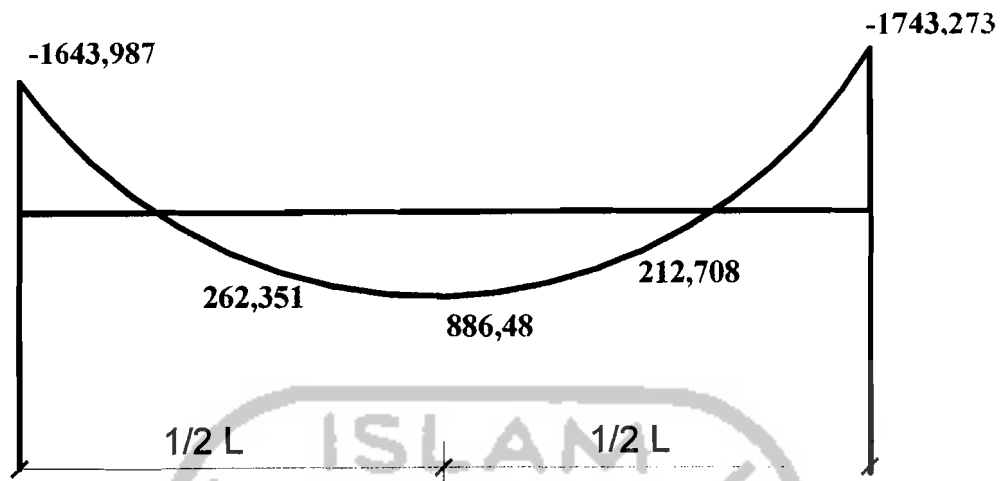
Karena $L \geq L_r$ maka termasuk bentang Panjang

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk puntir lateral, ϕM_n

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{pers. 3.9-10})$$

$$= \frac{12,5 \cdot 1743,273}{2,5 \cdot 1743,273 + 3 \cdot 262,351 + 4 \cdot 886,84 + 3 \cdot 212,708}$$

$$= 2,72 > 2,3$$



$$M_{cr} = M_n = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{\frac{Ll}{r_y}} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \cdot \left(\frac{L}{r_y}\right)^2}} \quad (\text{pers. 3.9-12})$$

$$= \frac{2,3,94,615 \cdot 1731,298 \cdot \sqrt{2}}{\frac{354,3307}{8,182}} \sqrt{1 + \frac{1731,298^2 \cdot 0,02}{2 \cdot \left(\frac{354,33}{1,302}\right)^2}}$$

$$= 14728,091 \text{ K-in} > M_p = Z_x \cdot F_y = 110 \times 36 = 3960 \text{ K-in}$$

Karena $M_{cr} = M_n > M_p$, maka

$$\phi M_n = \phi M_p \quad (\text{pers. 3.9-2})$$

$$= 0,9 \cdot 3960 = 3564 \text{ K-in}$$

Rasio kapasitas lentur yang terjadi, $\frac{M_{u,b}}{\phi M_n} = \frac{1743,273}{3564} = 0,49 < 1,0 \rightarrow Ok!$

Perhitungan kuat lentur balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-10 (tanpa tangga), B-30 (satu tangga) , B-50 (Dua tangga) dan B-70 (tiga tangga). Tabel 5.10 sampai 5.11 merupakan tabel rekapitulasi momen rencana

balok di sendi plastis dan kapasitas nominal balok untuk struktur Tiga Tangga dan *Open Frame*.

Tabel 5.10 Mu,b dan Mn Balok Portal Tepi

Lantai	Mu,b (K-in)		Φ Mn (K-in)		Rasio	
	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame
15	511.647	508.604	1205.28	1205.28	0.425	0.422
14	1748.401	1737.551	3564	3564	0.491	0.488
13	1761.369	1758.727	3564	3564	0.494	0.493
12	1743.335	1824.811	3564	3564	0.489	0.512
11	1705.140	1970.705	3564	3564	0.478	0.553
10	1818.990	2186.885	3564	3564	0.510	0.614
9	1846.276	2283.395	3564	3564	0.518	0.641
8	1819.532	2371.491	3564	3564	0.511	0.665
7	1801.963	2455.020	3564	3564	0.506	0.689
6	1779.669	2524.613	3564	3564	0.499	0.708
5	1759.813	2573.030	3564	3564	0.494	0.722
4	1743.273	2592.420	3564	3564	0.489	0.727
3	1720.912	2566.996	3564	3564	0.483	0.720
2	1700.289	2445.088	3564	3564	0.477	0.686
1	1713.945	2096.399	3564	3564	0.481	0.588

Tabel 5.11 Mu,b dan Mn Balok Portal Tengah

Lantai	Mu,b (K-in)		Φ Mn (K-in)		Rasio	
	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame
15	969.041	969.011	2080.08	2080.08	0.466	0.466
14	2683.718	2691.316	4374	4374	0.614	0.615
13	2696.305	2691.316	4374	4374	0.616	0.615
12	2669.554	2698.592	4374	4374	0.610	0.617
11	2609.247	2644.846	4374	4374	0.597	0.605
10	2763.708	2878.802	4374	4374	0.632	0.658
9	2834.906	3035.068	4374	4374	0.648	0.694
8	2803.659	3140.777	4374	4374	0.641	0.718
7	2792.528	3250.642	4374	4374	0.638	0.743
6	2770.966	3338.597	4374	4374	0.634	0.763
5	2776.996	3426.289	4374	4374	0.635	0.783
4	2771.474	3466.004	4374	4374	0.634	0.792
3	2739.441	3431.996	4374	4374	0.626	0.785
2	2756.830	3286.353	4374	4374	0.630	0.751
1	2792.655	2852.349	4374	4374	0.638	0.652

5.3.3 Gaya Geser Rencana Balok

Gaya geser pada balok lebih ditentukan oleh momen plastis balok (M_{pb}) pada kedua ujung balok pada arah yang berlawanan.

Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \frac{2.\beta.M_{pb}}{L} \quad (\text{pers. 3.9-15})$$

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \quad (\text{pers. 3.9-16})$$

Contoh hitungan gaya geser balok

Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok B1 tepi kiri lantai 4 portal H adalah:

$$V_D = 12,46 \text{ kips} \quad (\text{lampiran B-73})$$

$$V_L = 5,63 \text{ kips}$$

$$V_E = 1,46 \text{ kips}$$

Jarak antar sendi plastis $L' = 337,031 \text{ in}$

$$V_u = 1,2.12,46 + 0,5.5,63 + \frac{2.1.1.3960}{337,031} = 43,616 \text{ kips}$$

$$V_u = 1,2 . 12,46 + 0,5 . 5,63 + 4 . 1,46 = 23,607 \text{ kips}$$

Gaya geser rencana balok, $V_u = 23,607 \text{ Kips}$

Perhitungan gaya geser rencana balok disajikan dalam tabel pada lampiran B-13 (tanpa tangga), B-33 (satu tangga) , B-53 (Dua tangga) dan B-73 (tiga tangga).

5.3.4 Kuat Geser Nominal Balok Portal

Contoh hitungan kuat geser balok:

Diketahui gaya geser yang bekerja pada balok B1 tepi kiri lantai 4 portal H adalah,

$$V_u = 23,607 \text{ Kips.}$$

Kontrol perbandingan tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) pendukung geser,

$$h = 0,95 \cdot d$$

$$= 0,95 \cdot 20,8 = 19,76 \text{ in}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19,76}{0,38} = 52 < \frac{418}{\sqrt{F_y(\text{ksi})}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{pers. 3.9-18})$$

$$A_w = d \cdot t_w \quad (\text{pers. 3.9-20})$$

$$= 20,8 \cdot 0,38 = 7,904 \text{ in}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (\text{pers. 3.9-19})$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 7,904$$

$$= 153,65 \text{ Kips}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi,

$$\frac{V_{u,b}}{\phi V_n} = \frac{23,607}{153,65} = 0,15 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{pers. 3.9-21})$$

Perhitungan kuat geser nominal balok portal disajikan dalam tabel pada lampiran lampiran B-16 (tanpa tangga), B-36 (satu tangga) , B-56 (Dua tangga) dan B-76 (tiga tangga). Tabel 5.10 sampai 5.11 merupakan tabel rekapitulasi momen rencana balok di merupakan rekapitulasi gaya geser rencana dan kuat geser nominal balok untuk struktur struktur Tiga Tangga dan *Open Frame*..

Tabel 5.12 $V_{u,b}$ dan ϕV_n Balok Portal Tepi

Lantai	V_u		ϕV_n		Rasio	
	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame
15	4.507	4.266	54.55	54.55	0.083	0.078
14	21.285	22.911	153.65	153.65	0.139	0.149
13	20.584	26.319	153.65	153.65	0.134	0.171
12	21.486	29.998	153.65	153.65	0.140	0.195
11	22.079	33.643	153.65	153.65	0.144	0.219

Lanjutan Tabel 5.12

10	22.514	37.025	153.65	153.65	0.147	0.241
9	22.760	38.854	153.65	153.65	0.148	0.253
8	23.113	41.071	153.65	153.65	0.150	0.267
7	23.455	43.133	153.65	153.65	0.153	0.281
6	23.632	43.830	153.65	153.65	0.154	0.285
5	23.625	43.785	153.65	153.65	0.154	0.285
4	23.607	43.715	153.65	153.65	0.154	0.285
3	23.572	43.640	153.65	153.65	0.153	0.284
2	23.549	43.582	153.65	153.65	0.153	0.284
1	22.784	36.554	153.65	153.65	0.148	0.238

Tabel 5.13 V_u, b dan ϕV_n Balok Portal Tengah

Lantai	V_u		ϕV_n		Rasio	
	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame	3 Tangga	Open Frame
15	8.535	7.895	54.55	54.55	0.156	0.145
14	30.088	31.237	153.65	153.65	0.196	0.203
13	29.307	35.205	153.65	153.65	0.191	0.229
12	30.203	39.370	153.65	153.65	0.197	0.256
11	30.740	43.416	153.65	153.65	0.200	0.283
10	31.339	48.185	153.65	153.65	0.204	0.314
9	31.808	50.894	153.65	153.65	0.207	0.331
8	32.208	53.546	153.65	153.65	0.210	0.348
7	32.574	56.112	153.65	153.65	0.212	0.365
6	32.788	57.573	153.65	153.65	0.213	0.375
5	32.430	57.079	153.65	153.65	0.211	0.371
4	32.751	57.562	153.65	153.65	0.213	0.375
3	32.649	57.465	153.65	153.65	0.212	0.374
2	32.630	57.385	153.65	153.65	0.212	0.373
1	31.790	48.629	153.65	153.65	0.207	0.316

5.3.5 Kontrol Lendutan

Lendutan yang terjadi pada tengah bentang diperoleh dari momen akibat beban gravitasi. Lendutan balok B1 portal H lantai 4 tepi kiri struktur USF yang berasal dari analisis struktur akibat beban mati, hidup dan gempa (lampiran) adalah sebagai berikut:

$$M_a = -1643,987 \text{ kips-in}$$

$$M_s = 886,48 \text{ kips-in}$$

$$M_b = -1743,273 \text{ kips-in}$$

Untuk balok yang mendukung beban lantai, lendutan ijin maksimum pada tengah bentang adalah :

$$\frac{L}{360} = \frac{354,33}{360} = 0,98 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.9-22a})$$

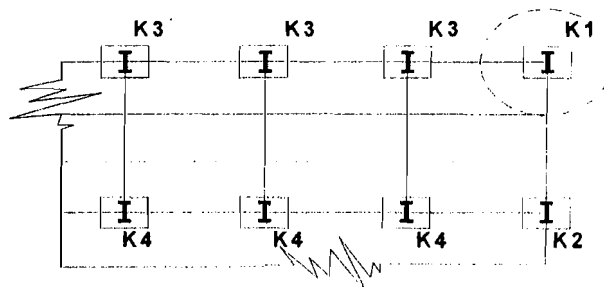
Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dicari dengan menggunakan persamaan

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{pertengahan bentang}} &= \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (\text{pers. 3.9-23}) \\ &= \frac{5.354,33^2}{48.29000.984} [886,48 - 0,1((-1643,987) + ((-1743,273)))] \\ &= 0,56 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,98 \text{ in} \rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

5.4 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom didasarkan pada prinsip desain *strong column and weak beam*, dimana respon struktur pada kolom ($M_{u_{kolom}}$, $N_{u_{kolom}}$ dan $V_{u_{kolom}}$) terlebih dulu dicari berdasarkan kapasitas maksimum profil balok yang digunakan

5.4.1 Momen dan Gaya Aksial Rencana Kolom



Gambar 5.7 Lokasi Hitungan

Contoh hitungan untuk kolom lantai 4 (Kolom K1 Portal H) Arah X

Hasil analisis struktur pada kolom K1 lantai 4 struktur *open frame*

$$P_D = 229,31 \text{ kips} \quad (\text{lampiran C-40})$$

$$P_L = 90,7 \text{ kips}$$

Kolom diapit 2 buah balok yang saling tegak lurus yaitu satu balok arah X dengan

Profil Balok (B3) lantai 4 adalah W16x40 ($d = 16 \text{ in}$; $Z_x = 73 \text{ in}^3$)

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 16 \times 36 = 2628 \text{ K-in}$$

Profil Balok (B3) lantai 3 adalah W16x40 ($d = 16 \text{ in}$; $Z_x = 73 \text{ in}^3$)

Asumsi profil kolom W14x342 ($d = 17,5 \text{ in}$)

$$L_{\text{balok}} = 9 \text{ m} = 351,3307 \text{ in}$$

$$H_{\text{kolom}} = 3,75 \text{ m} = 147,6378 \text{ in}$$

Gaya aksial rencana kolom (P_u), (Robert Englekirk, 1993):

$$P_u = 1,2 P_D + 0,5 P_L + \sum \left(\frac{2 \cdot M_{pb}}{L} \right) \quad (\text{pers. 3.10-2})$$

$$P_u = 1,2 \cdot 230,32 + 0,5 \cdot 91,07 + \left(\frac{2 \cdot 2628}{354,3307} \right)_{\text{lantai 4}} + 11 \cdot \left(\frac{2 \cdot 2628}{354,3307} \right)_{\text{lantai 5-15}}$$

$$= 365,226 \text{ kips}$$

Momen rencana Kolom (M_u) :

$$L' = L_{\text{Balok}} - d/2_{\text{kolom}} = 236,2205 - (17,5/2 + 17,1/2) = 218,9205 \text{ in}$$

$$h' = h_{\text{kolom}} - (d/2_{\text{balok lantai 4}}) - (d/2_{\text{balok lantai 3}})$$

$$= 147,6378 - (8/2_{\text{balok lantai 4}}) - (8/2_{\text{balok lantai 3}}) = 131,6378 \text{ in}$$

$$M_u = M_{pb} \cdot \left(\frac{L}{L'} \right) \cdot \left(\frac{h'}{2 \cdot h} \right) \quad (\text{pers. 3.10-1})$$

$$= 2628 \cdot \left(\frac{354,3307}{218,9205} \right) \cdot \left(\frac{131,6378}{2.147,6378} \right) = 1264,182 \text{ K-in}$$

Contoh hitungan untuk kolom lantai 4 (Kolom K1 Portal H) Arah Y

Hasil analisis struktur pada kolom K1 lantai 4 struktur Tiga Tangga

$$P_D = 229,31 \text{ kips} \quad (\text{lampiran C-41})$$

$$P_L = 90,7 \text{ kips}$$

Kolom diapit 2 buah balok yang saling tegak lurus yaitu satu balok arah Y dengan

Profil Balok (B1) lantai 4 adalah W21x50 ($d = 20,8 \text{ in}$; $Z_x = 110 \text{ in}^3$)

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 110 \times 36 = 3960 \text{ K-in}$$

Profil Balok lantai 3 adalah W21x50 ($d = 20,8 \text{ in}$; $Z_x = 110 \text{ in}^3$)

Asumsi profil kolom W14x342 ($d = 17,5 \text{ in}$)

$$L_{\text{balok}} = 9 \text{ m} = 354,3307 \text{ in}$$

$$H_{\text{kolom}} = 3,75 \text{ m} = 147,638 \text{ in}$$

Gaya aksial rencana kolom (P_u), (Robert Englekirk, 1993):

$$P_u = 1,2 P_D + 0,5 P_L + \sum \left(\frac{2 \cdot M_{pb}}{L} \right) \quad (\text{pers. 3.10-2})$$

$$P_u = 1,2 \cdot 229,31 + 0,5 \cdot 90,7 + \left(\frac{2 \cdot 3960}{354,3307} \right)_{\text{lantai 4}} + 11 \cdot \left(\frac{2 \cdot 3960}{354,3307} \right)_{\text{lantai 5-15}}$$

$$= 365,226 \text{ kips}$$

Momen rencana Kolom (M_u):

$$L' = L_{\text{Balok}} - d/2_{\text{kolom}} = 354,3307 - (17,5/2 + 17,1/2) = 337,0307 \text{ in}$$

$$h' = h_{\text{kolom}} - (d/2_{\text{balok lantai 4}}) - (d/2_{\text{balok lantai 3}})$$

$$= 147,6378 - (20,8/2_{\text{balok lantai 4}}) - (20,8/2_{\text{balok lantai 3}}) = 126,8378 \text{ in}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \text{Mpb} \cdot \left(\frac{L}{L'}\right) \cdot \left(\frac{h'}{2 \cdot h}\right) && (\text{pers. 3.10-1}) \\
 &= 3960 \cdot \left(\frac{354,3307}{337,0307}\right) \cdot \left(\frac{126,8378}{2.147,6378}\right) = 1788,363 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.14 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K1 Portal Baja 15 Lantai

Lantai	Momen, Mu (K-in)				Pu (Kips)		Geser, Vu (Kips)			
	3 Tangga		Open Frame		3 TG	OP	3 Tangga		Open Frame	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
15	453.696	668.930	453.6955	668.9305	12.47	12.50	11.64	2.50	6.96	2.27
14	1265.092	1832.678	1265.092	1832.678	63.40	63.54	9.27	3.78	16.54	3.67
13	1247.092	1772.585	1247.092	1772.585	106.94	107.21	12.44	3.23	20.85	3.67
12	1247.092	1772.585	1247.092	1772.585	135.62	136.06	13.49	3.40	25.43	4.08
11	1247.092	1772.585	1247.092	1772.585	164.08	164.67	12.80	2.81	29.32	3.53
10	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	193.09	193.80	14.98	4.34	30.94	5.52
9	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	222.22	223.05	14.80	3.71	35.83	4.80
8	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	251.16	252.09	15.55	3.82	38.67	5.10
7	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	279.92	280.98	15.95	3.77	41.03	5.17
6	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	308.48	309.65	16.35	3.69	44.46	5.21
5	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	336.83	338.12	15.29	3.65	44.39	5.33
4	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	365.02	366.42	16.00	3.59	47.61	5.31
3	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	393.01	394.49	15.27	3.49	50.00	5.25
2	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	420.79	422.37	20.50	3.66	55.44	5.39
1	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	448.26	449.95	26.94	3.64	62.97	4.22

Tabel 5.15 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K2 Portal Baja 15 Lantai

Lantai	Momen, Mu (K-in)				Pu (Kips)		Geser, Vu (Kips)			
	3 Tangga		Open Frame		3 TG	OP	3 Tangga		Open Frame	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
15	683.299	668.930	683.299	668.930	19.26	12.50	11.22	2.98	6.89	3.25
14	1265.092	1832.678	1265.092	1832.678	82.29	63.54	5.24	6.18	15.08	4.41
13	1247.092	1772.585	1247.092	1772.585	133.79	107.21	9.50	4.14	21.70	4.15
12	1247.092	1772.585	1247.092	1772.585	173.88	136.06	10.97	3.93	28.15	4.30
11	1247.092	1772.585	1247.092	1772.585	213.41	164.67	11.43	2.66	33.80	3.50

Lanjutan Tabel 5.15

10	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	253.32	193.80	11.15	4.37	37.97	5.40
9	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	293.23	223.05	12.85	3.71	42.40	4.50
8	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	332.71	252.09	13.58	3.33	46.61	4.67
7	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	371.82	280.98	14.48	3.13	50.47	4.68
6	1261.014	1785.449	1261.014	1785.449	410.50	309.65	14.58	3.10	52.52	4.45
5	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	448.89	338.12	14.61	3.49	56.96	4.77
4	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	486.81	366.42	15.13	3.21	58.30	4.52
3	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	524.14	394.49	14.77	3.21	60.10	4.39
2	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	560.82	422.37	19.39	3.87	61.99	4.63
1	1264.182	1788.363	1264.182	1788.363	596.60	449.95	25.60	1.26	61.17	2.83

5.4.2 Perencanaan Kolom Terhadap Momen Lentur dan Gaya Aksial

Kolom

Contoh hitungan untuk kolom lantai 4 (Kolom K1 Portal H) :

Profil yang digunakan adalah W14X342 dengan data sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll}
 A & = & 101 \text{ in}^2 \\
 d & = & 17,5 \text{ in} \\
 t_w & = & 1,54 \text{ in} \\
 b_f & = & 16,4 \text{ in} \\
 t_f & = & 2,54 \text{ in} \\
 r_x & = & 6,965 \text{ in} \\
 r_y & = & 4,233 \text{ in} \\
 I_x & = & 4900 \text{ in}^4 \\
 I_y & = & 1810 \text{ in}^4 \\
 S_x & = & 560 \text{ in}^3 \\
 S_y & = & 220,732 \text{ in}^3 \\
 Z_x & = & 672 \text{ in}^3 \\
 Z_y & = & 338 \text{ in}^3 \\
 E_s & = & 29000 \text{ Ksi} \\
 F_y & = & 36 \text{ Ksi} \\
 J & = & 178 \text{ Ksi} \\
 C_w & = & 125066,76 \text{ in}^6
 \end{array}$$

Cek kompak penampang, $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{16,4}{2 \cdot 1,54} = 3,319 < \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \text{ (pers. 3.10-4a)}$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_h = \frac{h_c}{t_w} = \frac{17,5}{1,54} = 11,364 < \lambda_{ph} = \frac{520}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \text{ (pers. 3.10-4b)}$$

Menentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) join kolom

$$G_{Ay} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{1810}{147,638} + \frac{1810}{147,638} \right)}{\left(\frac{984}{354,3307} \right)} = 8,829 \quad (\text{pers. 3.10-5})$$

$$G_{By} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{1810}{147,638} + \frac{1810}{147,638} \right)}{\left(\frac{984}{354,3307} \right)} = 8,829 \quad (\text{pers. 3.10-5})$$

Dari nomogram untuk portal tidak bergoyang *Johnson dan moreland* diperoleh $k_y = 0,958$

$$G_{Ax} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{4900}{147,638} + \frac{4900}{147,638} \right)}{\left(\frac{518}{236,22} \right)} = 30,27 \quad (\text{pers. 3.10-5})$$

$$G_{Bx} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{4900}{147,638} + \frac{4900}{147,638} \right)}{\left(\frac{518}{236,22} \right)} = 30,27 \quad (\text{pers. 3.10-5})$$

Dari nomogram untuk portal tidak bergoyang *Johnson dan moreland* diperoleh $k_x = 0,985$

Menentukan nilai parameter kelangsingan kolom :

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L}{\pi \cdot r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,985 \cdot 147,638}{\pi \cdot 6,695} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,23 \quad (\text{pers. 3.10-6})$$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,958 \cdot 147,638}{\pi \cdot 4,233} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,37 \quad (\text{pers. 3.10-6})$$

Diambil λ_c adalah λ terbesar = 0,37; karena $\lambda_c < 1,5$ maka:

$$F_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left(0,658^{0,37^2} \right) 36 = 33,94 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.10-7})$$

$$\phi_c.P_n = \phi_c.A_g.F_{cr} = 0,85.101.33,94 = 2914,04 \text{ Kips} \quad (\text{pers. 3.10-9})$$

$$\phi P_n = 2914,04 \text{ Kips}$$

$$L_p = 300.r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y \text{ (ksi)}}} = 300 \cdot 4,233 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 211,65 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.9-3})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}} = \frac{\pi}{560} \sqrt{\frac{29000.11200.178.101}{2}} \quad (\text{pers. 3.9-8})$$

$$= 9580,878 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G.J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{125066,76}{1810} \left(\frac{560}{11200.178} \right)^2 \quad (\text{pers. 3.9-9})$$

$$= 2,18 \times 10^{-5} \text{ Ksi}$$

$$F_1 = F_y - F_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.9-7})$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} = \frac{4,233.3023,511}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,000021826^2}}$$

$$= 2210,151 \text{ in}$$

Karena $L_b \leq L_p$ maka M_n ditentukan dengan persamaan:

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y = 672.36 = 24192 \text{ K-in}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \cdot Z_x \cdot F_y \quad (\text{pers. 3.9-2})$$

$$= 0,9 \cdot 672 \cdot 36 = 21772,8 \text{ K-in}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \cdot Z_y \cdot F_y \quad (\text{pers. 3.9-2})$$

$$= 0,9 \cdot 338 \cdot 36 = 10951,2 \text{ K-in}$$

Kontrol rasio beban aksial tekan P_u dengan kapasitas tekan nominal :

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{365,0228}{2914,04} = 0,125 < 0,2 \text{ maka:}$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{pers. 3.10-11})$$

$$\frac{365,0228}{2 \times 2914,04} + \left(\frac{1264,182}{21772,8} + \frac{1788,363}{10951,2} \right) = 0,284 \leq 1,0 \rightarrow OK!$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* tiga tangga dapat dilihat pada lampiran C – 49.

Tabel 5.16 Interaksi Aksial-Momen Kolom K1 Portal Baja 15 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	3 tangga			Open frame			3 TG	USF	3 TG	USF	3 TG	USF	3 TG	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
15	918.79	6220.80	3003.48	725.42	6220.80	3003.48	0.014	0.0173	0.0729	0.073	0.223	0.223	0.302	0.304
14	922.59	6220.80	3003.48	788.90	6220.80	3003.48	0.069	0.0807	0.2034	0.203	0.610	0.610	0.848	0.854
13	922.59	6220.80	3003.48	788.90	6220.80	3003.48	0.116	0.1362	0.2005	0.200	0.590	0.590	0.849	0.859
12	922.59	6220.80	3003.48	788.90	6220.80	3003.48	0.147	0.1727	0.2005	0.200	0.590	0.590	0.864	0.877
11	918.12	6220.80	3003.48	722.84	6220.80	3003.48	0.179	0.2281	0.2005	0.200	0.590	0.590	0.880	0.931
10	2638.62	19537.20	9849.6	1818.09	19537.20	9849.6	0.073	0.1067	0.0645	0.065	0.181	0.181	0.282	0.299
9	2636.99	19537.20	9849.6	1689.66	19537.20	9849.6	0.084	0.1321	0.0645	0.065	0.181	0.181	0.288	0.312
8	2636.99	19537.20	9849.6	1689.66	19537.20	9849.6	0.095	0.1493	0.0645	0.065	0.181	0.181	0.293	0.320
7	2636.99	19537.20	9849.6	1689.66	19537.20	9849.6	0.106	0.1664	0.0645	0.065	0.181	0.181	0.299	0.329
6	2636.34	19537.20	9849.6	1666.90	19537.20	9849.6	0.117	0.1859	0.0645	0.065	0.181	0.181	0.304	0.339
5	2915.47	21772.80	10951.2	1709.95	21772.80	10951.2	0.116	0.1979	0.0581	0.058	0.163	0.163	0.279	0.320
4	2914.04	21772.80	10951.2	1697.81	21772.80	10951.2	0.125	0.2159	0.0581	0.058	0.163	0.163	0.284	0.413
3	2914.04	21772.80	10951.2	1697.81	21772.80	10951.2	0.135	0.2325	0.0581	0.058	0.163	0.163	0.289	0.429
2	2914.04	21772.80	10951.2	1697.81	21772.80	10951.2	0.144	0.2489	0.0581	0.058	0.163	0.163	0.294	0.446
1	2950.74	21772.80	10951.2	2464.10	21772.80	10951.2	0.152	0.1827	0.0581	0.058	0.163	0.163	0.297	0.313

Tabel 5.17 Interaksi Aksial-Momen Kolom K2 Portal Baja 15 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	3 tangga			Open frame			3 TG	USF	3 TG	USF	3 TG	USF	3 TG	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
15	932.01	6220.8	3003.48	773.56	6220.80	3003.48	0.021	0.025	0.110	0.110	0.223	0.223	0.343	0.345
14	941.61	6220.8	3003.48	782.55	6220.80	3003.48	0.087	0.106	0.203	0.203	0.610	0.610	0.857	0.866
13	941.61	6220.8	3003.48	782.55	6220.80	3003.48	0.142	0.173	0.200	0.200	0.590	0.590	0.862	0.877
12	941.61	6220.8	3003.48	782.55	6220.80	3003.48	0.185	0.226	0.200	0.200	0.590	0.590	0.883	0.929
11	934.82	6220.8	3003.48	749.91	6220.80	3003.48	0.229	0.291	0.200	0.200	0.590	0.590	0.931	0.994
10	2210.98	15778.8	9849.6	1661.45	15778.80	9790.4	0.115	0.156	0.080	0.080	0.224	0.224	0.361	0.382
9	2210.98	15778.8	9849.6	1458.44	15778.80	9790.4	0.133	0.207	0.080	0.080	0.224	0.224	0.370	0.477
8	2210.98	15778.8	9849.6	1458.44	15778.80	9790.4	0.151	0.235	0.080	0.080	0.224	0.224	0.379	0.505
7	2210.98	15778.8	9849.6	1458.44	15778.80	9790.4	0.168	0.264	0.080	0.080	0.224	0.224	0.388	0.534

Lanjutan Tabel 5.17

6	2206.05	15778.8	10951.2	1410.90	15778.80	7970.4	0.186	0.302	0.080	0.080	0.224	0.224	0.397	0.572
5	2668.13	19537.2	10951.2	1711.73	19537.20	9849.6	0.168	0.273	0.065	0.065	0.182	0.182	0.330	0.492
4	2668.13	19537.2	10951.2	1674.37	19537.20	9849.6	0.183	0.304	0.065	0.065	0.182	0.182	0.338	0.523
3	2668.13	19537.2	10951.2	1674.37	19537.20	9849.6	0.197	0.329	0.065	0.065	0.182	0.182	0.345	0.548
2	2668.13	19537.2	10951.2	1674.37	19537.20	9849.6	0.210	0.354	0.065	0.065	0.182	0.182	0.429	0.573
1	2679.70	19537.2	3003.48	2366.84	19537.20	9849.6	0.223	0.268	0.065	0.065	0.182	0.182	0.442	0.487

5.4.3 Perencanaan Kolom Terhadap Geser

Contoh hitungan untuk kolom lantai 4 (Kolom K1 Portal H)

$$V_u = 1,05.V_D + V_L + \mu.V_E \quad (\text{pers. 3.10-3})$$

$$= 1,05 \cdot 5,52 + 2,76 + 4,1,86 = 15,996 \text{ Kips}$$

Menentukan rasio tinggi badan dengan tebal badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{17,5}{1,54} = 11,364 < \frac{418}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{pers. 3.9-15})$$

Berdasarkan nilai rasio diatas, dihitung kapasitas geser penampang:

$$A_w = d.t_w = 17,5 \cdot 1,54 = 26,95 \text{ in}^2 \quad (\text{pers. 3.9-20})$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \quad (\text{pers. 3.9-19})$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 26,95 = 523,908 \text{ Kips}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{15,996}{523,908} = 0,03 \leq 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{pers. 3.9-21})$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* tiga tangga dapat dilihat pada lampiran C – 49.

Dari perhitungan gaya geser struktur *unbraced steel frame (USF)* diperoleh hasil sebagai berikut :

$$V_{u,x} = 47,6105 \text{ Kips}$$

$$\phi V_n = 523,908 \text{ Kips}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{47,6105}{523,908} = 0,09 \leq 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{pers. 3.9-21})$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C – 10.

5.4.4 Kontrol *Strong Column Weak Beam*

Strong Column Weak Beam merupakan prinsip desain dimana kolom didesain jauh lebih kuat dari pada baloknya. Hal tersebut biasanya dikontrol menurut persamaan :

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad (\text{pers. 3.10-12})$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_x c (f_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (\text{pers. 3.10-13})$$

$$= 672 \cdot \left(36 - \frac{337,037}{101} \right) + 672 \cdot \left(36 - \frac{365,226}{101} \right)$$

$$= 43711,52 \text{ K-in}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 R_y M_p + M_y) \quad (\text{pers. 3.10-14})$$

$$= (1,1 \cdot 1,1 \cdot Z_x \cdot F_y + \frac{1}{2} \cdot d \cdot V_u)$$

$$= (1,1 \cdot 1,1 \cdot 73 \cdot 36 + (1/2 \cdot 17,5 \cdot 15,996))$$

$$= 3319,845 \text{ K-in}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{43711,52}{3319,845} = 13,1667 > 1,0 \rightarrow \text{OK!} \quad (\text{pers. 3.10-12})$$

Perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C – 50

Hasil perhitungan kontrol *Strong Column Weak Beam* untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* diperoleh:

$$\Sigma M_{pc} = 43693,67 \text{ K-in}$$

$$\Sigma M_{pb} = 3596,47 \text{ K-in}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 12,15 > 1,0 \rightarrow OK! \quad (\text{pers. 3.10-12})$$

Perhitungan selengkapnya untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C – 11.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K1

Lantai	3 tangga						Open frame					
	Arah y			Arah x			Arah y			Arah x		
	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio
15	3300.98	355.89	9.275	6836.98	1159.14	5.898	3300.89	355.89	9.28	6836.80	1125.70	5.898
14	6454.12	531.43	12.145	13367.76	3246.15	4.118	6453.65	531.43	12.14	13366.78	3298.16	4.118
13	6179.97	531.43	11.629	12799.94	3268.82	3.916	6178.78	531.43	11.63	12797.48	3328.92	3.916
12	5970.56	531.43	11.235	12366.20	3276.36	3.774	5968.49	531.43	11.23	12361.92	3361.72	3.774
11	5805.02	531.43	10.923	12023.35	3271.41	3.675	5802.04	531.43	10.92	12017.17	3389.51	3.675
10	13162.37	531.43	24.768	26359.04	3307.95	7.968	13158.31	531.43	24.76	26350.83	3444.41	7.968
9	20505.28	531.43	38.585	40673.30	3306.46	12.301	20500.18	531.43	38.58	40663.19	3486.24	12.301
8	20312.16	531.43	38.222	40290.23	3312.83	12.162	20306.30	531.43	38.21	40278.61	3510.54	12.162
7	20120.26	531.43	37.860	39909.60	3316.29	12.034	20113.63	531.43	37.85	39896.44	3530.69	12.034
6	19929.62	531.43	37.502	39531.45	3319.71	11.908	19922.19	531.43	37.49	39516.71	3560.01	11.908
5	20957.41	531.43	39.436	41621.05	3313.64	12.561	20949.20	531.43	39.42	41604.74	3568.29	12.561
4	21985.85	531.43	41.371	43711.52	3319.85	13.167	21976.87	531.43	41.35	43693.67	3596.47	13.167
3	21797.85	531.43	41.017	43337.75	3313.49	13.079	21788.21	531.43	41.00	43318.58	3617.42	13.079
2	21611.22	531.43	40.666	42966.70	3359.29	12.790	21600.96	531.43	40.65	42946.29	3664.95	12.790
1	21426.32	531.43	40.318	42599.07	3415.63	12.472	21415.38	531.43	40.30	42577.31	3730.91	12.472

Tabel 5.21 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K2

Lantai	3 tangga						Open frame					
	Arah y			Arah x			Arah y			Arah x		
	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio
15	3281.42	711.77	4.61	6796.47	1700.67	4.00	3282.22	711.77	4.61	6798.13	1669.70	4.07
14	6380.24	1062.86	6.00	13214.73	3217.32	4.11	6379.52	1062.86	6.00	13213.24	3287.71	4.02
13	6047.86	1062.86	5.69	12526.31	3247.78	3.86	6041.91	1062.86	5.68	12514.00	3335.02	3.75

Lanjutan Tabel 5.21

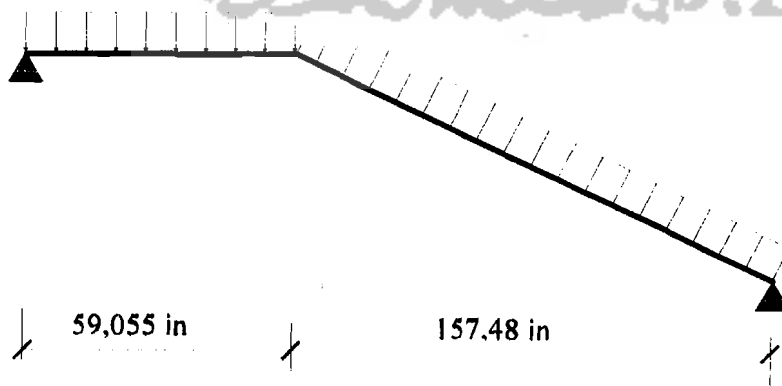
12	5781.94	1062.86	5.44	11975.54	3258.30	3.68	5768.89	1062.86	5.43	11948.51	3381.14	3.53
11	5551.30	1062.86	5.22	11497.83	3261.63	3.53	5528.50	1062.86	5.20	11450.61	3421.56	3.35
10	10749.45	1062.86	10.11	21529.21	3271.32	6.58	10714.19	1062.86	10.08	21458.10	3491.24	6.15
9	15932.25	1062.86	14.99	31540.66	3285.28	9.60	15884.49	1062.86	14.94	31446.13	3527.60	8.91
8	15673.91	1062.86	14.75	31029.24	3291.24	9.43	15613.76	1062.86	14.69	30910.17	3562.10	8.68
7	15418.15	1062.86	14.51	30522.92	3298.65	9.25	15343.15	1062.86	14.44	30374.44	3593.70	8.45
6	15165.03	1062.86	14.27	30021.84	3299.44	9.10	15072.65	1062.86	14.18	29838.95	3610.55	8.26
5	16969.88	1062.86	15.97	33631.50	3304.77	10.18	16856.43	1062.86	15.86	33406.64	3666.87	9.11
4	18774.47	1062.86	17.66	37240.15	3309.28	11.25	18637.15	1062.86	17.53	36967.77	3678.37	10.05
3	18524.19	1062.86	17.43	36743.71	3306.13	11.11	18360.93	1062.86	17.27	36419.87	3693.77	9.86
2	18278.03	1062.86	17.20	36255.44	3345.62	10.84	18085.10	1062.86	17.02	35872.75	3709.92	9.67
1	18037.03	1062.86	16.97	35777.39	3398.77	10.53	17809.82	1062.86	16.76	35326.71	3702.90	9.54

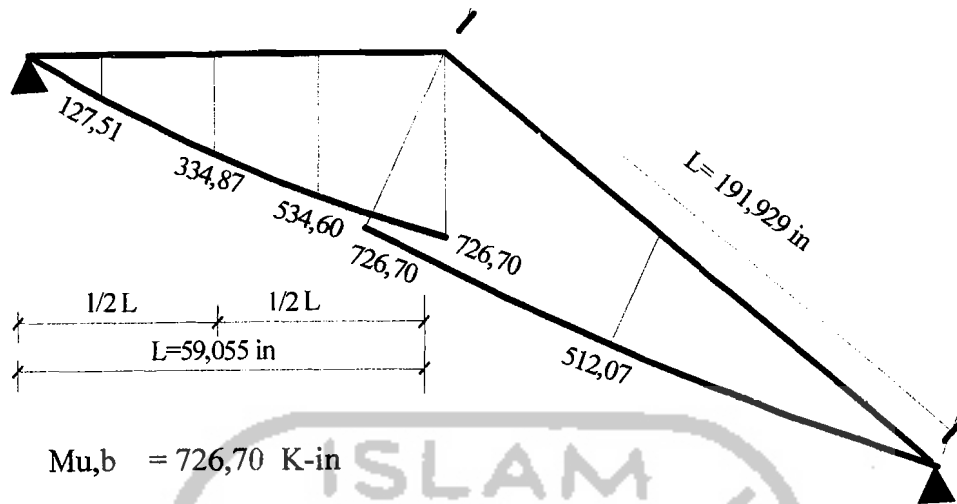
5.5 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan sistem pengaku yang dirancang untuk mengurangi besarnya simpangan akibat beban lateral. Dalam disainya tangga harus dirancang kuat terhadap gaya tekan. Hal tersebut dikarenakan beban lateral yang akan diterima struktur akan bersifat *siklik* (bolak-balik).

5.5.1 Perhitungan Kuat Lentur Nominal Balok Bordes Pada Tangga

Pada struktur *braced frame* (Satu Tangga) diambil contoh hitungan untuk balok ($B_{90Bordes}$) bordes lantai 4 portal D dengan momen rencana hasil dari analisis struktur :





$$M_{u,b} = 726,70 \text{ K-in}$$

$$L = 59,055 \text{ in}$$

Profil yang digunakan adalah W12 X 279, dengan data propertis sebagai berikut:

A	= 81,9 in ²	I _x	= 3110 in ⁴	I _y	= 937 in ⁴
d	= 15,9 in	S _x	= 391,195 in ³	S _y	= 143,053 in ³
t _w	= 1,53 in	Z _x	= 481 in ³	Z _y	= 220 in ³
b _f	= 13,1 in	E _s	= 29000 Ksi	f _u	= 58 Ksi
t _f	= 2,47 in	F _y	= 36 Ksi	f _r	= 10 Ksi
r _x	= 6,162 in	G	= 11200 Ksi	C _w	= 53446,72 in ⁶
r _y	= 3,382 in	J	= 143,00 in ⁴		

Kontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) penampang berdasarkan

persamaan $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Pada sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{131}{2 \cdot 2,47} = 2,7 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y (\text{ksi})}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \quad (\text{pers. 3.9-13a})$$

$$\text{Pada badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{15,9}{1,53} = 6,3 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y (\text{ksi})}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \quad (\text{pers. 3.9-13b})$$

Karena memenuhi persyaratan maka profil W12X279 termasuk profil plastis.

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk local, $\phi M_{n,l}$

Karena harus menggunakan profil sangat kompak, maka $\phi M_n = \phi M_p$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot Z_x \cdot F_y \quad (\text{pers. 3.9-2})$$

$$= 0,9 \cdot 481 \cdot 36 = 15584,4 \text{ K-in}$$

$$L_p = 300r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y(\text{ksi})}} = 300 \cdot 3,382 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 169,12 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.9-3})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{391,195} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200 \cdot 143 \cdot 81,5}{2}} \quad (\text{pers. 3.9-8})$$

$$= 11069,78 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{53446,72}{937} \left(\frac{391,195}{11200 \cdot 143} \right)^2 \quad (\text{pers. 3.9-9})$$

$$= 0,0000136 \text{ Ksi}$$

$$F_l = F_y - F_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.9-7})$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_l} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_l^2}} = \frac{3,382 \cdot 11069,78}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0000136 \cdot 26^2}}$$

$$= 2038,69 \text{ in}$$

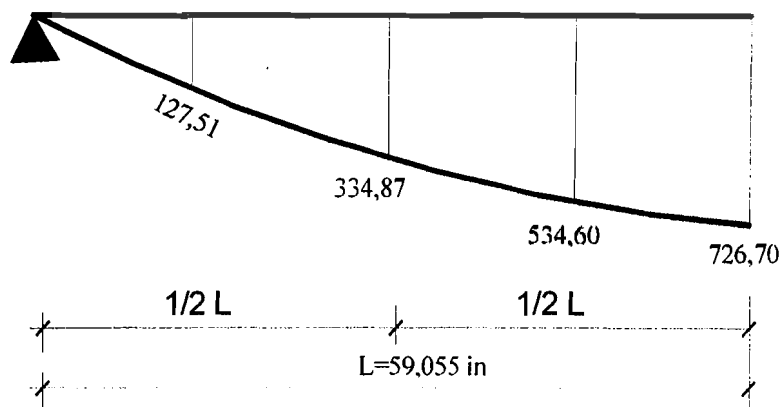
Karena $L \leq L_p$ maka termasuk bentang Pendek

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk puntir lateral, ϕM_n

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{pers. 3.9-10})$$

$$= \frac{12,5 \cdot 726,70}{2,5 \cdot 726,70 + 3 \cdot 534,60 + 4 \cdot 334,87 + 127,51}$$

$$= 1,08 < 2,3$$



$$\begin{aligned}
 M_r &= S_x \cdot (F_y - F_r) && \text{(pers. 3.9-7)} \\
 &= 391,195 \cdot (36 - 10) \\
 &= 10171,07 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

$$M_p = M_n = Z_x \cdot F_y = 481 \times 36 = 17316 \text{ K-in}$$

Karena $M_n = M_p$ maka

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi M_p && \text{(pers. 3.9-2)} \\
 &= 0,9 \cdot 17316 = 15584,4
 \end{aligned}$$

Rasio kapasitas lentur yang terjadi, $\frac{M_{u,b}}{\phi M_n} = \frac{726,70}{15584,4} = 0,047 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!}$

5.5.2 Gaya Geser Rencana Balok Bordes

Gaya geser pada balok bordes lebih ditentukan oleh momen plastis balok (M_{pb}) pada kedua ujung balok pada arah yang berlawanan.

Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \frac{2 \cdot \beta \cdot M_{pb}}{L} \quad \text{(pers. 3.9-15)}$$

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \mu \cdot V_E \quad \text{(pers. 3.9-16)}$$

Contoh hitungan gaya geser blok

Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok bordes lantai 4 portal D adalah:

$$V_D = 4,56 \text{ kips}$$

$$V_L = 2,75 \text{ kips}$$

$$V_E = 22,61 \text{ kips}$$

Jarak antar sendi plastis $L' = 59,055$

$$V_u = 1,2 \cdot 4,56 + 0,5 \cdot 2,75 + \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 19047,6}{59,055} = 651,927 \text{ kips}$$

$$V_u = 1,2 \cdot 4,56 + 0,5 \cdot 2,75 + 4 \cdot 22,61 = 97,287 \text{ kips}$$

Gaya geser rencana balok, $V_u = 97,287$ kips

5.5.3 Kuat Geser Nominal Balok Bordes

Contoh hitungan kuat geser balok bordes pada tangga :

Diketahui gaya geser yang bekerja pada balok (B_{90} Bordes) bordes lantai 4 portal D adalah,

$$V_u = 97,287 \text{ kips}$$

Kontrol perbandingan tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) pendukung geser,

$$h = 0,95 \cdot d$$

$$= 0,95 \cdot 15,9 = 15,105 \text{ in}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{10,94}{1,53} = 7,15 < \frac{418}{\sqrt{F_y (\text{ksi})}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{pers. 3.9-18})$$

$$A_w = d \cdot t_w \quad (\text{pers. 3.9-20})$$

$$= 15,9 \cdot 1,53 = 24,327 \text{ in}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (\text{pers. 3.9-19})$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 24,327$$

$$= 472,9 \text{ Kips}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi,

$$\frac{V_{u,b}}{\phi V_n} = \frac{97,287}{472,9} = 0,206 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{pers. 3.9-21})$$

5.5.4 Kontrol Lendutan

Lendutan yang terjadi pada tengah bentang diperoleh dari momen akibat beban gravitasi dan gempa. Lendutan balok ($B_{90\text{bordes}}$) bordes lantai 4 portal D struktur BSF yang berasal dari analisis struktur akibat beban mati, hidup dan gempa (lampiran) adalah sebagai berikut:

$$M_a = 0 \text{ kips-in}$$

$$M_s = 534,60 \text{ kips-in}$$

$$M_b = 726,70 \text{ kips-in}$$

Untuk balok yang mendukung beban lantai, lendutan ijin maksimum pada tengah bentang adalah :

$$\frac{L}{360} = \frac{59,055}{360} = 0,164 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.9-22a})$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dicari dengan menggunakan persamaan

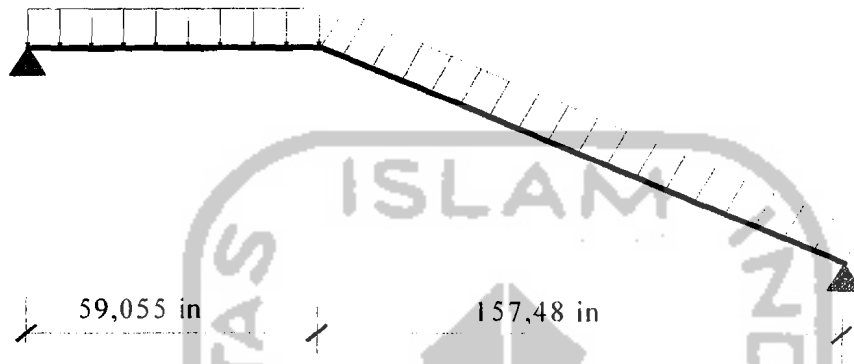
$$\begin{aligned} \Delta_{\text{pertengahan bentang}} &= \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (\text{pers. 3.9-23}) \\ &= \frac{5 \cdot 59,055^2}{48 \cdot 29000 \cdot 3110} [334,87 - 0,1(0 + 726,70)] \\ &= 0,001 \text{ in} < 0,164 \text{ in} \rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selengkapnya mengenai desain balok bordes dapat dilihat pada lampiran D – 6

5.5.5 Perencanaan Profil Miring Pada Tangga

Gaya Aksial Tekan Rencana Profil Miring Pada Tangga

Hasil analisis struktur profil miring pada tangga pada Br_{D3} lantai 4 struktur tiga tangga



$$P_D = 13,9 \text{ kips}$$

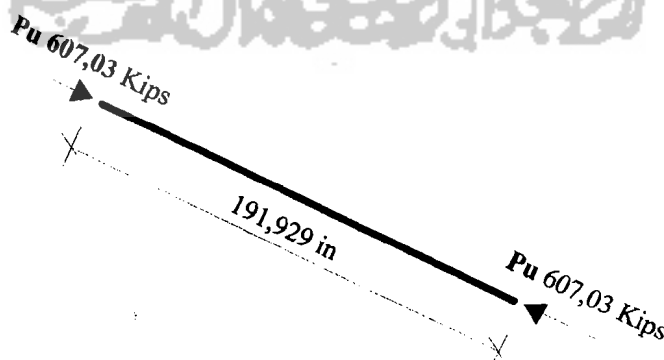
$$P_L = 7,28 \text{ kips}$$

Gaya aksial rencana kolom (P_u) (Robert Englerkirk, 1993):

$$P_u = 1,2 P_D + 0,5 P_L + \sum \left(\frac{2.Mpb}{L} \right) \quad (\text{pers. 3.10-2})$$

$$P_u = 1,2 \cdot 13,9 + 0,5 \cdot 7,28 + \sum \left(\frac{19047,6}{59,0551} \right)$$

$$= 607,03 \text{ kips}$$



Gaya aksial rencana kolom (P_u)

Contoh perhitungan:

Direncanakan profil miring pada tangga pada Br_{D3} lantai 4 struktur *braced steel frame* (BSF tiga tangga) dengan gaya aksial tekan rencana, $P_{u,br} = 607,025$ Kips dan $L_b = 4,875 \text{ m} = 191,929 \text{ in}$. Digunakan profil W12X279 dengan data propertis sebagai berikut :

A	= 81,9 in ²	I _x	= 3110 in ⁴	I _y	= 937 in ⁴
d	= 15,9 in	S _x	= 391,195 in ³	S _y	= 143,053 in ³
t _w	= 1,53 in	Z _x	= 481 in ³	Z _y	= 220 in ³
b _f	= 13,1 in	E _s	= 29000 Ksi	f _u	= 58 Ksi
t _f	= 2,47 in	F _y	= 36 Ksi	f _r	= 10 Ksi
r _x	= 6,162 in	G	= 11200 Ksi	C _w	= 53446,72 in ⁶
r _y	= 3,382 in	J	= 143,00 in ⁴		

Kontrol penampang kompak untuk menghindari terjadinya *local buckling* menurut persamaan (3.6-4a) dan (3.6-4b), dimana disyaratkan $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Pada sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{13,1}{2 \cdot 2,47} = 2,7 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \quad (\text{pers. 3.10-4a})$$

$$\text{Pada badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{15,9}{1,53} = 10,4 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \quad (\text{pers. 3.10-4b})$$

Kuat dukung nominal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (3.6-5) seperti pada perhitungan kuat dukung nominal kolom. Dukungan pada kedua ujung dianggap sendi-sendi, sehingga $k = 1$.

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \cdot 191,929}{\pi \cdot 3,382} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,6367 \quad (\text{pers. 3.10-6})$$

Diambil $\lambda_c = 0,637$; karena $\lambda_c < 1,5$ maka:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y = (0,658^{0,637^2}) 36 = 30,3817 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.10-7})$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 81,9 \cdot 30,387 = 2115,024 \text{ Kips} \quad (\text{pers. 3.10-9})$$

$$\phi P_n = 2115,024 > P_{u,br} = 607,03 \text{ Kips}$$

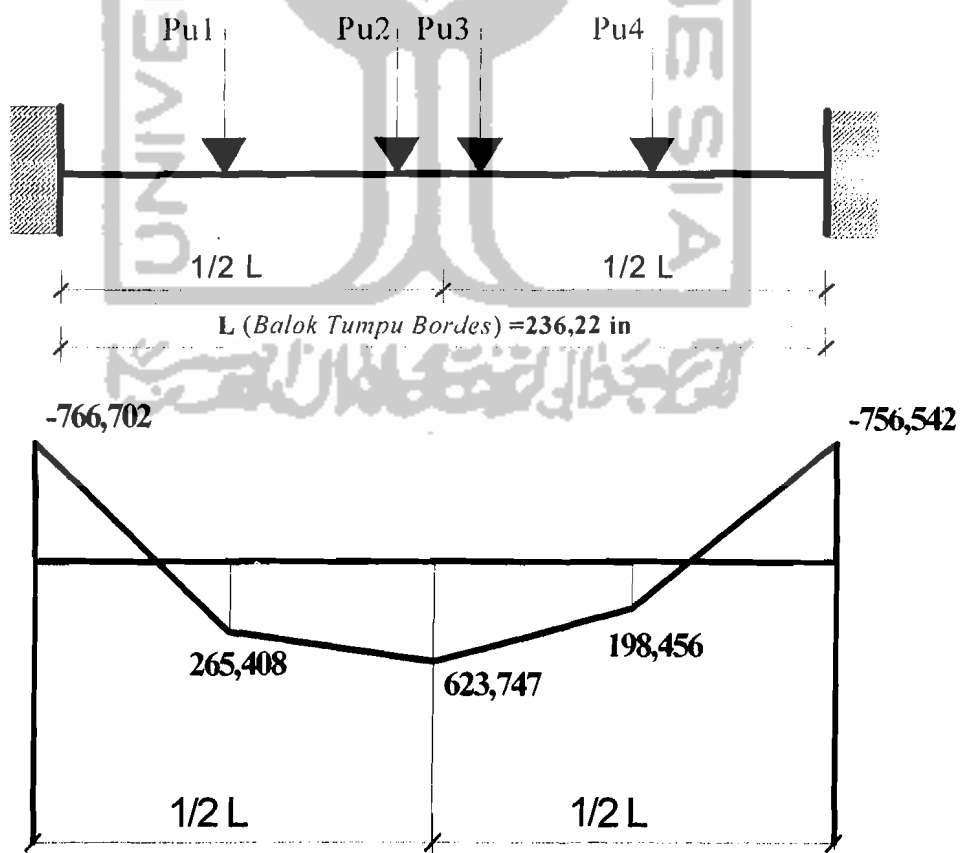
Rasio beban aksial:

$$\frac{P_{u,br}}{\phi P_n} = \frac{607,03}{2115,024} = 0,287 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{pers. 3.10-10})$$

Hasil perhitungan selengkapnya mengenai desain profil miring pada tangga dapat dilihat pada lampiran D – 10.

5.5.6 Perhitungan Kuat Lentur Nominal Balok Tumpuan Bordes Pada Tangga

Pada struktur *braced frame* BSF (Tiga Tangga) diambil contoh hitungan untuk balok tumpuan bordes lantai 4 portal 3 dengan momen rencana hasil dari analisis struktur :



$$M_{u,b} = 766,702 \text{ K-in}$$

$$L = 236,22 \text{ in}$$

$$L_n = 218,72 \text{ in}$$

Profil yang digunakan adalah W12 X 279, dengan data propertis sebagai berikut:

A	= 81,9 in ²	I _x	= 3110 in ⁴	I _y	= 937 in ⁴
d	= 15,9 in	S _x	= 391,195 in ³	S _y	= 143,053 in ³
t _w	= 1,53 in	Z _x	= 481 in ³	Z _y	= 220 in ³
b _f	= 13,1 in	E _s	= 29000 Ksi	f _u	= 58 Ksi
t _f	= 2,47 in	F _y	= 36 Ksi	f _r	= 10 Ksi
r _x	= 6,162 in	G	= 11200 Ksi	C _w	= 53446,72 in ⁶
r _y	= 3,382 in	J	= 143,00 in ⁴		

Kontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) penampang berdasarkan persamaan

$$\lambda \leq \lambda_p.$$

$$\text{Pada sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{13,1}{2 \cdot 2,47} = 2,7 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \quad (\text{pers. 3.9-13a})$$

$$\text{Pada badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{15,9}{1,53} = 6,3 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \quad (\text{pers. 3.9-13b})$$

Karena memenuhi persyaratan maka profil W12X279 termasuk profil plastis.

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk local, $\phi M_{n,u}$

Karena harus menggunakan profil sangat kompak, maka $\phi M_n = \phi M_p$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot Z_x \cdot F_y \quad (\text{pers. 3.9-12})$$

$$= 0,9 \cdot 481 \cdot 36 = 15584,4 \text{ K-in}$$

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y(\text{ksi})}} = 300 \cdot 3,382 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 169,12 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.9-3})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{391,195} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200 \cdot 143 \cdot 81,5}{2}} \quad (\text{pers. 3.9-8})$$

$$= 11069,78 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \cdot \frac{53446,72}{937} \left(\frac{391,195}{11200,143} \right)^2 \quad (\text{pers. 3.9-9})$$

$$= 0,0000136 \text{ Ksi}$$

$$F_l = F_y - F_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.9-7})$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_l}{F_l} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_l^2}} = \frac{3,382 \cdot 1104,72}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0000136 \cdot 26^2}}$$

$$= 2038,94 \text{ in}$$

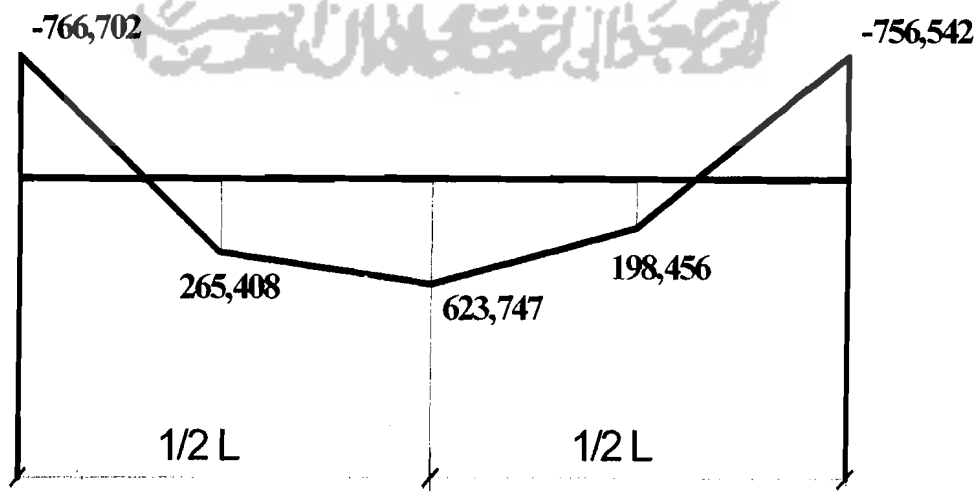
Karena $L_p < L < L_r$ maka termasuk bentang menengah

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk puntir lateral, ϕM_n

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{pers. 3.9-10})$$

$$= \frac{12,5 \cdot 766,702}{2,5 \cdot 766,702 + 3 \cdot 256,408 + 4 \cdot 623,747 + 3 \cdot 198,456}$$

$$= 1,73 < 2,3$$



$$\begin{aligned}
 M_r &= S_x \cdot (F_y - F_r) && \text{(pers. 3.9-7)} \\
 &= 391,195 \cdot (36 - 10) \\
 &= 10171,07 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{(L_r - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p && \text{(pers. 3.9-4)} \\
 &= 1,73 \cdot \left[17316 - (17316 - 10171,07) \cdot \frac{(236,22 - 169,12)}{(2038,94 - 169,12)} \right] \\
 &= 29534 \text{ K-in} > M_p = Z_x \cdot F_y = 481 \times 36 = 17316 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

Karena $M_n > M_p$, maka

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi M_p && \text{(pers. 3.9-2)} \\
 &= 0,9 \cdot 17316 \\
 &= 15584,4 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

Rasio kapasitas lentur yang terjadi, $\frac{M_{u,b}}{\phi M_n} = \frac{766,702}{15584,4} = 0,049 < 1,0 \rightarrow Ok!$

5.5.7 Gaya Geser Rencana Balok Tumpuan Bordes

Gaya geser pada balok tumpuan bordes lebih ditentukan oleh momen plastis balok (M_{pb}) pada kedua ujung balok pada arah yang berlawanan.

Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \frac{2 \cdot \beta \cdot M_{pb}}{L} \quad \text{(pers. 3.9-15)}$$

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \mu \cdot V_E \quad \text{(pers. 3.9-16)}$$

Contoh hitungan gaya geser balok

Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok tumpuan bordes lantai 3 portal 3 adalah:

$$V_D = 3,69 \text{ kips}$$

$$V_L = 2,25 \text{ kips}$$

$$V_E = 38,33 \text{ kips}$$

Jarak antar sendi plastis $L' = 236,22 \text{ in}$

$$V_u = 1,2 \cdot 3,69 + 0,5 \cdot 2,25 + \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 19047,6}{236,22} = 166,823 \text{ kips}$$

$$V_u = 1,2 \cdot 3,69 + 0,5 \cdot 2,25 + 4 \cdot 38,33 = 158,873 \text{ kips}$$

Gaya geser rencana balok, $V_u = 158,873 \text{ kips}$

5.5.8 Kuat Geser Nominal Balok Tumpuan Bordes

Contoh hitungan kuat geser balok tumpuan bordes pada tangga :

Diketahui gaya geser yang bekerja pada balok tumpuan bordes lantai 4 portal 3 adalah,

$$V_u = 158,873 \text{ kips}$$

Kontrol perbandingan tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) pendukung geser,

$$h = 0,95 \cdot d$$

$$= 0,95 \cdot 15,9 = 15,105 \text{ in}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{10,94}{1,53} = 7,15 < \frac{418}{\sqrt{F_y (\text{ksi})}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{pers. 3.9-18})$$

$$A_w = d \cdot t_w \quad (\text{pers. 3.9-20})$$

$$= 15,9 \cdot 1,53 = 24,327 \text{ in}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w && \text{(pers. 3.9-19)} \\
 &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 24,327 \\
 &= 472,917 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi,

$$\frac{V_{u,b}}{\phi V_n} = \frac{158,873}{472,917} = 0,34 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad \text{(pers. 3.9-21)}$$

5.5.9 Kontrol Lendutan

Lendutan yang terjadi pada tengah bentang diperoleh dari momen akibat beban gravitasi dan gempa. Lendutan balok tumpuan bordes lantai 4 portal 3 struktur BSF (tiga tangga) yang berasal dari analisis struktur akibat beban mati, hidup dan gempa (lampiran) adalah sebagai berikut:

$$M_a = 756,542 \text{ kips-in}$$

$$M_s = 623,747 \text{ kips-in}$$

$$M_b = 766,702 \text{ kips-in}$$

Untuk balok yang mendukung beban lantai, lendutan ijin maksimum pada tengah bentang adalah :

$$\frac{L}{360} = \frac{236,22}{360} = 0,656 \text{ in} \quad \text{(pers. 3.9-22a)}$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dicari dengan menggunakan persamaan

$$\begin{aligned}
 \Delta_{\text{pertengahan bentang}} &= \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] && \text{(pers. 3.9-23)} \\
 &= \frac{5 \cdot 236,22^2}{48 \cdot 29000 \cdot 3110} [623,747 - 0,1(756,542 + 766,702)] \\
 &= 0,05 \text{ in} < 0,656 \text{ in} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selengkapnya mengenai desain balokm tumpuan boerdes pada tangga dapat dilihat pada lampiran D – 7

5.6 Perencanaan Balok Anak

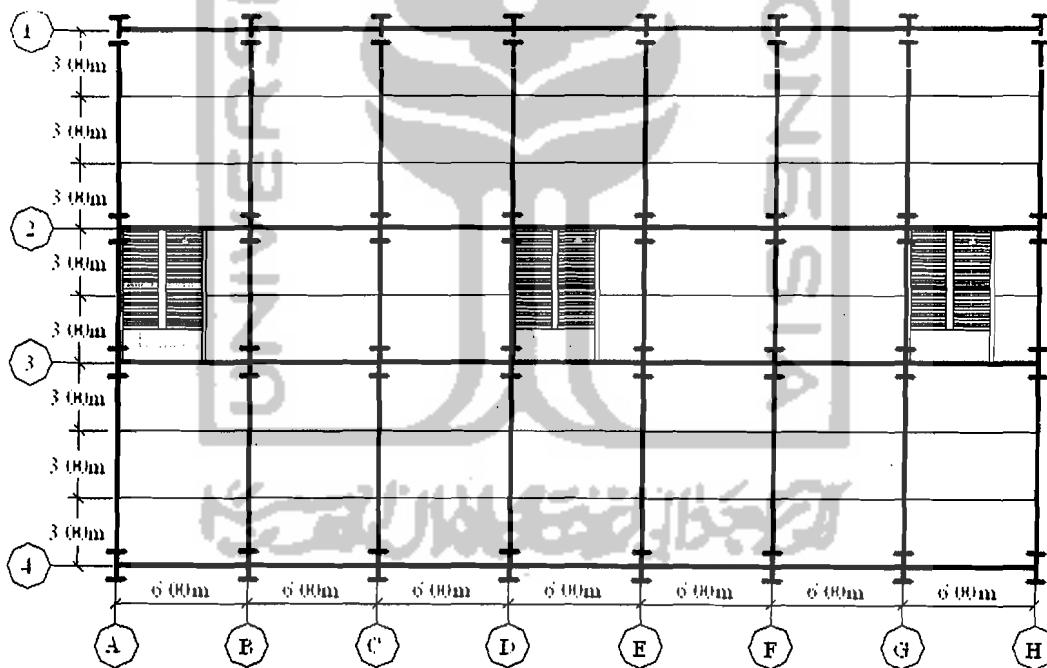
Dalam perencanaan balok anak, baja didesain komposit dengan beton (pelat).

Balok anak lantai 1-14

Beban yang bekerja → beban mati = -Tebal slab beton = 5in

-berat sendiri baja

→ beban hidup



Digunakan profil baja W12X26 dengan data propertis sebagai berikut :

$A_s = 7,65 \text{ in}^2$	$I_x = 204 \text{ in}^4$	$r_x = 5,164 \text{ in}$
$d = 12,2 \text{ in}$	$I_y = 17,3 \text{ in}^4$	$r_y = 1,504 \text{ in}$
$t_w = 0,23 \text{ in}$	$S_x = 33,443 \text{ in}^3$	$Z_y = 8,17 \text{ in}^3$
$b_f = 6,49 \text{ in}$	$S_y = 5,331 \text{ in}^3$	$f_c' = 4 \text{ Ksi}$
$t_f = 0,38 \text{ in}$	$Z_x = 37,2 \text{ in}^3$	

$$E_s = 29000 \text{ Ksi}$$

Data slab beton:

Tebal slab, $t_s = 5 \text{ in}$

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (Ksi)} = 1750 \cdot \sqrt{4} = 3500 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.12-1})$$

$$\text{Rasio modular, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3500} = 8,286 \quad (\text{pers. 3.12-2})$$

► Beban mati

$$\text{Tebal pelat} = 5 \text{ in}$$

$$\text{Berat} = (6 \times 3,22) \times 5/12 \times 150 = 1230 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Berat sendiri baja} = \frac{\quad}{\quad} = 26 \text{ lb/ft} +$$

$$W_{\text{mati}} = 1256 \text{ lb/ft}$$

$$W_{\text{hidup}} = 250 \text{ kg/m}^2 = 51,20 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Beban} = 51,20 (6/0,3048) = 1007,87 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Maka diperoleh } Q_D = 1256 \text{ lb/ft}; Q_L = 1007,87 \text{ lb/ft}$$

$$Q_U = 1,2D + 1,6L \quad (\text{pers. 3.12-15})$$

$$= (1,2 \times 1256) + (1,6 \times 1007,87) = 3119,792 \text{ lb/ft}$$

$$M_u = 1/8 \times Q \times L^2 \quad (\text{pers. 3.12-16})$$

$$= 1/8 \times 3119,792 \times (19,685)^2 = 151115,23 \text{ lb.ft} = 151,115 \text{ k.ft} = 1813,38 \text{ kin}$$

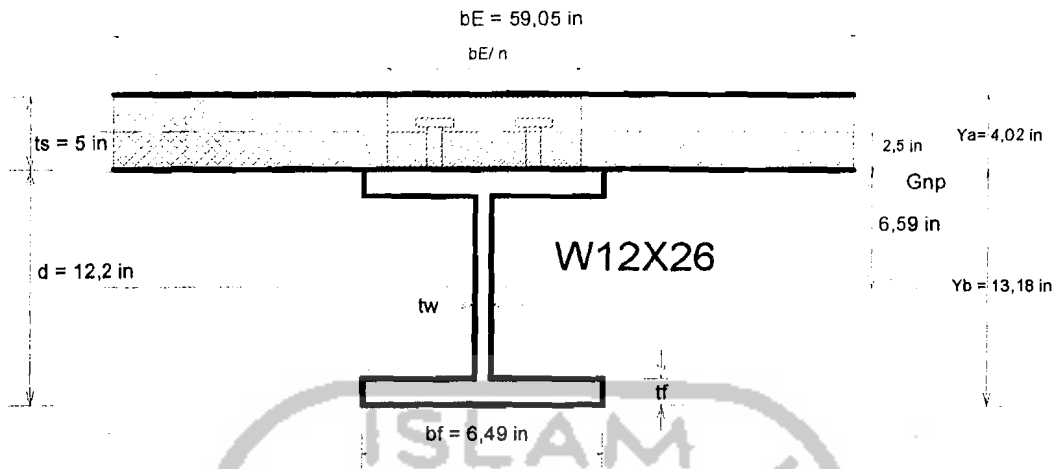
Balok anak bentang $6 \text{ m} = 236,22 \text{ in}$:

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

$$b_E \leq 1/4 \cdot L = 1/4 \cdot 236,22 = 59,05 \text{ in (menentukan)} \quad (\text{pers. 3.12-3})$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f = 96,49 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.12-4})$$

$$b_E \leq b_o = 6 \text{ m} = 236,22 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.12-5})$$



Gambar 5.8 Penampang komposit balok anak bentang 6 m

Lebar sayap beton ekuivalen. $\frac{b_E}{n} = \frac{59,05}{8,285} = 7,126 \text{ in}$ (pers. 3.12-6)

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (b_E/n \times t_s) + A_s = (7,126 \times 5) + 7,65 = 43,28 \text{ in}^2 \quad (\text{pers. 3.12-7})$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{((b_E/n \times t_s) \times 0,5 t_s) + (A_s \times ((0,5 d_s) + t_s))}{(b_E/n \times t_s) + A_s} \quad (\text{pers. 3.12-8})$$

$$= \frac{((7,126 \times 5) \times 0,5 \times 5) + (7,65 \times ((0,5 \times 12,2) + 5))}{(7,126 \times 5) + 7,65}$$

$$= 4,02 \text{ in}$$

$$Y_b = d_s + t_s - Y_a = 12,2 + 5 - 4,02 = 13,18 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.12-9})$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{Kmp} = \{I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2\} + \{I_{x_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2\} \quad (\text{pers. 3.12-10})$$

$$= \{1/12(7,126 \cdot 5^3) + (7,126 \cdot 5) \cdot 1,52^2\} + \{204 + (7,65 \cdot 7,08^2)\}$$

$$= \{74,23 + 82,32\} + \{7,126 \cdot 5 \cdot 1,52^2\} + \{204 + 383,47\}$$

$$= 744,02 \text{ in}^4$$

5.6.1 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

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

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{0,95.12,2}{0,23} = 50,391 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y(Ksi)}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,667 \quad (\text{pers. 3.12-20})$$

Balok anak lantai 1 - 13 bentang 6 m = 236,220 in :

$$\text{Gaya desak beton,} \quad C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a \quad (\text{pers. 3.12-21})$$

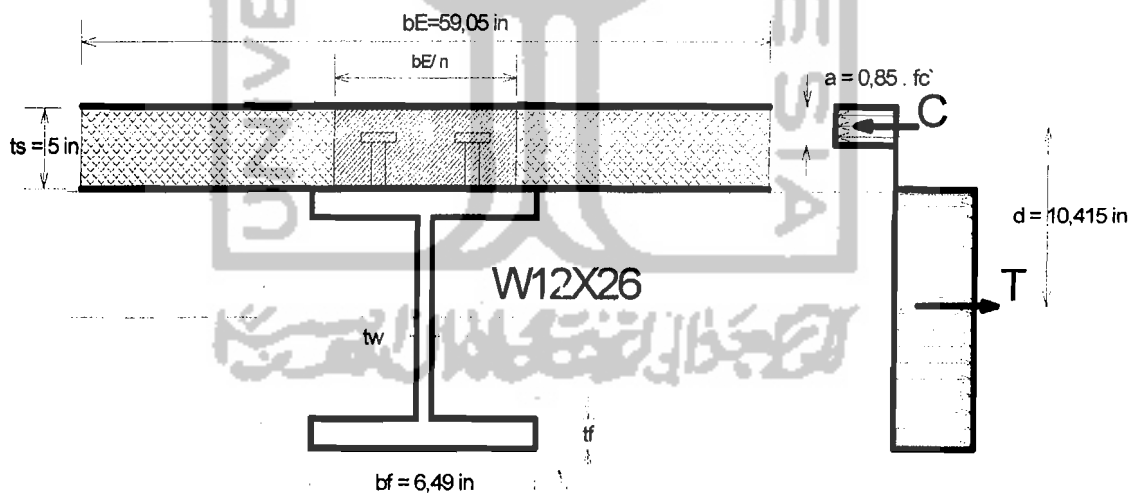
$$\text{Gaya tarik penampang baja,} \quad T = A_s \cdot f_y \quad (\text{pers. 3.12-22})$$

$$\text{Keseimbangan gaya dalam} \quad C = T$$

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

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{7,65.36}{0,85 \times 4 \times 59,05} = 1,37 \text{ in} < t_s = 5 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.12-23})$$



Gambar 5.9 Diagram tegangan lentur plastis

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

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \quad (\text{pers. 3.12-24})$$

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

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

$$M_n = (7,65.36)(12,2/2 + 5 - 1,37/2) = 2868,291 \text{ K-in}$$

Kontrol kapasitas:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (\text{pers. 3.12-25})$$

$$\phi_b M_n = 0,85 \times 2868,291 = 2438,05 \text{ K-in} > M_u = 1813,38 \text{ K-in}$$

Dengan cara yang sama didapatkan hasil desain untuk balok anak antai menggunakan profil W12X26.

5.6.2 Kontrol Terhadap Lendutan

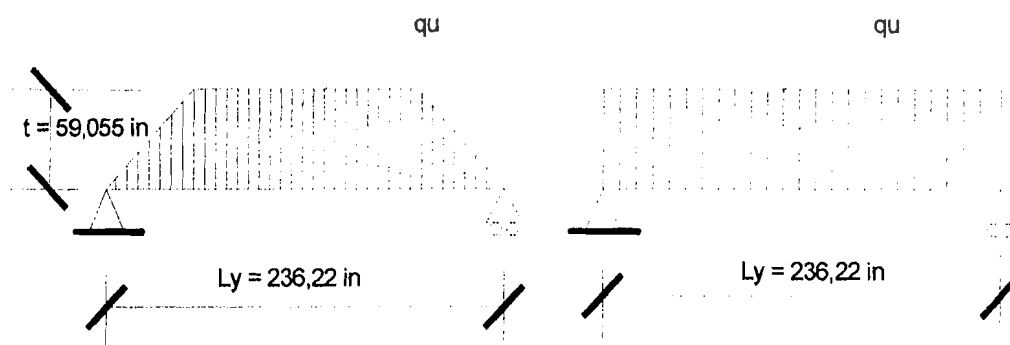
Dari hasil perhitungan berat pelat lantai, didapatkan beban-beban yang bekerja pada balok anak lantai sebagai berikut :

$$\text{Beban mati } (Q_D) = 483 \text{ Kg/m}^2 = 6,8637 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Beban hidup } (Q_L) = 250 \text{ Kg/m}^2 = 3,5526 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Berat sendiri profil baja W12X26, } q_s = 38,66 \text{ Kg/m} = 2,17 \cdot 10^{-3} \text{ K/in}$$

Beban merata equivalen yang bekerja pada balok anak berdasarkan pembebanan tributari area dari pelat lantai dapat dilihat pada gambar 5.9.



Gambar 5.10 Pembebanan pada balok anak

$$L_x = \text{sisi terpendek dari pelat} = 3 \text{ m} = 118,11 \text{ in}$$

$$L_y = \text{sisi terpanjang dari pelat} = 6 \text{ m} = 236,22 \text{ in}$$

$$t = 0,5 \cdot L_x = 0,5 \cdot 118,11 = 59,055 \text{ in}$$

$$t_{eq} = t - \frac{4 \cdot t^3}{3 \cdot L_y^2} = 59,055 - \frac{4 \cdot 59,055^3}{3 \cdot 236,22^2} = 54,133 \text{ in}$$

$$q_D = t_{eq} \cdot Q_D = 54,133 \cdot 6,8637 \cdot 10^{-4} = 3,715 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$q_L = t_{eq} \cdot Q_L = 54,133 \cdot 3,5526 \cdot 10^{-4} = 1,923 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$\begin{aligned} q_{total} &= 2q_D + 2q_L + q_s \\ &= 2 \cdot 3,715 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 1,923 \cdot 10^{-2} + 2,17 \cdot 10^{-3} \\ &= 0,1149 \text{ K/in} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi pada balok komposit

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\begin{aligned} \Delta_{max} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{total} \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,1149 \cdot 236,22^4}{29000 \cdot 744,02} = 0,216 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,656 \text{ in} \end{aligned}$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$q_{mati} = q_D + q_s = 3,715 \cdot 10^{-2} + 2,17 \cdot 10^{-3} = 0,03932 \text{ K/in}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{baja} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{mati} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,03932 \cdot 236,22^4}{29000 \cdot 204} = 0,269 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\Delta_{Kmp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(1,923 \cdot 10^{-2}) \cdot 236,22^4}{29000 \cdot 744,02} = 0,0361 \text{ in}$$

$$\Delta_{\max} = \Delta_{\text{baja}} + \Delta_{\text{Kmp}} = 0,269 + 0,0361 = 0,3015 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,656 \text{ in}$$

5.6.3 Perencanaan Konektor Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi sangat efektif, maka di antara profil baja dan beton (pelat) dipasang *shear connector*.

Gaya geser horizontal (V_n) merupakan nilai terkecil dari;

$$V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_F \cdot t_s = 0,85 \cdot 4.59,05 \cdot 5 = 1003,85 \text{ Kips} \quad (\text{pers. 3.12-30a})$$

$$V_n = A_s \cdot F_y = 7,65 \cdot 36 = 275,4 \text{ Kips} \quad (\text{Menentukan}) \quad (\text{pers. 3.12-30b})$$

Digunakan penghubung geser jenis paku dengan diameter $5/8 \text{ in} \times 2,5 \text{ in}$ dengan $F_u^b = 60 \text{ Ksi}$

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

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u^b \quad (\text{pers. 3.12-31})$$

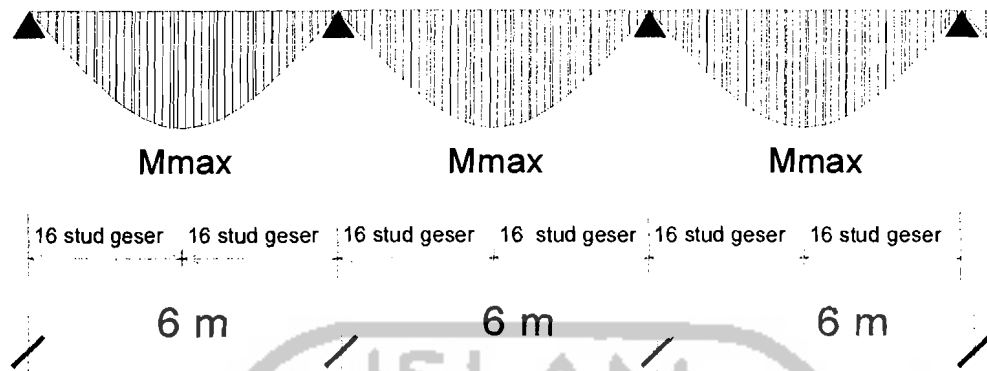
$$Q_n = 0,5 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2 \sqrt{4.3500} = 18,15 \text{ Kips} < \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2 \cdot 60 = 18,14 \text{ Kips}$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan untuk setengah bentang balok:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{275,4}{18,14} = 15,18 \quad (\text{pers. 3.12-32})$$

Digunakan 16 stud geser per setengah bentang balok

Penempatan stud geser dapat dilihat pada gambar 5.11.



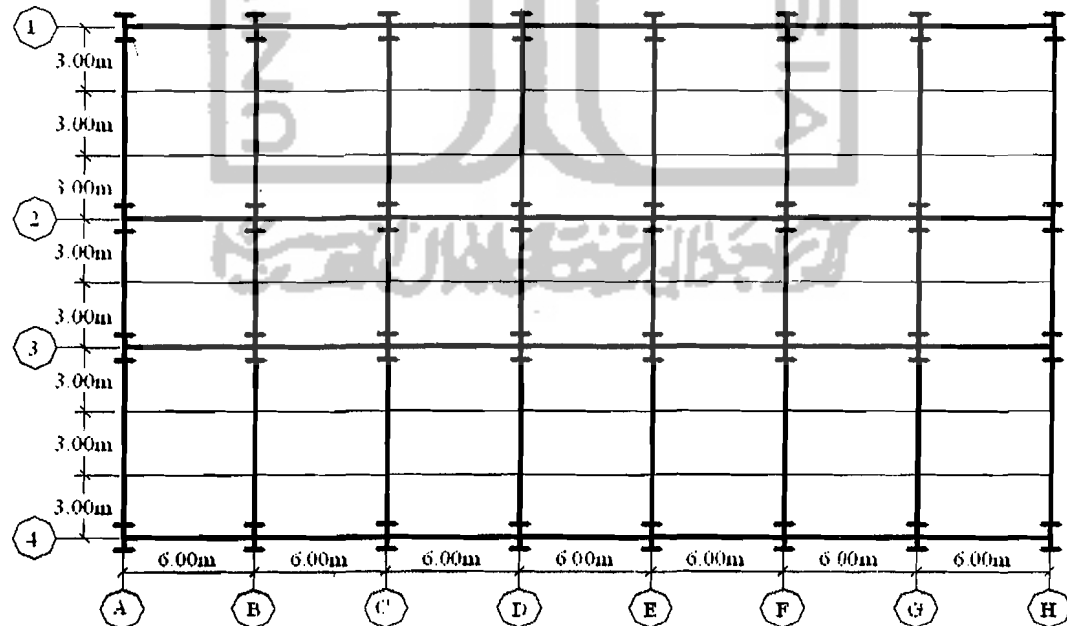
Gambar 5.11 Rencana penempatan stud geser

5.6.4 Balok anak lantai 15 (Atap)

Beban yang bekerja → beban mati = -Tebal slab beton = 4in

-berat sendiri baja

→ beban hidup



Digunakan profil baja W12X19 dengan data propertis sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 A_s = 5,57 \text{ in}^2 & I_x = 130 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 12,2 \text{ in} & I_y = 3,76 \text{ in}^4 & \\
 t_w = 0,235 \text{ in} & S_x = 21,312 \text{ in}^3 & \\
 b_f = 4,01 \text{ in} & S_y = 1,875 \text{ in}^3 & \\
 t_f = 0,35 \text{ in} & Z_x = 247 \text{ in}^3 & \\
 r_x = 4,831 \text{ in} & Z_y = 24,7 \text{ in}^3 & \\
 r_y = 0,822 \text{ in} & f_c' = 4 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

➤ Data slab beton:

$$\text{Tebal slab, } t_s = 5 \text{ in}$$

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{f_c'} (\text{Ksi}) = 1750 \cdot \sqrt{4} = 3500 \text{ Ksi} \quad (\text{pers. 3.12-1})$$

$$\text{Rasio modular, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3500} = 8,286 \quad (\text{pers. 3.12-2})$$

➤ Beban mati

$$\text{Tebal pelat} = 5 \text{ in}$$

$$\text{Berat} = (6 \times 3,28) \times 4/12 \times 150 = 984 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Berat sendiri baja} = \underline{\hspace{10em}} = 19 \text{ lb/ft} +$$

$$W_{\text{mati}} = 1003 \text{ lb/ft}$$

$$W_{\text{hidup}} = 250 \text{ kg/m}^2 = 51,20 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Beban} = 51,20 (6/0,3048) = 1007,87 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Maka diperoleh } Q_D = 1003 \text{ lb/ft}; Q_L = 1007,87 \text{ lb/ft}$$

$$Q_U = 1,2D + 1,6L \quad (\text{pers. 3.12-15})$$

$$= (1,2 \times 1003) + (1,6 \times 1007,87) = 2816,192 \text{ lb/ft}$$

$$M_u = 1/8 \times Q \times L^2 \quad (\text{pers. 3.12-16})$$

$$= 1/8 \times 2816,192 \times (19,685)^2 = 136409,57 \text{ lb.ft} = 136,409 \text{ k.ft} = 1636,92 \text{ kin}$$

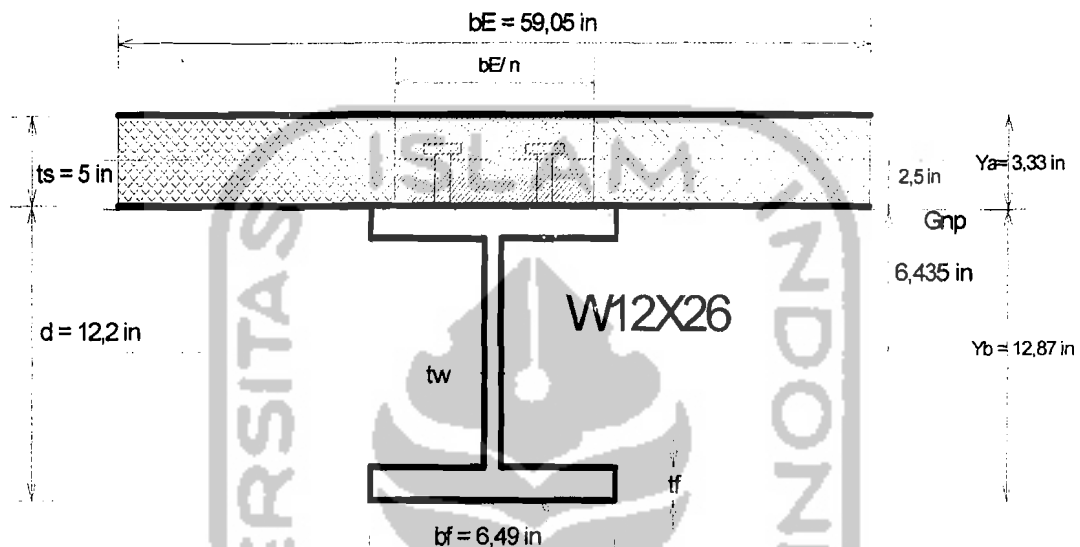
$$\text{Balok anak bentang } 6 \text{ m} = 236,22 \text{ in:}$$

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

$$b_E \leq \frac{1}{4}L = \frac{1}{4} \cdot 236,22 = 59,05 \text{ in (menentukan)} \quad (\text{pers. 3.12-3})$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f = (16 \cdot 4) + 4,01 = 68,01 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.12-4})$$

$$b_E \leq b_o = 3 \text{ m} = 118,11 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.12-5})$$



Gambar 5.12 Penampang komposit balok anak bentang 6 m

Lebar sayap beton ekuivalen. $\frac{b_E}{n} = \frac{59,05}{8,285} = 7,126 \text{ in}$ (pers. 3.12-6)

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (b_E/n \times t_s) + A_s = (7,126 \times 4,7) + 5,57 = 34,074 \text{ in}^2 \quad (\text{pers. 3.12-7})$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{((b_E/n \times t_s) \times 0,5 t_s) + (A_s \times ((0,5 d_s) + t_s))}{(b_E/n \times t_s) + A_s} \quad (\text{pers. 3.12-8})$$

$$= \frac{((7,126 \cdot 4) \cdot 0,5 \cdot 4) + (5,57 \cdot ((0,5 \cdot 12,2) + 4))}{(7,126 \cdot 4) + 5,57} = 3,33 \text{ in}$$

$$Y_b = d_s + t_s - Y_a = 12,2 + 4 - 3,33 = 12,87 \text{ in} \quad (\text{pers. 3.12-9})$$

Momen inersia penampang komposit

$$\begin{aligned}
 I_{Kmp} &= \{I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2\} + \{I_{x_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2\} && \text{(pers. 3.12-10)} \\
 &= \{1/12(7,126.4^3) + (7,126.4) \cdot 1,33^2\} + \{130 + (5,57.6,435^2)\} \\
 &= (38,01 + 50,42) + (130 + 230,65) \\
 &= 449,08 \text{ in}^4
 \end{aligned}$$

5.6.5 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

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

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{0,95 \cdot 12,2}{0,235} = 49,32 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y(\text{Ksi})}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,67 \text{ (pers. 3.12-20)}$$

Balok anak lantai atap bentang 6 m = 236,220 in :

$$\text{Gaya desak beton, } C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a \quad \text{(pers. 3.12-21)}$$

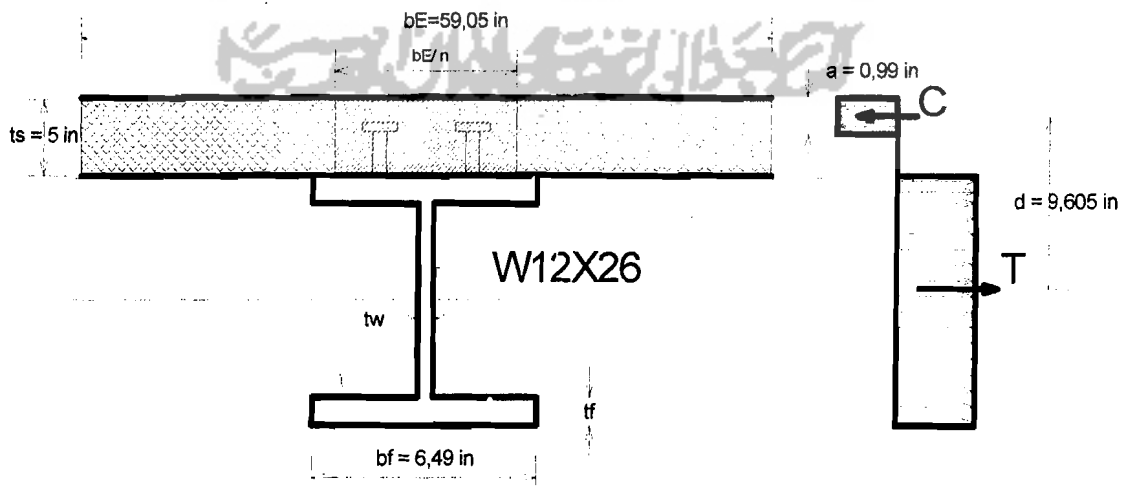
$$\text{Gaya tarik penampang baja, } T = A_s \cdot f_y \quad \text{(pers. 3.12-22)}$$

$$\text{Keseimbangan gaya dalam } C = T$$

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

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{5,57 \cdot 36}{0,85 \cdot 4 \cdot 59,05} = 0,99 \text{ in} < t_s = 4 \text{ in} \quad \text{(pers. 3.12-23)}$$



Gambar 5.13 Diagram tegangan lentur plastis

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

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \quad (\text{pers. 3.12-24})$$

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

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

$$M_n = (5,57.36)(12,24/2 + 4 - 0,99/2) = 1925,9946 \text{ K-in}$$

Kontrol kapasitas:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (\text{pers. 3.12-25})$$

$$\phi_b M_n = 0,85 \times 1925,9946 = 1637,09 \text{ K-in} > M_u = 1636,92 \text{ K-in}$$

Dengan cara yang sama didapatkan hasil desain untuk balok anak atap menggunakan profil W12X19.

5.6.6 Kontrol Terhadap Lendutan

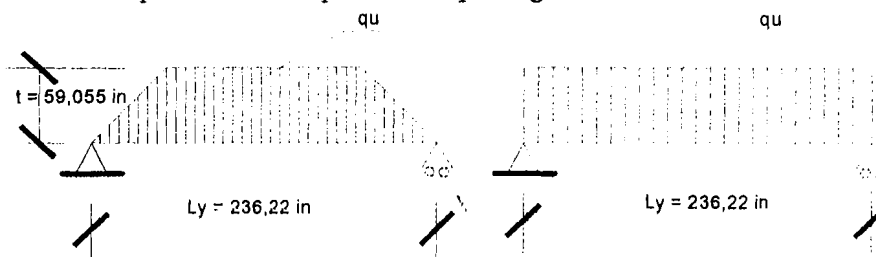
Dari hasil perhitungan berat pelat lantai, didapatkan beban-beban yang bekerja pada balok anak lantai sebagai berikut :

$$\text{Beban mati } (Q_D) = 321 \text{ Kg/m}^2 = 4,5615 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Beban hidup } (Q_L) = 100 \text{ Kg/m}^2 = 1,421 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Berat sendiri profil baja W12X19, } q_s = 1,583 \cdot 10^{-3} \text{ K/in}$$

Beban merata ekuivalen yang bekerja pada balok anak berdasarkan pembebanan tributari area dari pelat lantai dapat dilihat pada gambar 5.14.



Gambar 5.14 Pembebanan pada balok anak

$$L_x = \text{sisi terpendek dari pelat} = 3 \text{ m} = 118,11 \text{ in}$$

$$L_y = \text{sisi terpanjang dari pelat} = 6 \text{ m} = 236,22 \text{ in}$$

$$t = 0,5 \cdot L_x = 0,5 \cdot 118,11 = 59,055 \text{ in}$$

$$t_{eq} = t - \frac{4t^3}{3 \cdot L_y^2} = 59,055 - \frac{4 \cdot 59,055^3}{3 \cdot 236,22^2} = 54,133 \text{ in}$$

$$q_D = t_{eq} \cdot Q_D = 54,133 \cdot 4,6515 \cdot 10^{-4} = 2,47 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$q_L = t_{eq} \cdot Q_L = 54,133 \cdot 1,421 \cdot 10^{-4} = 0,769 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$\begin{aligned} q_{total} &= 2q_D + 2q_L + q_s \\ &= 2 \cdot 2,47 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 0,769 \cdot 10^{-2} + 1,583 \cdot 10^{-3} \\ &= 0,0664 \text{ K/in} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi pada balok komposit

3. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\begin{aligned} \Delta_{max} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{total} \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0664 \cdot 236,22^4}{29000 \cdot 449,08} = 0,207 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,656 \text{ in} \end{aligned}$$

4. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$q_{mati} = q_D + q_s = 2,47 \cdot 10^{-2} + 1,583 \cdot 10^{-3} = 0,03932 \text{ K/in}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{baja} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{mati} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0263 \cdot 236,22^4}{29000 \cdot 130} = 0,283 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\Delta_{Kmp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,769 \cdot 10^{-2}) \cdot 236,22^4}{29000 \cdot 449,08} = 0,0239 \text{ in}$$

$$\Delta_{\max} = \Delta_{\text{baja}} + \Delta_{\text{Kmp}} = 0,283 + 0,0239 = 0,3069 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,656 \text{ in}$$

5.6.7 Perencanaan Konektor Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi sangat efektif, maka di antara profil baja dan beton (pelat) dipasang *shear connector*.

Gaya geser horizontal (V_n) merupakan nilai terkecil dari;

$$V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot t_s = 0,85 \cdot 4.59,05 \cdot 4 = 803,08 \text{ Kips} \quad (\text{pers. 3.12-30a})$$

$$V_n = A_s \cdot F_y = 5,57 \cdot 36 = 200,52 \text{ Kips} \quad (\text{Menentukan}) \quad (\text{pers. 3.12-30b})$$

Digunakan penghubung geser jenis paku dengan diameter 5/8 in x 2,5 in dengan $F_u^b = 60 \text{ Ksi}$

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

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u^b \quad (\text{pers. 3.12-31})$$

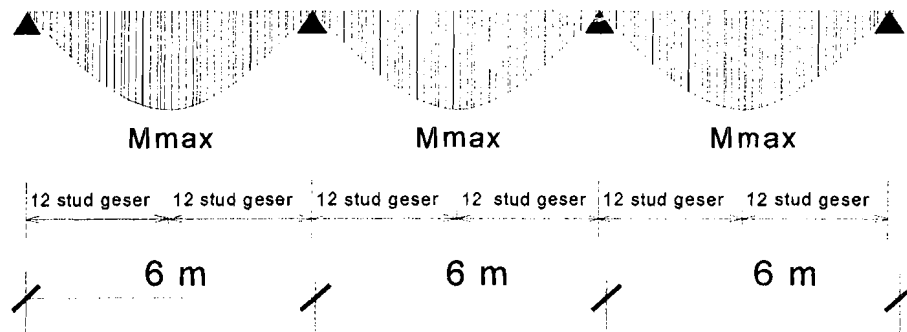
$$Q_n = 0,5 \times \frac{1}{4} \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2 \sqrt{4 \cdot 3500} = 18,15 \text{ Kips} < \frac{1}{4} \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2 \cdot 60 = 18,14 \text{ Kips}$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan untuk setengah bentang balok:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{200,52}{18,14} = 11,05 \quad (\text{pers. 3.12-32})$$

Digunakan 12 stud geser per setengah bentang balok

Penempatan stud geser dapat dilihat pada gambar 5.10.



Gambar 5.15 Rencana penempatan stud geser

5.7 Pendetailan Khusus Pada Struktur

Pada bagian ini akan direncanakan sambungan-sambungan yang didesain dengan perencanaan tahan gempa. Data yang digunakan untuk desain sambungan adalah sebagai berikut :

1. Baut yang digunakan adalah baut berkekuatan tinggi A325, dengan tidak menggunakan ulir pada bidang gesernya dan kuat tarik bahan baut $F_u^b = 120$ ksi.
2. Elektroda las yang digunakan E70XX dengan kuat tarik $F_{EXX} = 70$ ksi
3. Plat geser yang digunakan mempunyai $F_y = 36$ ksi dan $F_u = 58$ ksi.

5.7.1 Sambungan Balok ke Kolom

Sambungan balok ke kolom direncanakan dengan menggunakan momen kapasitas plastis dan gaya geser yang terjadi pada lokasi sendi plastis balok.

Contoh perhitungan :

Diambil contoh hitungan struktur tiga tangga portal H lantai 4 tepi, antara balok B1 dengan kolom K1.

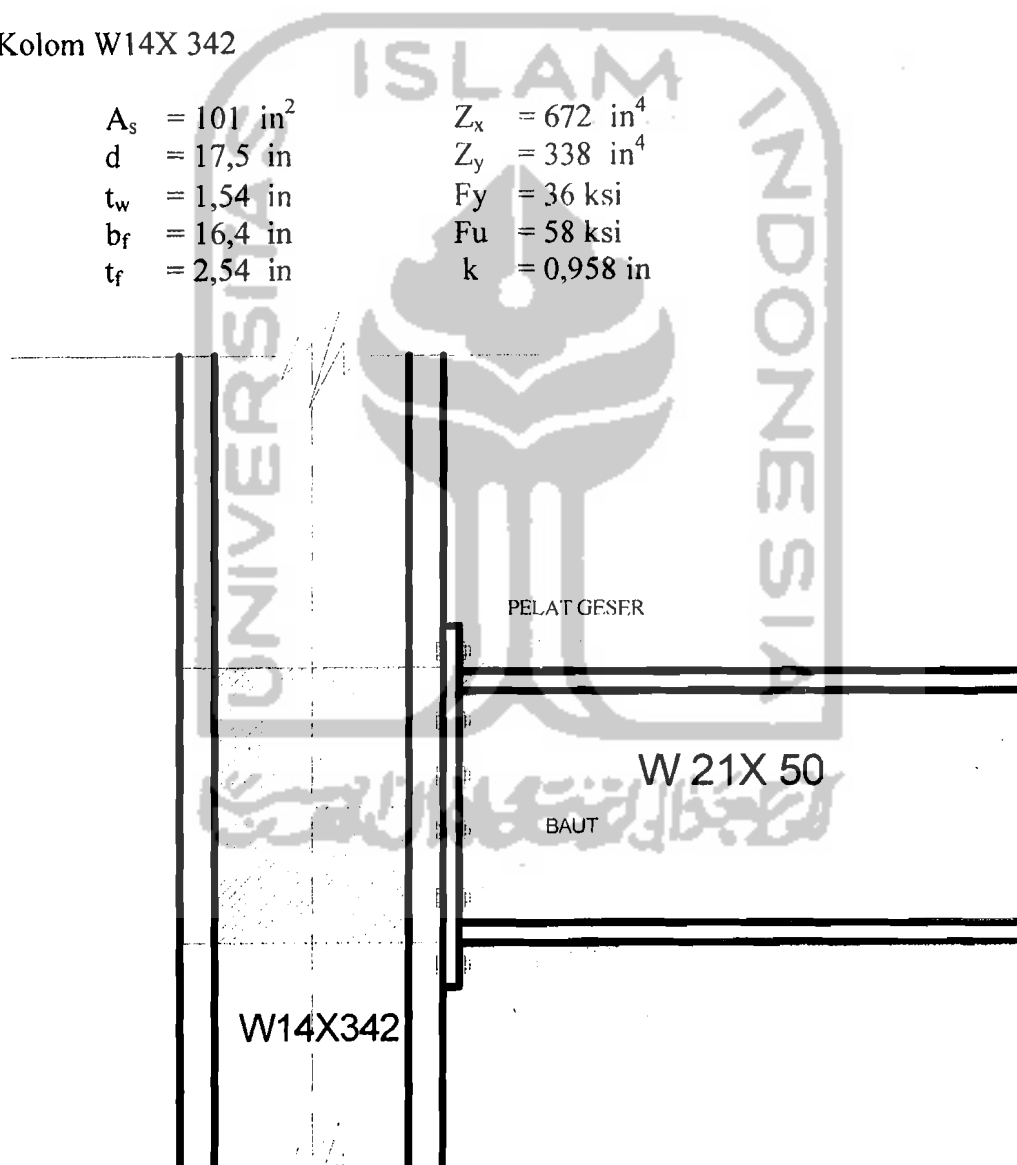
Data Profil desain yang di pakai:

Balok W21X50

A_s	$= 14,7 \text{ in}^2$	Z_x	$= 110 \text{ in}^4$
d	$= 20,8 \text{ in}$	Z_y	$= 12,2 \text{ in}^4$
t_w	$= 0,38 \text{ in}$	F_y	$= 36 \text{ ksi}$
b_f	$= 6,53 \text{ in}$	F_u	$= 58 \text{ ksi}$
t_f	$= 0,535 \text{ in}$		

Kolom W14X 342

A_s	$= 101 \text{ in}^2$	Z_x	$= 672 \text{ in}^4$
d	$= 17,5 \text{ in}$	Z_y	$= 338 \text{ in}^4$
t_w	$= 1,54 \text{ in}$	F_y	$= 36 \text{ ksi}$
b_f	$= 16,4 \text{ in}$	F_u	$= 58 \text{ ksi}$
t_f	$= 2,54 \text{ in}$	k	$= 0,958 \text{ in}$



Gambar 5.16 Rencana Sambungan Yang Digunakan

Prosedur Desain

- a. Menentukan beban yang bekerja berdasarkan kapasitas plastis balok

Momen kapasitas plastis balok supaya terjadi strain hardening

$$\begin{aligned} M_p &= 1,1 \cdot Z_x \cdot F_y \\ &= 1,1 \cdot 110 \cdot 36 = 4356 \text{ k-in.} \end{aligned}$$

Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok B1 hasil dari analisis struktur dapat dilihat pada lampiran B6 adalah sebagai berikut :

$$V_d = 12,46 \text{ kips}$$

$$V_l = 5,63 \text{ kips}$$

$$V_e = 1,46 \text{ kips}$$

Gaya geser pada sendi plastis balok, merupakan nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned} V_p &= 1,2V_d + 0,5V_l + \frac{2M_p}{L'} \\ &= 1,2 \cdot 12,46 + 0,5 \cdot 5,63 + \frac{2 \cdot 4356}{322,731} = 44,76 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 1,2V_d + 0,5V_l + \mu V_e \\ &= 1,2 \cdot 12,46 + 0,5 \cdot 5,63 + 4 \cdot 1,46 = 23,607 \text{ kips} \end{aligned}$$

Momen pada muka kolom, M_r .

$$\begin{aligned} M_r &= M_{pb} + V_p \cdot X \\ &= 4356 + 23,607 \cdot 7,15 = 4524,79 \text{ k-in} \end{aligned}$$

Gaya tarik terfaktor, T_u .

$$T_u = \frac{M_r}{0,95d} = \frac{4524,79}{0,95 \cdot 20,8} = 228,98 \text{ kips.} \quad (\text{pers. 3.13-1})$$

Menentukan ukuran flange plate yang menahan tarik dan desak :

Kondisi leleh tarik :

$$T_u \leq \phi \cdot F_y \cdot A_g$$

$$A_{g \min} = \frac{228,98}{0,9 \cdot 36} = 7,17 \text{ in}^2 \text{ (menentukan)}$$

Kondisi fraktur :

$$T_u \leq \phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n$$

Untuk $A_n \leq 0,85 \cdot A_g$

$U = 1 \rightarrow$ untuk pelat sambung/batang tarik pendek

$$T_u \leq \phi \cdot F_u \cdot U \cdot 0,85 \cdot A_g$$

$$A_{g \min} = \frac{228,98}{0,75 \cdot 58 \cdot 1 \cdot 0,85} = 6,2 \text{ in}^2$$

Jika digunakan lebar flange plate, $b_{pl} = 12 \text{ in}$

Maka tebal flange plate, $t_{pl} = \frac{6,2}{12} = 0,51 \text{ in} \approx \frac{1}{2} \text{ in}$

Menentukan ukuran plat geser, jumlah baut, dan panjang las :

Apabila digunakan baut dengan diameter $\frac{3}{4} \text{ in}$,

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (\text{pers. 3.13-5})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{3}{4}^2\right) = 23,84 \text{ kips}$$

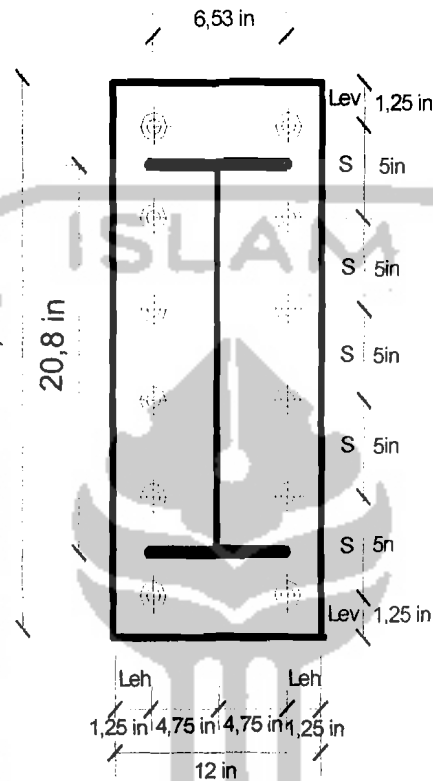
Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{T_u}{\phi R_n}$$

$$= \frac{228,98}{23,84} = 9,6 \approx 10 \text{ buah}$$

Untuk menghindari kegagalan geser pada pelat dipakai baut 12-buah, dengan pemasangan seperti dibawah ini :

Coba plat $\frac{3}{4} \times 12 \times 27\frac{1}{2}$



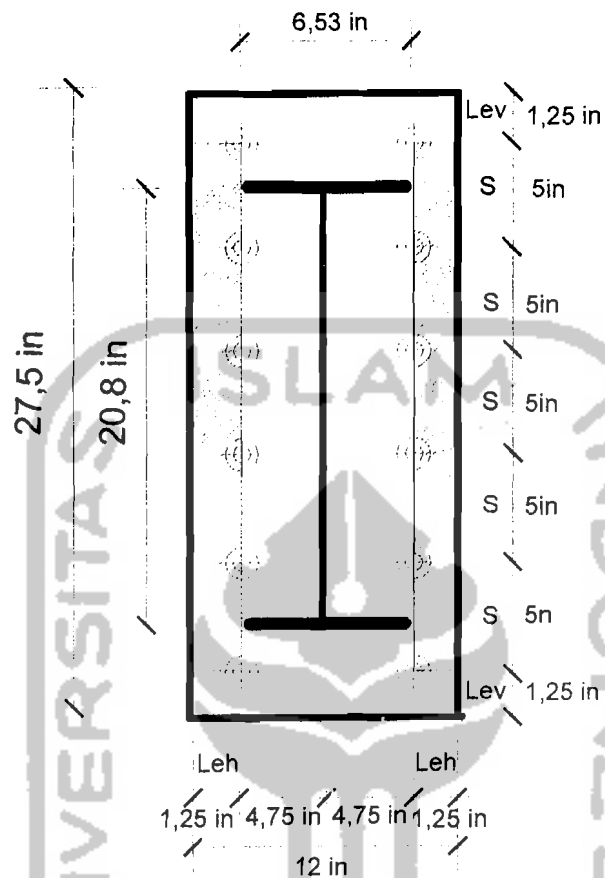
Kontrol geser leleh pada plat :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g && \text{(pers. 3.13-6)} \\ &= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 27\frac{1}{2}\right) = 400,95 \text{ kips} > T_{uf} = 228,98 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}\end{aligned}$$

Kontrol geser fraktur pada plat :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot F_u \cdot A_n && \text{(pers. 3.13-7)} \\ &= 0,75 \cdot 58 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (27,5 - 12 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}))\right] \\ &= 386,06 \text{ kips} > T_{uf} = 228,98 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}\end{aligned}$$

Cek blok geser dari plat :



$$L_{ch} = 1,25 \text{ in, dan } L_{ev} = 1,25 \text{ in}$$

$$A_{vg} = 2 \cdot t_{pl} \cdot (l_{ev} + 5 \cdot S) \quad (\text{Luas pelelehan geser})$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,25 + 5 \cdot 5) = 26,25 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 2 \cdot t_{pl} \cdot (l_{ch} - 0,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur tarik})$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,25 - 0,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 0,84 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - t_{pl} \cdot (3,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur geser})$$

$$= 26,25 - \frac{1}{2} \cdot (3,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 24,828 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = t_{pl} \cdot l_{ch} \quad (\text{Luas leleh tarik})$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,25 = 0,63 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$F_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 0,84 = 48,72 < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 24,828 = 864,01$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{pers. 3.13-4b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 24,828 + 36 \cdot 0,63 = 886,69 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\phi T_n = 0,75 \cdot 886,69 = 665,02 \text{ kips} > T_{uf} = 228,98 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

Menentukan panjang las fillet pada plat geser

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = \frac{3}{8} \text{ in} \geq \frac{1}{4} \text{ in}$,

$$a_{\max} = t_{pl} - \frac{1}{16} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} \text{ in}; \text{ dan } a_{\min} = \frac{3}{16} \text{ in.}$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{1}{4} \text{ in.}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,707 \cdot 0,25 = 0,177 \text{ in.}$$

Kekuatan las terhadap geser,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (\text{pers. 3.13-8a})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,177 = 5,575 \text{ k/in. (menentukan).}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{T_{uf}}{\phi R_{nw}}$$

$$= \frac{228,98}{5,575} = 41,07 \text{ in} \approx 41 \text{ in} \rightarrow \text{pakai } 44 \text{ in.}$$

Pakai 22 in pada setiap sisinya.

5.7.2 Perencanaan Daerah Panel Zone

Pelat Pengaku (*stiffener*):

Akibat transfer momen lentur ke sayap kolom menimbulkan gaya aksial (P_{bf}) tarik atau tekan pada sayap kolom.

Untuk menghindari robeknya las antara sayap kolom dan flange plate maka harus dipenuhi persamaan di bawah ini:

$$\phi R_n \geq P_{bf}$$

Nilai kapasitas beban terfaktor, P_{bf} akibat *strain hardening*:

$$\begin{aligned} P_{bf} &= 1,8 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F_y && \text{(pers. 3.14-1)} \\ &= 1,8 \cdot 6,53 \cdot 0,535 \cdot 36 = 226,38 \text{ kips.} \end{aligned}$$

Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} && \text{(pers. 3.14-2a)} \\ &= 0,9 \cdot 6,25 \cdot 2,54^2 \cdot 36 = 1306,45 \text{ kips} > P_{bf} = 226,38 \text{ kips} \end{aligned}$$

Pelelehan badan lokal (*Local Web Yielding*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} && \text{(pers. 3.14-12b)} \\ &= 1 \cdot (5 \cdot 0,958 + 0,535) \cdot 36 \cdot 1,54 = 473,18 \text{ kips} > P_{bf} = 226,38 \text{ kips} \end{aligned}$$

Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} && \text{(pers. 3.14-2c)} \\ &= 0,75 \cdot 135 \cdot 1,54^2 \cdot \left[1 + 3 \left(\frac{0,535}{17,5} \right) \left(\frac{1,54}{2,54} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{36 \cdot 2,54}{1,54}} \\ &= 1930,42 \text{ kips} > P_{bf} = 226,38 \text{ kips} \end{aligned}$$

Tekuk tekan dari pelat badan (*Compression Buckling of The Web*):

$$\phi R_n = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} \quad (\text{pers. 3.14-2d})$$

$$= \frac{0,9 \cdot 4100 \cdot 1,54^3 \cdot \sqrt{36}}{(17,5 - 2 \cdot 1,6)} = 5654,62 \text{ in} > P_{bf} = 226,38 \text{ kips}$$

Karena ϕR_n pada pelelehan sayap lokal ($\phi R_n = 1306,45$ kips), pelelehan badan lokal ($\phi R_n = 473,18$ kips), pelipatan pelat badan ($\phi R_n = 1930,42$ kips), dan tekuk tekan dari pelat badan ($\phi R_n = 1930,42$ kips) lebih besar dari P_{bf} kapasitas beban terfaktor ($P_{bf} = 226,38$ kips) maka tidak diperlukan pelat pengaku (*stiffener*).

Geser pada panel zone:

$$P_{uc} = 365,023 \text{ kips}$$

$$P_y = F_y \cdot A$$

$$= 36 \cdot 110 = 3960 \text{ kips}$$

$$P_{uc} = 365,023 < 0,75 \cdot P_y = 2970 \text{ kips}$$

Gaya geser pada kolom :

Karena hanya terdapat satu balok pada kolom maka persamaan (3.14-4) dapat dimodifikasi menjadi :

$$V_c = \frac{M_p \left(\frac{L}{L_n} \right)}{h} \quad (\text{pers. 3.14-4})$$

$$= \frac{4356 \cdot \left(\frac{354,33}{337,031} \right)}{147,64} = 31,02 \text{ kips}$$

Gaya geser pada *panel zone* :

$$V_{up} = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} - V_c \quad (\text{pers. 3.14-5})$$

$$= \frac{4356}{0,95 \cdot 20,8} - 31,02 = 189,43 \text{ kips}$$

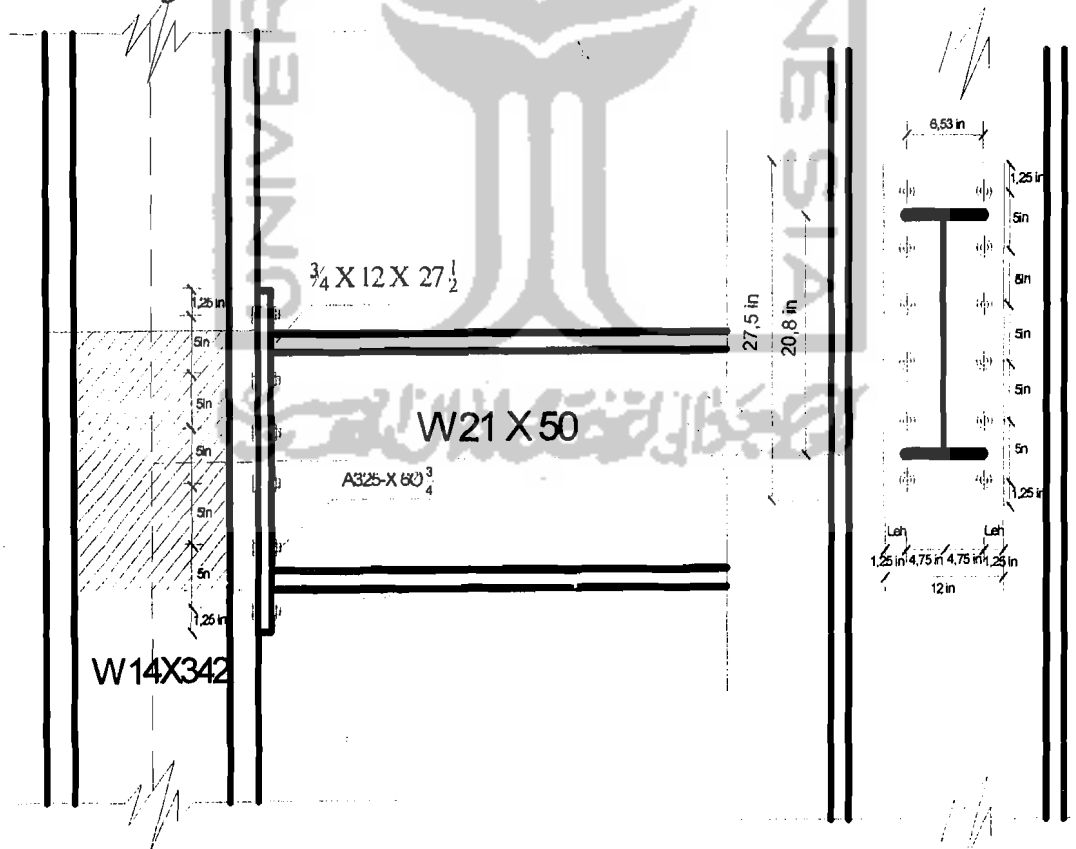
Kuat geser daerah *panel zone* :

$$R_v = 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right)$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 17,5 \cdot 1,54 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 14,7 \cdot 2,54^2}{20,8 \cdot 17,5 \cdot 1,54} \right) = 877,58 \text{ kips} \quad (\text{pers. 3.14-5a})$$

$$\phi R_v = 0,9 \cdot 877,58 = 789,82 \text{ kips} > V_{up} = 189,43 \text{ kips}$$

Dengan demikian tidak memerlukan *double plate*.



Gambar 5.17 Detail Sambungan Balok ke Kolom

5.7.3 Sambungan Balok Anak ke Balok

Contoh perhitungan :

Diambil contoh hitungan untuk struktur Tiga Tangga balok anak lantai 4 dengan balok B1 W21X50, yang mempunyai bentang bentang $9 \text{ m} = 354,33 \text{ in}$, dengan data balok anak sebagai berikut :

Balok W12X26

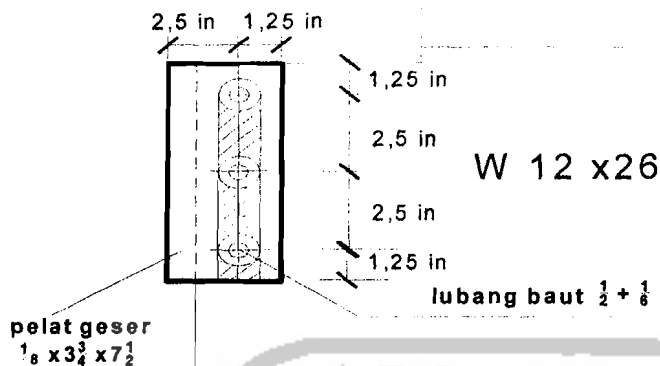
$$\begin{aligned}
 A_s &= 7,65 \text{ in}^2 & Z_x &= 37,2 \text{ in}^4 \\
 d &= 12,2 \text{ in} & Z_y &= 8,17 \text{ in}^4 \\
 t_w &= 0,23 \text{ in} & F_y &= 36 \text{ ksi} \\
 b_f &= 6,49 \text{ in} & F_u &= 58 \text{ ksi} \\
 t_f &= 0,38 \text{ in} \\
 V_d &= 3,75 \text{ kips} \\
 V_l &= 2,29 \text{ kips} \\
 V_u &= 1,2 V_d + 0,5 V_l \\
 &= 1,2 \cdot 3,75 + 0,5 \cdot 2,29 = 5,645 \text{ kips.}
 \end{aligned}$$

Dicoba menggunakan baut A325, $\emptyset \frac{1}{2} \text{ in}$, dengan $A_b = 0,196 \text{ in}^2$.

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b & (3.13-5) \\
 &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot 0,196 = 10,584 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{5,645}{10,584} = 0,533$$

Untuk menghindari gagal geser pada plat dipakai baut 3 buah, dengan pemasangan seperti di bawah ini :



Coba plat $\frac{1}{8} \times 3 \frac{3}{4} \times 7 \frac{1}{2}$ PL.

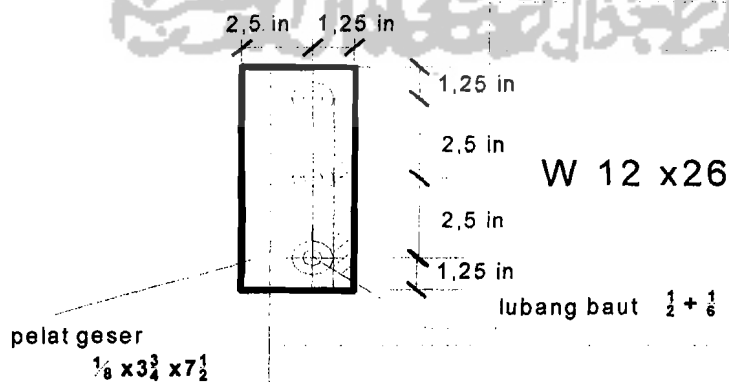
Kontrol leleh geser pada plat :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g & (3.13-6) \\ &= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (\frac{1}{8} \cdot 7 \frac{1}{2}) = 18,225 \text{ kips} > V_u = 5,645 \text{ kips} \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Kontrol fraktur geser pada plat :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n & (3.13-7) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot [\frac{1}{8} \cdot (7,5 - 3 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{8}))] \\ &= 18,96 \text{ kips} > V_u = 5,645 \text{ kips} \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Cek blok geser pada penampang plat (tampang kritis).



Ambil $l_{ev} = 1 \frac{1}{4}$ in dan $l_{eh} = 1 \frac{1}{4}$ in

$$A_{vg} = t_{pl} \cdot (l_{ev} + 2.S) \quad (\text{Luas pelelehan geser})$$

$$= 0.125 \cdot (1.25 + 2 \cdot 2.5) = 0.78 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = t_{pl} \cdot (l_{eh} - 0.5(d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur tarik})$$

$$= 0.125 \cdot (1.25 - 0.5(\frac{1}{2} + \frac{1}{16})) = 0.12 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - t_{pl} \cdot (2.5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur geser})$$

$$= 0.78 - 0.125 \cdot (2.5 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{16})) = 0.604 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = t_{pl} \cdot l_{eh} \quad (\text{Luas leleh tarik})$$

$$= 0.125 \cdot 1.25 = 0.16 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$F_u \cdot A_{nt} = 6.96 < 0.6 \cdot F_u \cdot A_{ns} = 21.019$$

$$V_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (3.13-4b)$$

$$= 0.6 \cdot 58 \cdot 0.604 + 36 \cdot 0.16 = 26.78 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor, $\phi V_n = 0.75 \cdot 26.78 = 20.08 \text{ kips} > V_u = 5.645 \text{ kips}$.

Menentukan panjang las :

Tebal plat yang digunakan $t_{pl} = \frac{1}{8} \text{ in}$.

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = \frac{1}{8} \text{ in} < \frac{1}{4} \text{ in}$,

$$a_{\max} = t_{pl} = \frac{1}{8} \text{ in}; \text{ dan } a_{\min} = \frac{1}{8} \text{ in (dari tabel AISC).}$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{1}{8} \text{ in.}$$

$$t_e = 0.707 \cdot a = 0.09 \text{ in.}$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0.6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (3.13-8a)$$

$$= 0.75 \cdot (0.6 \cdot 70) \cdot 0.09 = 2.83 \text{ k/in. (menentukan)}$$

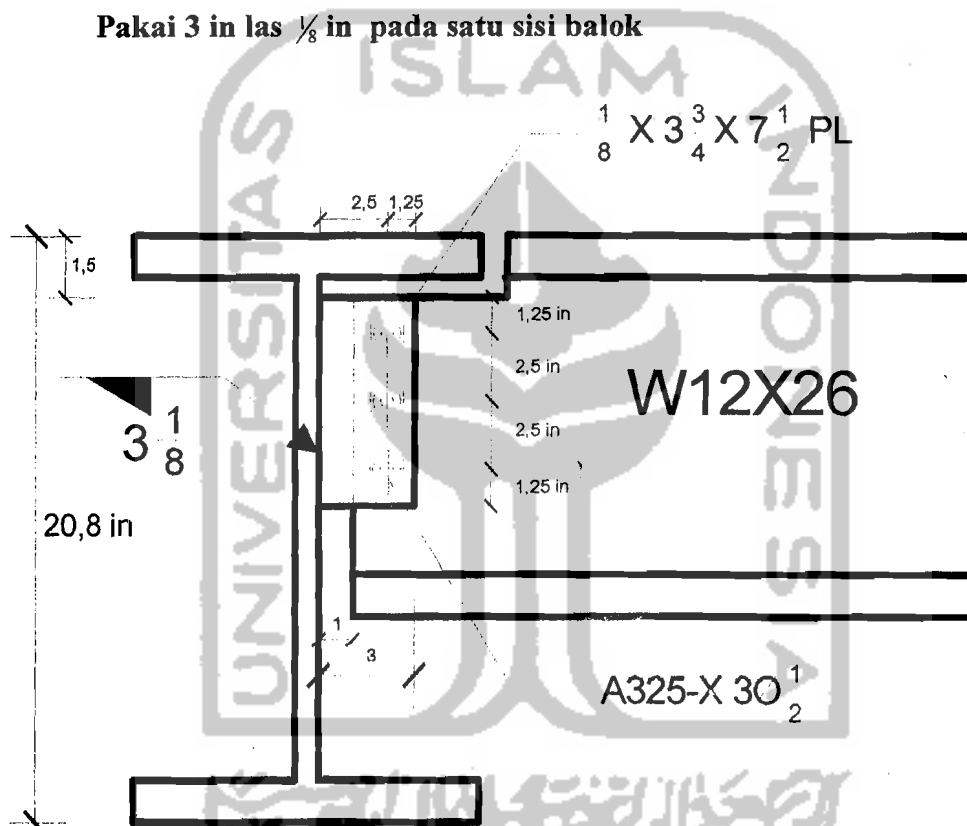
Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} & (3.13-8b) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{1}{8} = 3,26 \text{ k/in.}\end{aligned}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{las} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{5,645}{2,83} = 1,99 \text{ in} \approx 3 \text{ in.}$$

Pakai 3 in las $\frac{1}{8}$ in pada satu sisi balok



Gambar 5.18 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok

5.7.4 Sambungan Kolom

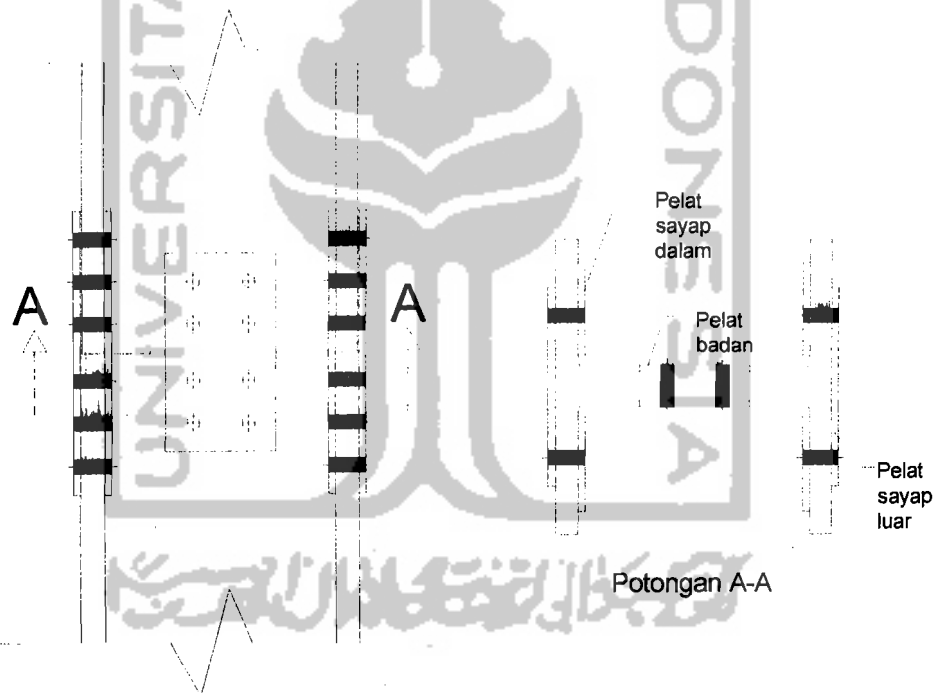
Direncanakan sambungan kolom K2 pada lantai 5 (W14X342) dan kolom lantai 6 (W14X331) struktur Tiga Tangga, dengan $M_u = 1788,363 \text{ K-in}$ dan $P_u = 365,226 \text{ Kips}$.

Data propertis profil W14X342 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_s &= 101 \text{ in}^2 & F_y &= 36 \text{ ksi} \\ d &= 17,5 \text{ in} & F_u &= 58 \text{ ksi} \\ t_w &= 1,54 \text{ in} \\ b_f &= 16,4 \text{ in} \\ t_f &= 2,54 \text{ in} \end{aligned}$$

Data propertis profil W14X311 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_s &= 91,4 \text{ in}^2 & F_y &= 36 \text{ ksi} \\ d &= 17,1 \text{ in} & F_u &= 58 \text{ ksi} \\ t_w &= 1,41 \text{ in} \\ b_f &= 16,2 \text{ in} \\ t_f &= 2,26 \text{ in} \end{aligned}$$



Gambar 5.19 Rencana Sambungan Kolom

Gaya pada sayap

$$T_{u_f} = \frac{M_u, k}{0,95d} = \frac{1788,363}{0,95 \cdot 17,1} = 110,09 \text{ Kips} \quad (3.16-1)$$

$$0,85 A_{gt} = 0,85 \cdot 3/8 \cdot 10 \cdot 2 = 6,375 \text{ in}^2 > A_{nt} = 6,281 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_{nt}$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 6,281 = 273,224 \text{ Kips} > P_{u_w} = 70,88 \text{ Kips} \quad (3.16-5)$$

Kondisi leleh

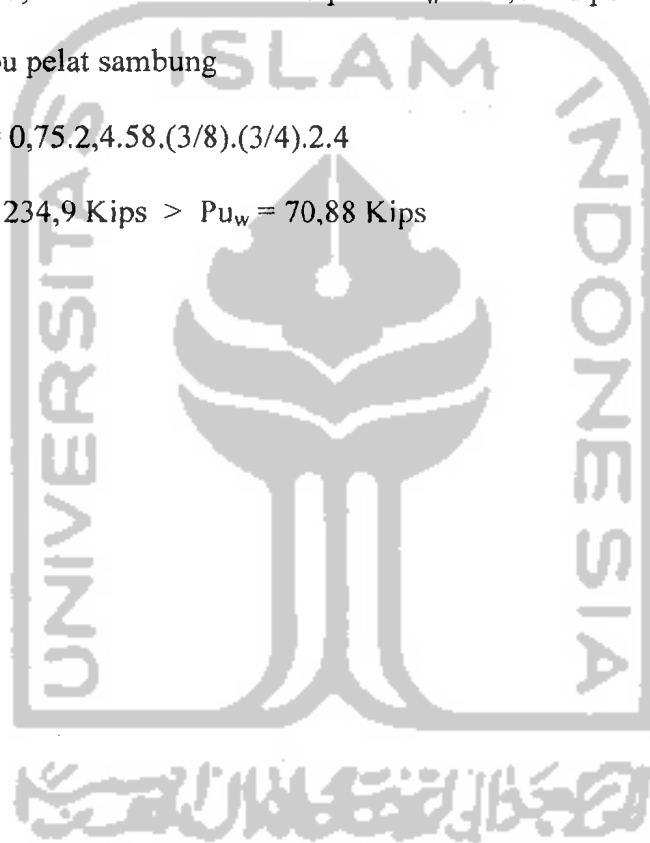
$$\phi R_n = 0,9 \cdot f_y \cdot A_g$$

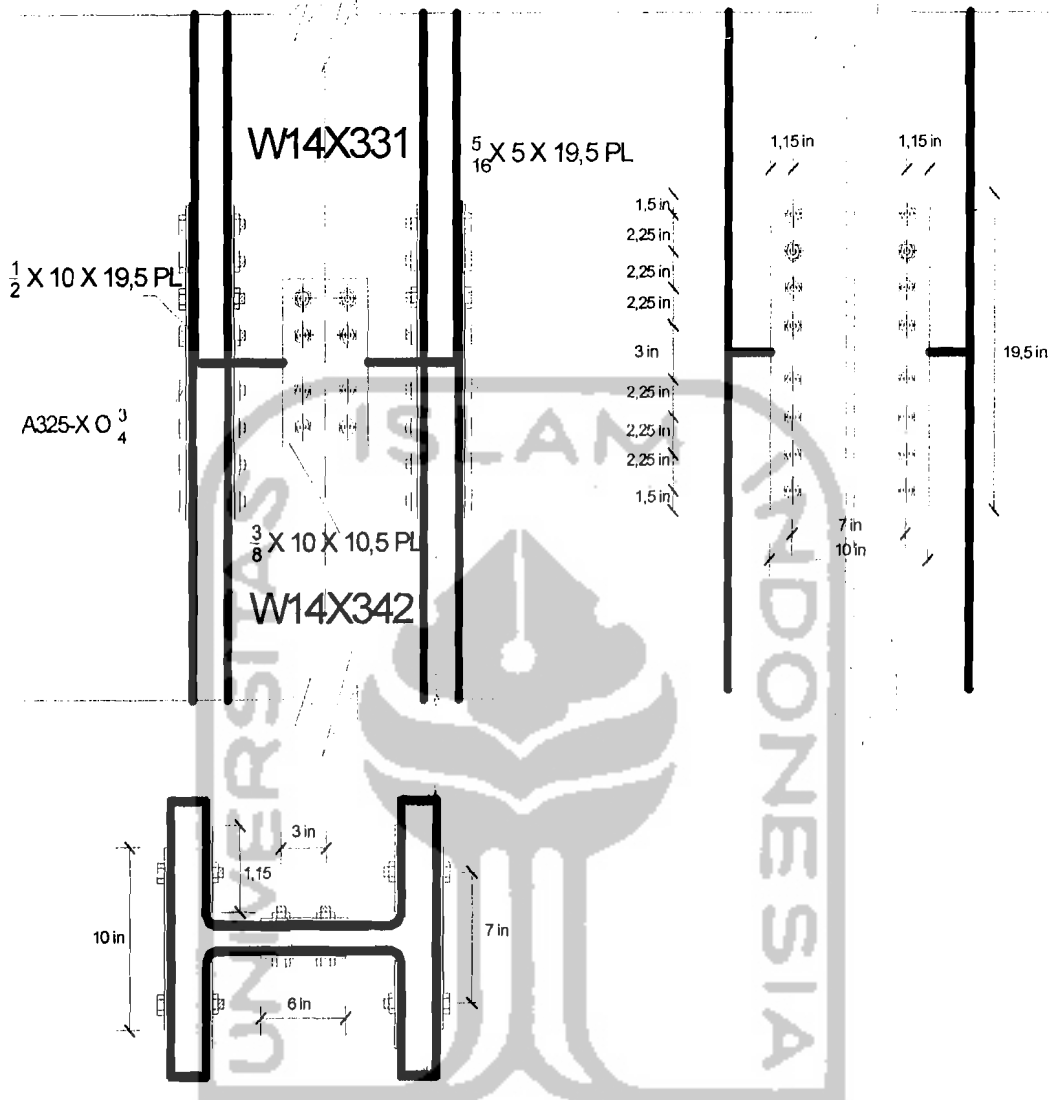
$$= 0,9 \cdot 36 \cdot 3/8 \cdot 10 \cdot 2 = 243 \text{ Kips} > P_{u_w} = 70,88 \text{ Kips} \quad (3.13-6)$$

Kuat tumpu pelat sambung

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot (3/8) \cdot (3/4) \cdot 2 \cdot 4$$

$$= 234,9 \text{ Kips} > P_{u_w} = 70,88 \text{ Kips} \quad (3.13-3)$$



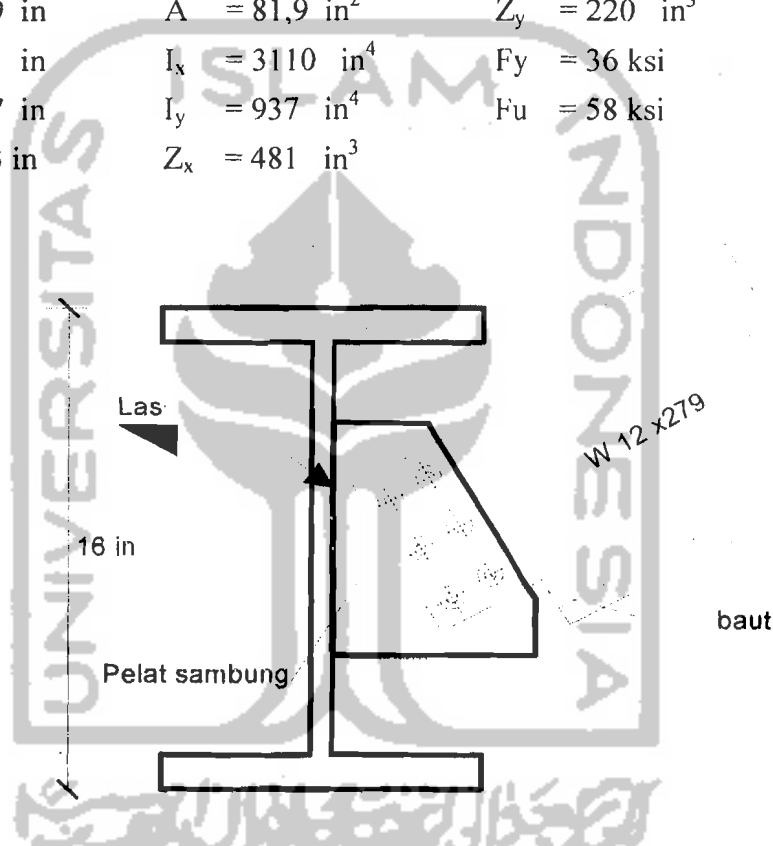


Gambar 5.20 Detail sambungan kolom

5.7.5 Sambungan Tangga

Direncanakan sambungan antara balok induk dengan profil miring pada tangga lantai 4, dengan gaya aksial yang terjadi adalah, P_u tekan = 607,025 Kips . Dari perencanaan tangga didapatkan profil W12X279, dengan data propertis sebagai berikut :

d	= 15,9 in	A	= 81,9 in ²	Z_y	= 220 in ³
b_f	= 13,1 in	I_x	= 3110 in ⁴	F_y	= 36 ksi
t_f	= 2,47 in	I_y	= 937 in ⁴	F_u	= 58 ksi
t_w	= 1,53 in	Z_x	= 481 in ³		



Gambar 5.21 Rencana Sambungan Antar Balok Induk
Dengan Profil miring Pada Tangga

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} = \frac{607,025 \cdot (13,1 \cdot 2,47)}{81,9} = 239,82 \text{ Kips} \quad (3.17-1)$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 607,025 - (2 \cdot 239,82) = 127,385 \text{ Kips} \quad (3.17-2)$$

Disain pelat badan

Menentukan jumlah baut yang diperlukan badan untuk menahan gaya tekan

Kuat geser satu baut A₃₂₅ – X diameter 5/8 in

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi_f \cdot (0,6 \cdot f_u^b) \cdot m \cdot A_b & (3.13-5) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (5/8)^2) \\ &= 33,134 \text{ Kips / baut}\end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = \frac{172,385}{33,134} = 5,2 \approx 5 \quad \text{dipakai 6 baut} \quad (3.17-3)$$

Desain pelat sambung pada badan

(sambungan badan balok induk - ke badan profil miring pada tangga)

Dipakai pelat sambung PL 3/4

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut

$$\begin{aligned}\phi R_b &= \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_b \cdot f_u & (3.13-2) \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (5/8 + 1/16) \cdot 3/4 \cdot 58 = 53,83 \text{ Kips} > 33,134 \text{ Kips}\end{aligned}$$

Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan

Tarik fraktur

$$A_{nt} = 2 \cdot t_{pl} \cdot (l_{ev} - 0,5 \cdot (d + 1/16))$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (2 \cdot 3/4 \cdot (1,25 - ((5/8 + 1/16)/2))) = 77,97 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{vg} = 2 \cdot t_{pl} \cdot (l_{eh} + 2 \cdot S_h)$$

$$= 2 \cdot 0,75 \cdot (1,25 + 2 \cdot 2,5) = 9,38 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - 2 \cdot t_{pl} \cdot (2,5 \cdot (d + \frac{1}{16}))$$

$$A_{ns} = (9,38 - 2 \cdot 3/4 \cdot (5/8 + 1/16)) = 8,35 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 8,35 = 290,54 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} > f_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_y \cdot A_{gv} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad (3.13-4b)$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot 6,375 + 290,54)$$

$$= 390,03 \text{ Kips} > P_{uw} = 172,385 \text{ Kips} \rightarrow OK!$$

Pengecekan geser blok akibat beban total *brace*

Tarik fraktur

$$A_{nt} = 2 \cdot t_{pl} \cdot (l_{ev} - 0,5 \cdot (d + \frac{1}{16}))$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (2 \cdot 3/4 \cdot (1,25 - ((5/8 + 1/16)/2))) = 77,97 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{vg} = 4 \cdot t_{pl} \cdot (l_{eh} + 2 \cdot S_h)$$

$$= 4 \cdot 0,75 \cdot (1,25 + 2 \cdot 2,5) = 18,76 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - 2 \cdot t_{pl} \cdot (2,5 \cdot (d + \frac{1}{16}))$$

$$A_{ns} = (18,76 - 2 \cdot 3/4 \cdot (5/8 + 1/16)) = 16,70 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 16,70 = 581,16 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} > f_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_y \cdot A_{gv} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad (3.13-4b)$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot 20,25 + 581,16)$$

$$= 982,62 \text{ Kips} > P_{uf} = 607,025 \text{ Kips} \rightarrow OK!$$

Distribusi gaya profil tangga ke balok.

$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ in ;}$$

Dicoba pelat sambung PL 3/4x15 x10 in.

$$\alpha = 15/2 = 7,5 \text{ in}$$

$$\beta = 10/2 = 5 \text{ in}$$

Diapakai $\alpha = 15 \text{ in}$ dan $\beta = 10 \text{ in}$

Kalkulasi gaya pada pelat sambung

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} & (3.17-5) \\ &= \sqrt{(7,5 + 0)^2 + (5 + 8)^2} = 15 \text{ in} \end{aligned}$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u = \frac{7,5}{15} \cdot 607,025 = 303,51 \text{ Kips} \quad (3.17-6)$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u = \frac{8}{15} \cdot 607,025 = 323,75 \text{ Kips} \quad (3.17-7)$$

Menentukan panjang las :

Tebal plat yang digunakan $t_{pl} = \frac{1}{2} \text{ in}$.

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = \frac{1}{2} \text{ in} > \frac{1}{4} \text{ in}$,

$$a_{\max} = t_{pl} = \frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} \text{ in; dan } a_{\min} = \frac{1}{4} \text{ in (dari tabel AISC).}$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{5}{16} \text{ in.}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,221 \text{ in.}$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e & (3.13-8a) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,221 = 6,962 \text{ k/in. (menentukan)} \end{aligned}$$

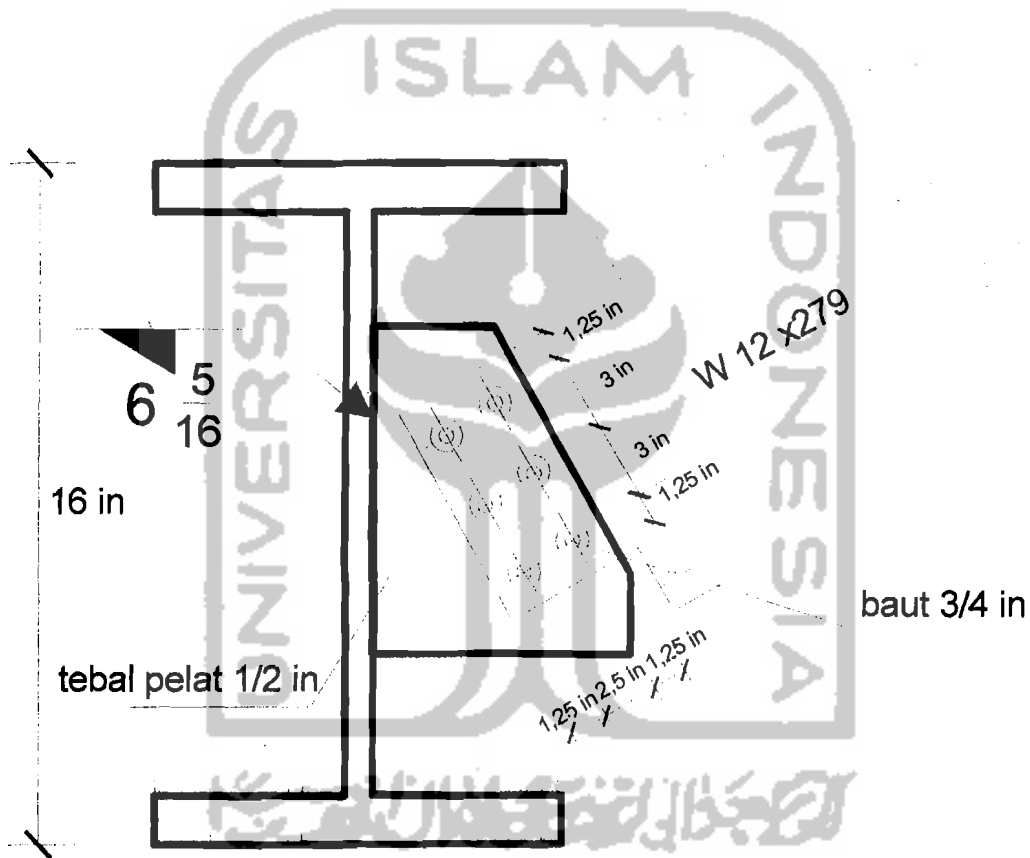
Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} & (3.13-8b) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{1}{2} = 13,05 \text{ k/in.}\end{aligned}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

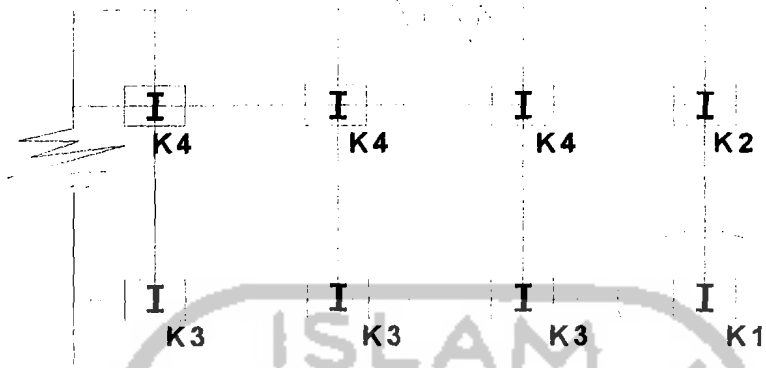
$$P_{las} = \frac{V_{ub}}{\phi R_{nw}} = \frac{23,625}{6,962} = 3,4 \text{ in} \approx 6 \text{ in.}$$

Pakai 6 in las $\frac{5}{16}$ in pada satu sisi *gusset*



Gambar 5.22 Detail Sambungan Profil Miring Pada Tangga

5.8 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 5.23 Lokasi Hitungan

Pelat dasar kolom merupakan penghubung antara kolom baja dengan beton (pedestal). Dalam perencanaannya pelat dasar kolom akan didesain berdasarkan beban aksial dan momen yang terjadi di dasar kolom.

Direncanakan pelat dasar kolom K1 pada struktur tiga tangga dengan beban yang bekerja di dasar kolom sebagai berikut :

$$Mu_x = 1264,182 \text{ K-in}$$

$$Mu_y = 1788,363 \text{ K-in}$$

$$Pu = 448,464 \text{ Kips}$$

Digunakan kolom W14X342, dengan data propertis sebagai berikut :

$$A_s = 101 \text{ in}^2$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$d = 17,5 \text{ in}$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$t_w = 1,54 \text{ in}$$

$$f_c' = 4 \text{ Ksi}$$

$$b_f = 16,4 \text{ in}$$

$$F_p = 0,85 \cdot f_c' = 3,4 \text{ Ksi}$$

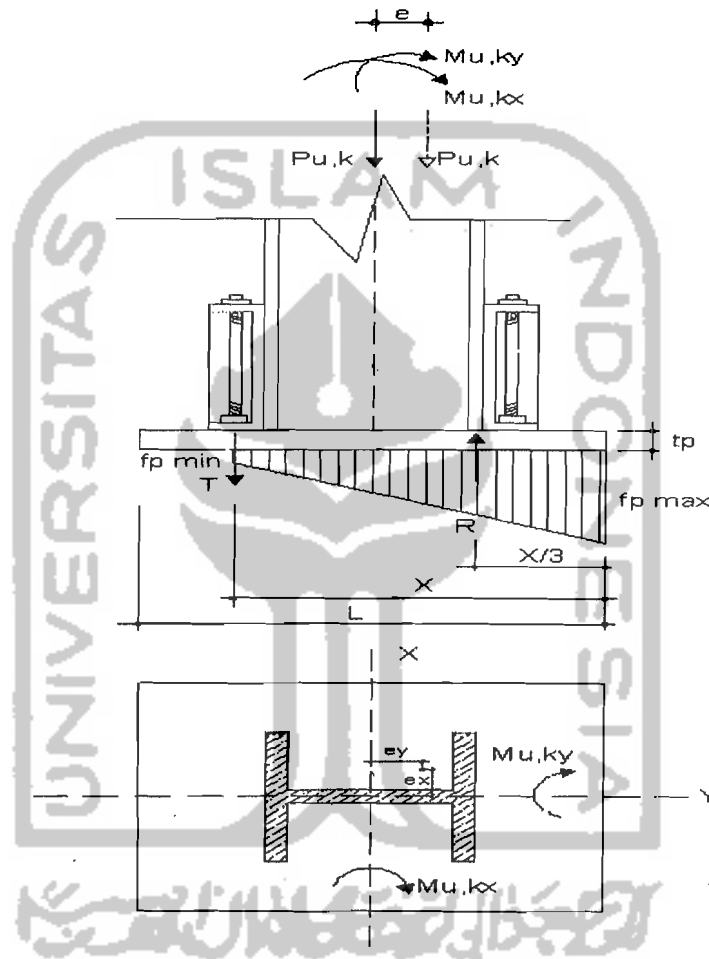
$$t_r = 2,54 \text{ in}$$

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{Mu_{y,k}}{Pu,k} = \frac{1264,182}{448,464} = 2,82 \text{ in} < \frac{1}{2} \times d_c = 8,75 \text{ in} \quad (3.18-1)$$

$$e_x = \frac{M_{u,ky}}{P_{u,k}} = \frac{1788,363}{448,464} = 3,98 \text{ in} \quad (3.18-2)$$

diasumsikan $e > L/6$. Akibat eksentrisitas terjadi pembesaran gaya aksial, maka diberi sayap tambahan = 4,01 in (menggunakan profil C12X45)



Gambar 5. 24 Analisis pelat dasar kolom

Diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga (R) bekerja pada pusat flens,

sehingga

$$P_u = R = T$$

Kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T :

$$P_{u,k} \left(\frac{dc}{2} + \frac{4,01}{2} + e_y \right) + P_{u,k} e_x = R \left(\frac{dc}{2} - \frac{tf}{2} + \frac{4,01}{2} \right) \quad (3.18-4)$$

$$T = \frac{448,464(17,5/2 + 4,01/2 + 2,28) + 448,464 \cdot 3,98}{(17,5 - 2,54/2 + 4,01/2)} = 536,423 \text{ Kips}$$

$$P_u = T = 536,423 \text{ Kips}$$

Diasumsikan luas bidang tekan efektif penumpu akibat momen yang bekerja adalah (X.B), sehingga gaya tekan yang terjadi harus memenuhi :

$$\phi P_p \geq P_u$$

$$\phi (\frac{1}{2} F_p \cdot X.B) = P_u \quad (3.18-5)$$

$$(X.B) = \frac{2 \cdot (P_u)}{\phi(F_p)} = \frac{2 \cdot 448,464}{0,6 \cdot (0,85 \cdot 4)} = 439,67 \text{ in}^2$$

Coba, B = 25 in ; panjang bidang tekan

$$X = \frac{439,67}{25} = 17,6 \text{ in}$$

Jarak dari pusat flens ke ujung pelat

$$1/3 \cdot X = 5,9 \text{ in}$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

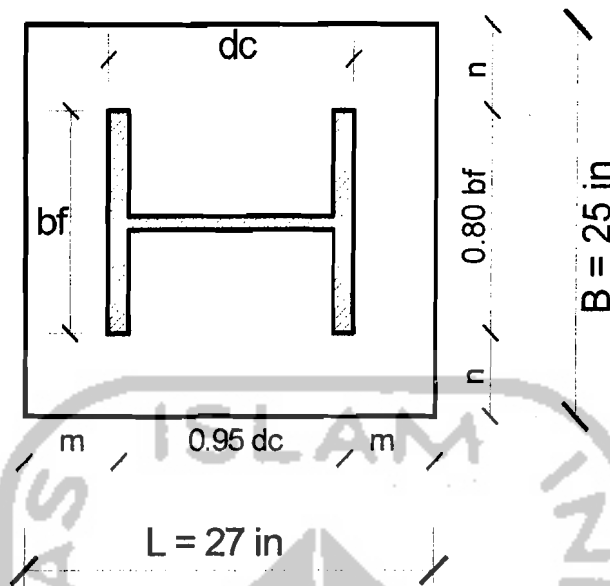
$$L = (2 \cdot 5,9) + 17,5 - 2,54 = 26,8 \text{ in}$$

Diambil, L = 27 in

Dipakai, B = 25 in dan L = 27 in

$$\begin{aligned} m &= \frac{L - 0,95 \cdot dc}{2} \\ &= \frac{27 - 0,95 \cdot 17,5}{2} = 5,2 \text{ in} \end{aligned} \quad (3.18-6)$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{B - 0,8 \cdot bf}{2} \\ &= \frac{25 - 0,8 \cdot 16,4}{2} = 5,9 \text{ in} \end{aligned} \quad (3.18-7)$$



Gambar 5.25 Disain pelat dasar

Kontrol eksentrisitas, $e_y = 2,28 \text{ in} < L/6 = 27/6 = 4,5 \text{ in}$, sehingga dapat dianggap tidak ada tegangan tarik awal pada baut angkur.

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot L} \pm \frac{M_u, kx}{\frac{1}{6} \cdot B L^2} \pm \frac{M_u, ky}{\frac{1}{6} \cdot B^2 L} \quad (3.18-10)$$

$$f_{p_{\max}} = \frac{448,464}{25 \cdot 27} + \frac{1264,182}{\frac{1}{6} \cdot 25 \cdot 27^2} + \frac{1788,363}{\frac{1}{6} \cdot 25^2 \cdot 27} = 1,72 \text{ Ksi} < F_p = 3,4 \text{ Ksi}$$

$$f_{p_{\min}} = \frac{448,464}{25 \cdot 27} - \frac{1264,182}{\frac{1}{6} \cdot 25 \cdot 27^2} - \frac{1788,363}{\frac{1}{6} \cdot 25^2 \cdot 27} = 0,39 \text{ Ksi}$$

Cek kapasitas penumpu (pedestal)

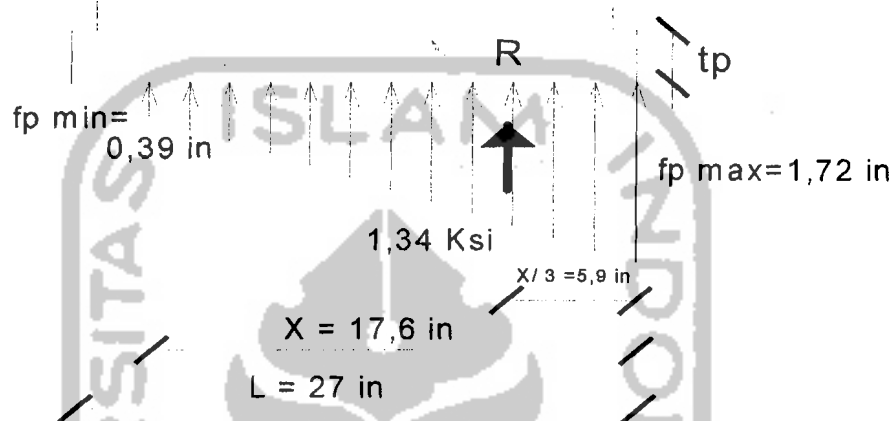
$$\phi P_p \geq P_u \quad (3.18-8)$$

$$\phi P_p = \phi_e \cdot F_p \cdot A \quad (3.18-9)$$

$$= 0,6 \cdot (1/2 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot A))$$

$$= 0,6 \cdot (1/2 \cdot (0,85 \cdot 4 \cdot 25 \cdot 27))$$

$$= 688,5 \text{ Kips} > P_u = 448,464 \text{ Kips}$$



Gambar 5.26 Distribusi tegangan pada pelat dasar kolom

Momen lentur pelat di titik A, sepanjang B = 1 in

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 1,34 \cdot 5,91 \cdot \left(\frac{5,9}{3}\right) + \frac{1}{2} \cdot 1,72 \cdot 5,9 \cdot 1 \cdot \left(\frac{2 \cdot 5,9}{3}\right)$$

$$= 27,75 \text{ Ksi}$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b Z_f y = 0,9 \cdot (B \cdot t_p^2 / 4) \cdot f_y \geq M_u$$

Tebal pelat yang diperlukan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{0,9 \cdot B \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 27,75}{0,9 \cdot 136}} = 1,85 \text{ in} \quad (3.18-11)$$

digunakan tebal pelat, $t_p = 2 \text{ in}$

Perencanaan baut angkur arah y yang menahan $M_u, k_x = 1264,182 \text{ K-in}$

$$T = \frac{Mu, kx}{d} = \frac{1264,182}{17,5 + 4,01} = 58,77 \text{ Kips} \quad (3.18-12)$$

Digunakan baut angkur A₃₀₇ diameter 1 in ($\phi T_n = 36,36$ Kips)

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{58,77}{36,36} = 1,62 \rightarrow 2 \text{ angkur} \quad (3.18-13)$$

Perencanaan baut angkur arah x yang menahan $Mu, k y = 1788,363$ K-in

$$T = \frac{Mu, ky}{bf} = \frac{1788,363}{15,7} = 109,05 \text{ Kips} \quad (3.18-12)$$

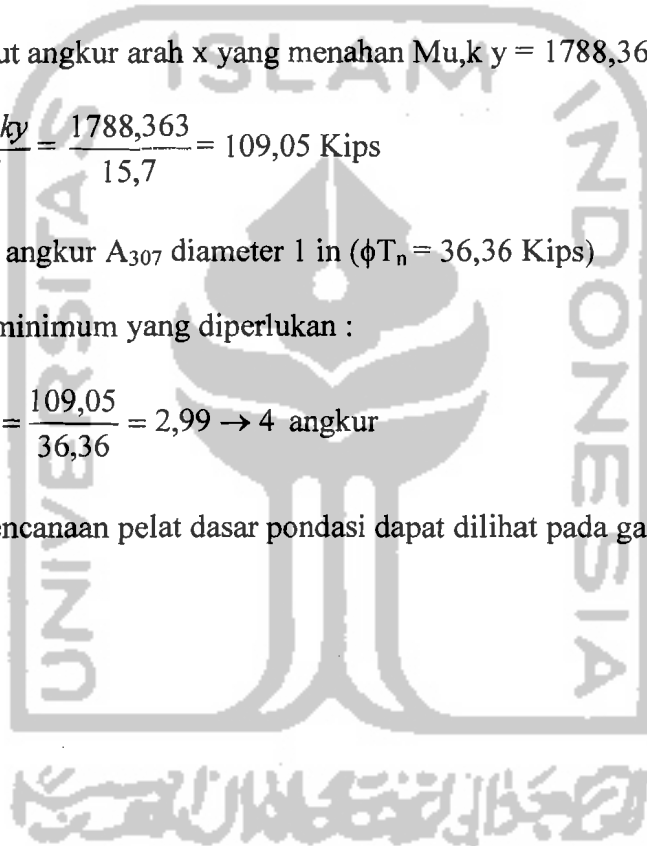
Digunakan baut angkur A₃₀₇ diameter 1 in ($\phi T_n = 36,36$ Kips)

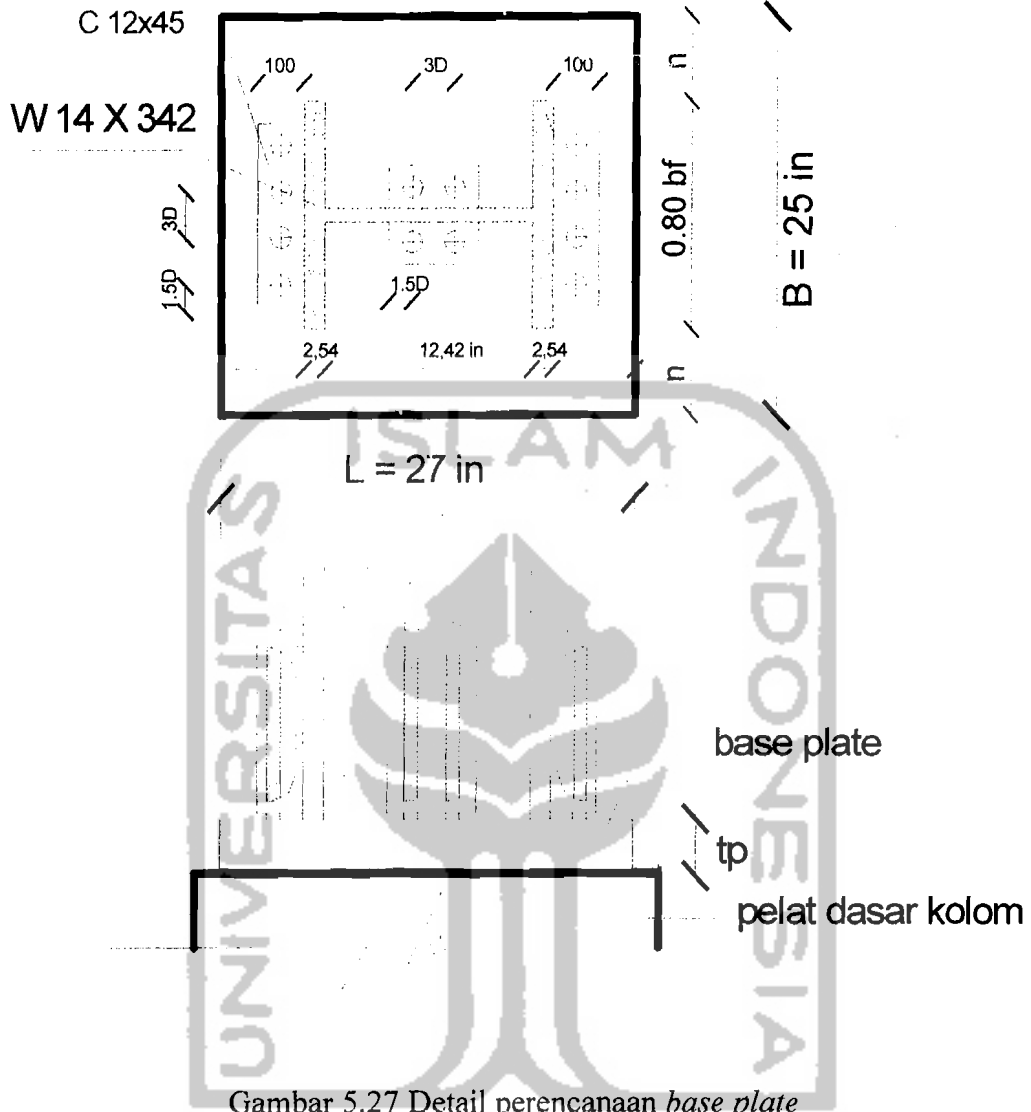
Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{109,05}{36,36} = 2,99 \rightarrow 4 \text{ angkur} \quad (3.18-13)$$

Detail hasil perencanaan pelat dasar pondasi dapat dilihat pada gambar di bawah

ini :





Gambar 5.27 Detail perencanaan *base plate*