

BAB V

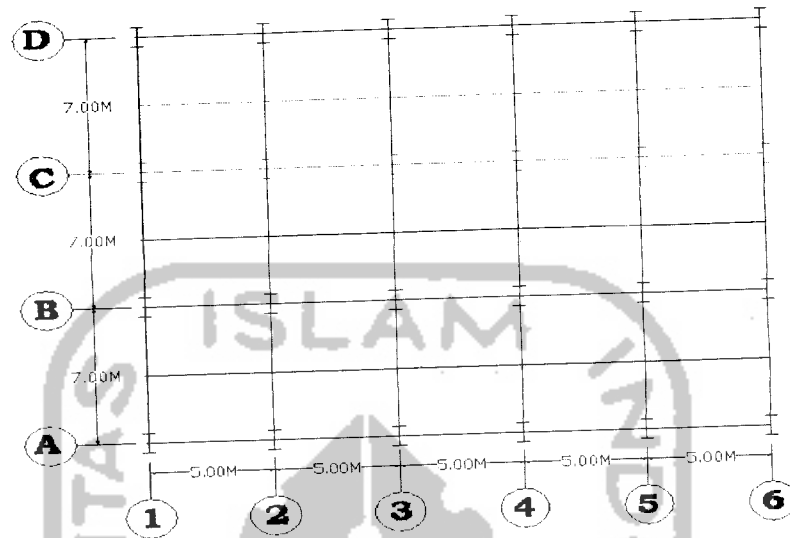
APLIKASI DISAIN

5.1 Pendahuluan

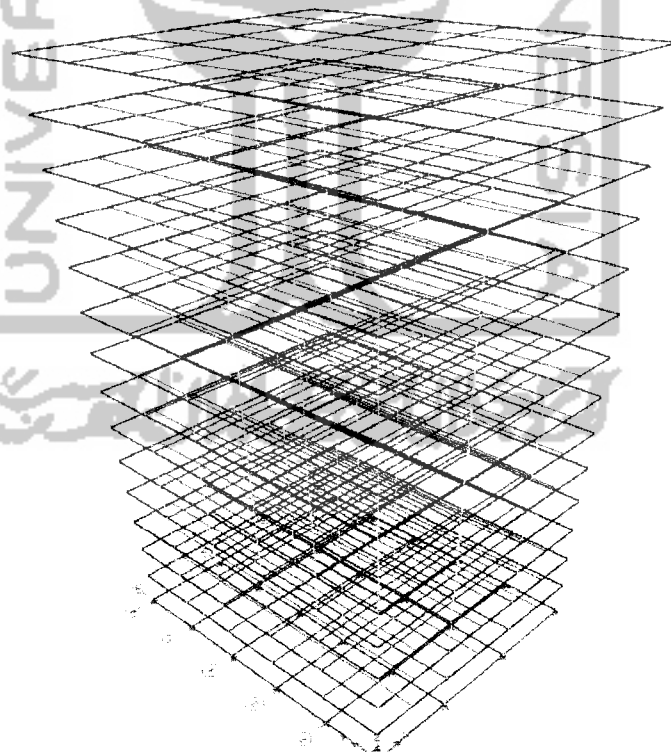
Dalam aplikasi disain dari penelitian ini menggunakan :

1. Analisis struktur untuk tahap aplikasi disain ini menggunakan model 3-D, dan variasi tinggi tingkat yang dipakai 14 lantai tipe A.
2. Model disain yang digunakan adalah Rangka Bresing Biasa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Baja untuk *braced steel frame (BSF)* dan Sistem Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK) Baja untuk *unbraced steel frame (USF)*.
3. Dasar pendisainan menggunakan AISC-LRFD (*American Institut Steel Design-Load and Resistant Factor Design*) 1993.
4. Perencanaan gaya geser gempa didasarkan pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002, dimana gaya geser gempa tersebut direncanakan menggunakan struktur baja daktil dengan tingkat daktilitas penuh. Untuk menjamin agar gedung berperilaku elastis maka perlu diambil nilai factor reduksi gempa (R) sebesar 6,5 untuk struktur BSF dan 8,5 untuk struktur USF. Tahap perencanaan kapasitas dimulai setelah dimensi elemen pemencar energi gempa diperoleh dari analisis perencanaan meliputi "*strength design*". Kriteria batas "*limit state*" yang menjadi batasan

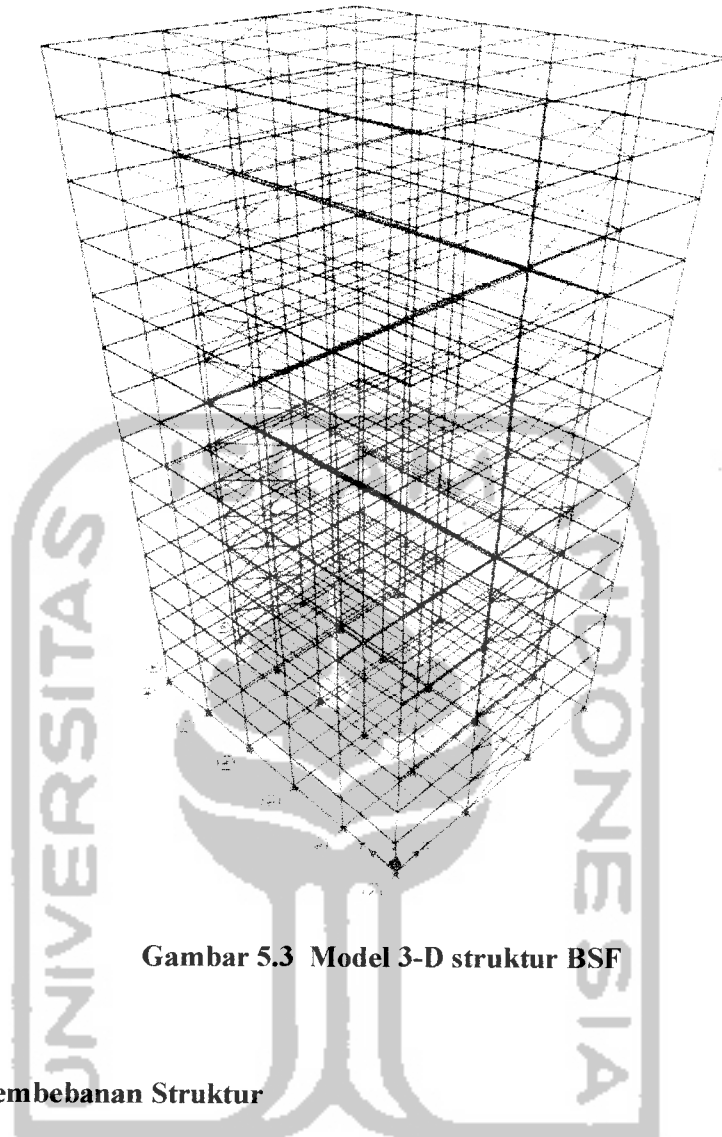
selain kekuatan (*strength*) adalah simpangan antar tingkat (*inter story drift*) maksimal sebesar $0,005h$ (0,5%) atau setara dengan 20 mm.



Gambar 5.1 Denah struktur baja 14 Lantai



Gambar 5.2 Model 3-D struktur USF

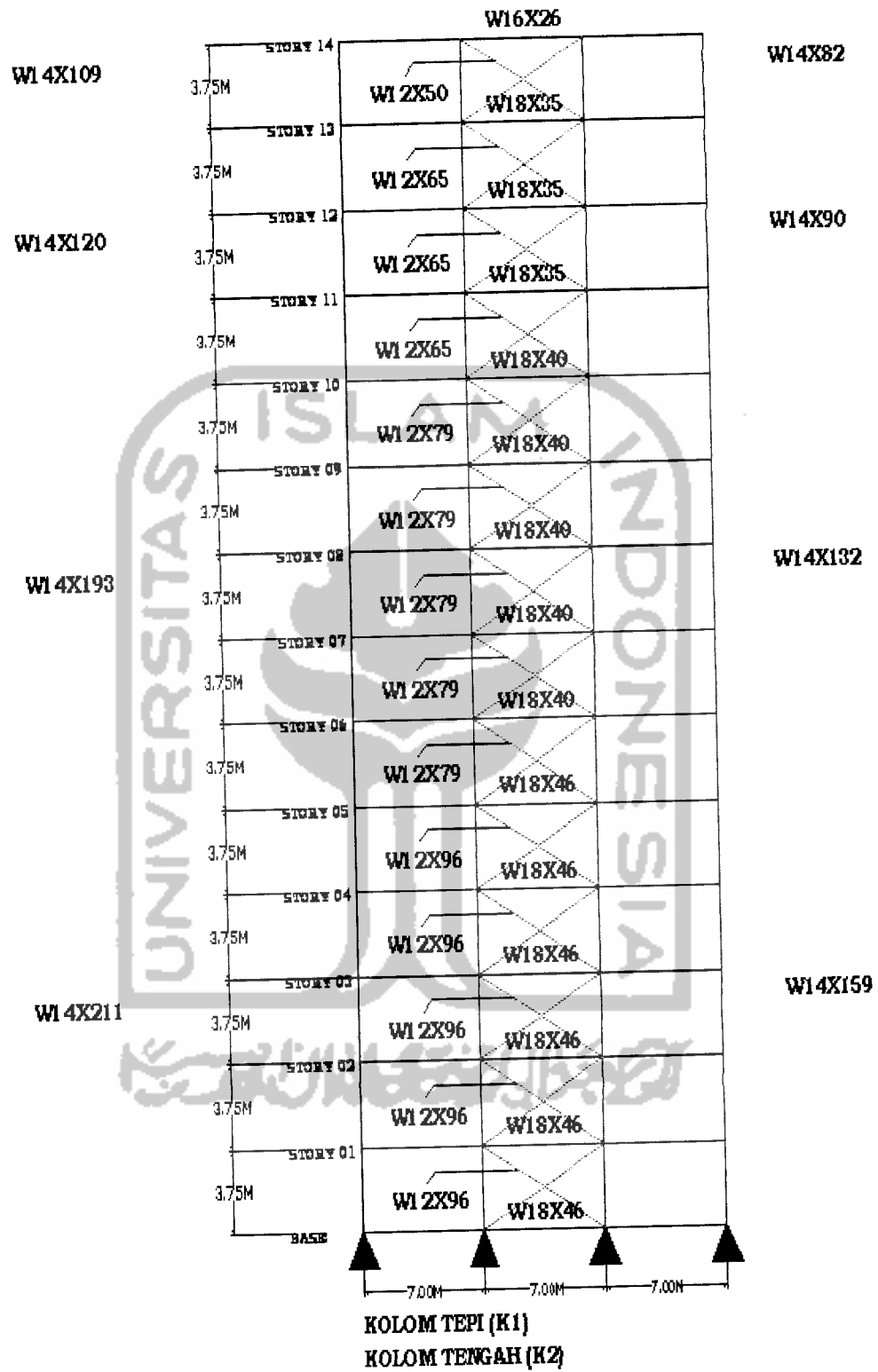


Gambar 5.3 Model 3-D struktur BSF

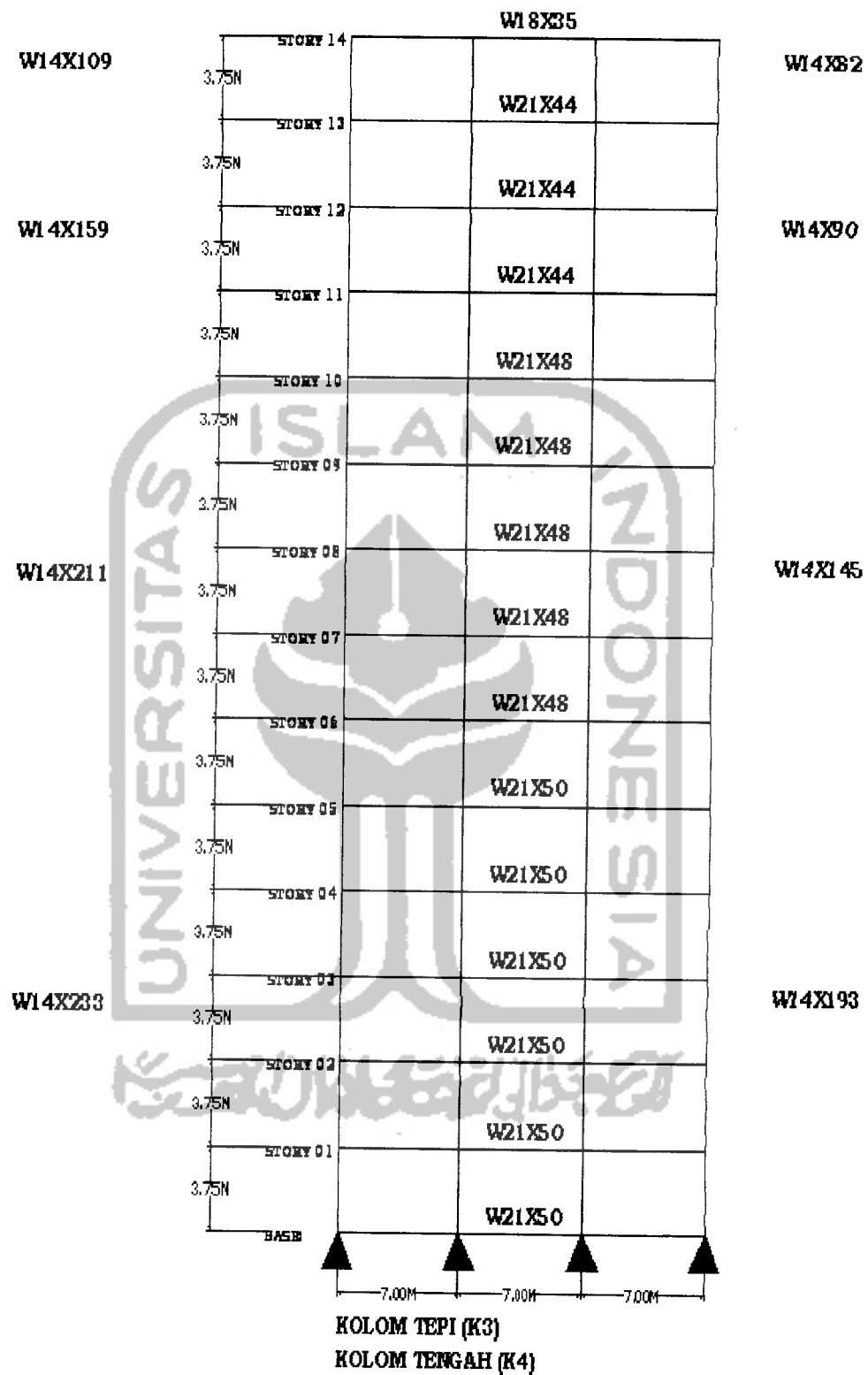
5.2 Pembebanan Struktur

5.2.1 Rencana Penempatan Elemen Struktur

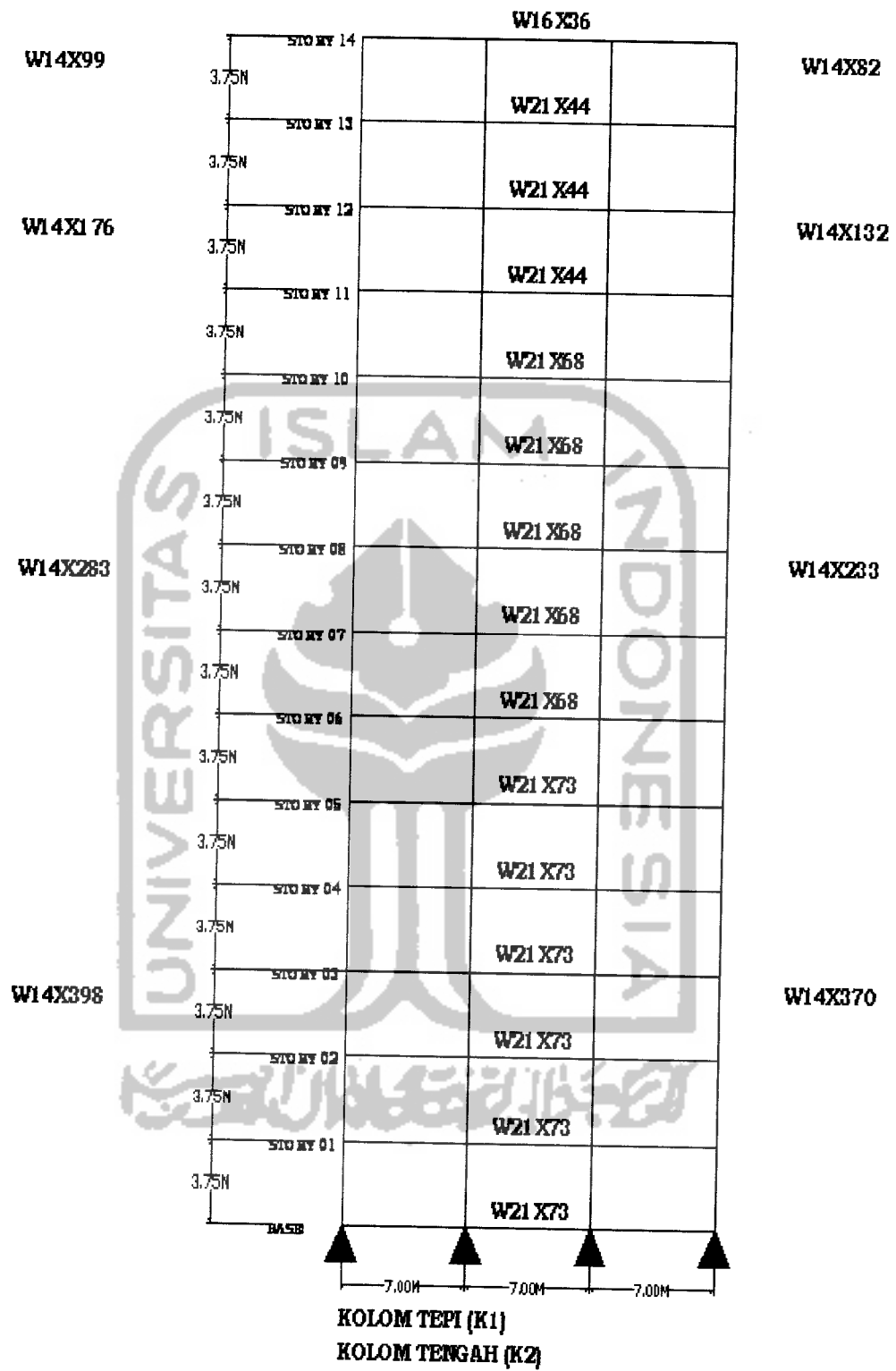
Cara pemilihan profil untuk elemen struktur adalah dengan cara coba-coba/*trial and error*, dengan mempertimbangkan kekuatan dan kekompakan elemen profil serta simpangan antar tingkat. Profil yang sudah dipilih tersebut, kemudian didisain sesuai dengan kapasitasnya masing-masing.



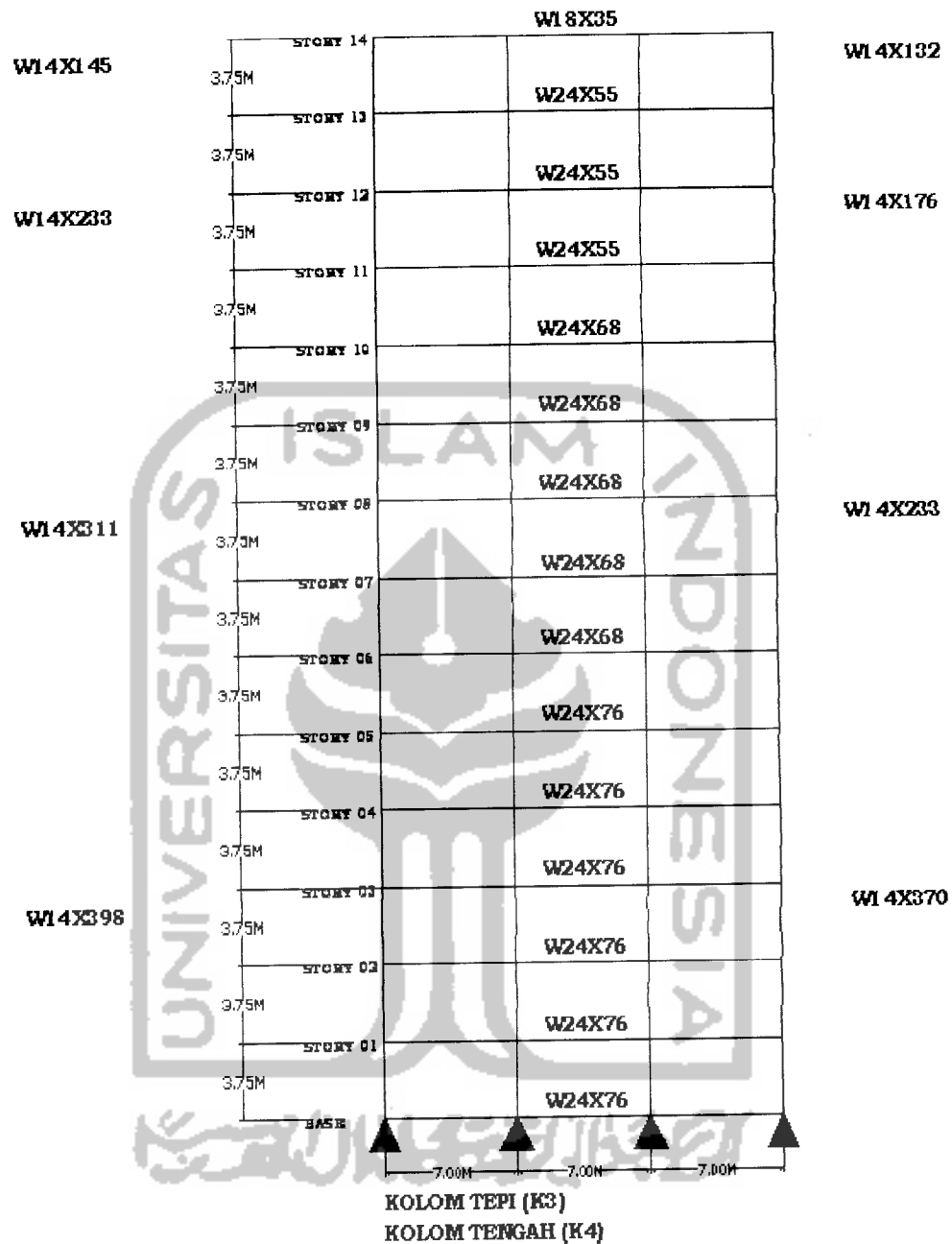
Gambar 5.4 Potongan portal 1 (portal tepi) struktur BSF



Gambar 5.5 Potongan portal 2 (portal tengah) struktur BSF

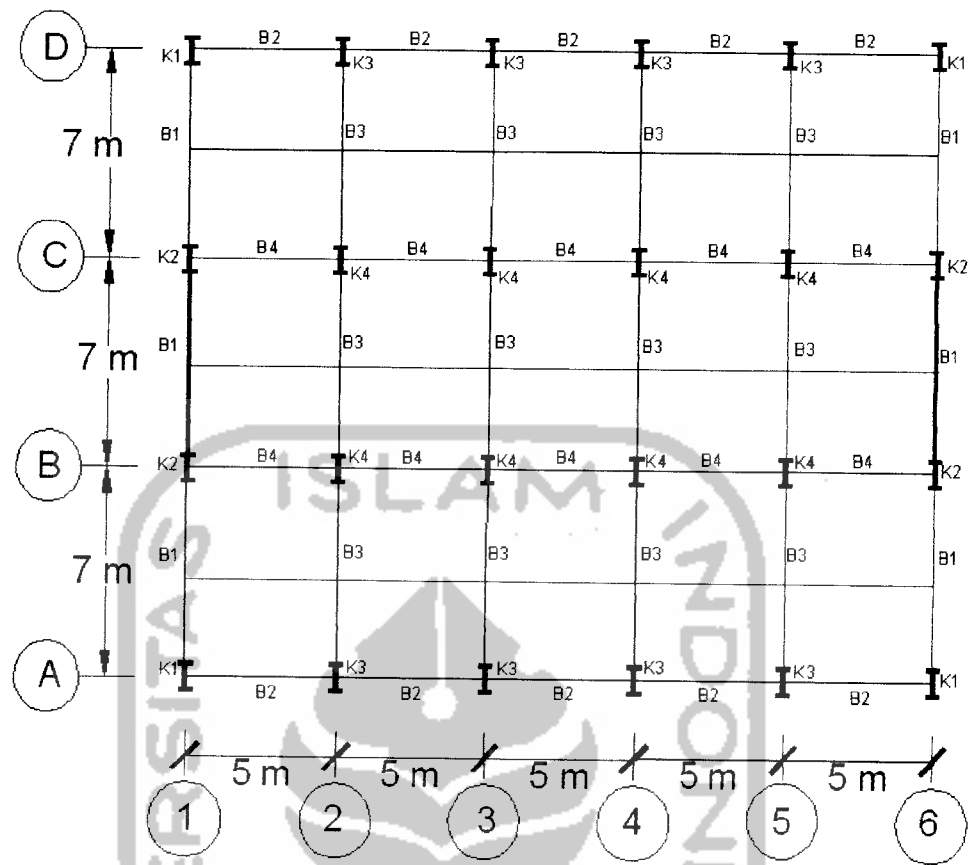


Gambar 5.6 Potongan portal 1 (portal tepi) struktur USF



Gambar 5.7 Potongan portal 2 (portal tengah) struktur USF

Rencana penempatan elemen struktur pada struktur portal baja BSF dan USF, disajikan secara lengkap pada tabel 5.1 sampai dengan 5.4. Tabel tersebut didasarkan pada penempatan elemen struktur yang denahnya dapat dilihat pada gambar 5.8.



Gambar 5.8 Denah balok dan kolom struktur BSF dan USF

Tabel 5.1 Profil Rencana Balok Struktur BSF

Lantai	Balok				
	B1	B2	B3	B4	B. anak
14	W16X26	W12X26	W18X35	W12X26	W12X26
13	W18X35	W12X26	W21X44	W12X35	W12X30
12	W18X35	W12X26	W21X44	W12X35	W12X30
11	W18X35	W12X26	W21X44	W12X35	W12X30
10	W18X40	W12X26	W21X48	W12X35	W12X30
9	W18X40	W12X26	W21X48	W12X35	W12X30
8	W18X40	W12X26	W21X48	W12X35	W12X30
7	W18X40	W12X26	W21X48	W12X35	W12X30
6	W18X40	W12X26	W21X48	W12X35	W12X30
5	W18X46	W12X26	W21X50	W12X35	W12X30
4	W18X46	W12X26	W21X50	W12X35	W12X30
3	W18X46	W12X26	W21X50	W12X35	W12X30
2	W18X46	W12X26	W21X50	W12X35	W12X30
1	W18X46	W12X26	W21X50	W12X35	W12X30

Tabel 5.2 Profil Rencana Bresing dan Kolom Struktur BSF

Lantai	Brace	Kolom			
		K1	K2	K3	K4
14	W12X50	W14X82	W14X109	W14X82	W14X109
13	W12X65	W14X90	W14X120	W14X90	W14X159
12	W12X65	W14X90	W14X120	W14X90	W14X159
11	W12X65	W14X90	W14X132	W14X90	W14X159
10	W12X79	W14X132	W14X193	W14X145	W14X211
9	W12X79	W14X132	W14X193	W14X145	W14X211
8	W12X79	W14X132	W14X193	W14X145	W14X211
7	W12X79	W14X132	W14X193	W14X145	W14X211
6	W12X79	W14X132	W14X193	W14X145	W14X211
5	W12X96	W14X159	W14X211	W14X193	W14X233
4	W12X96	W14X159	W14X211	W14X193	W14X233
3	W12X96	W14X159	W14X211	W14X193	W14X233
2	W12X96	W14X159	W14X211	W14X193	W14X233
1	W12X96	W14X159	W14X211	W14X193	W14X233

Tabel 5.3 Profil Rencana Balok Struktur USF

Lantai	Balok				
	B1	B2	B3	B4	B. Anak
14	W16X26	W12X26	W18X35	W12X26	W12X26
13	W21X44	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
12	W21X44	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
11	W21X44	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
10	W21X68	W12X26	W24X68	W12X30	W12X30
9	W21X68	W12X26	W24X68	W12X30	W12X30
8	W21X68	W12X26	W24X68	W12X30	W12X30
7	W21X68	W12X26	W24X68	W12X30	W12X30
6	W21X68	W12X26	W24X68	W12X30	W12X30
5	W21X73	W12X26	W24X76	W12X30	W12X30
4	W21X73	W12X26	W24X76	W12X30	W12X30
3	W21X73	W12X26	W24X76	W12X30	W12X30
2	W21X73	W12X26	W24X76	W12X30	W12X30
1	W21X73	W12X26	W24X76	W12X30	W12X30

Tabel 5.4 Profil Rencana Kolom Struktur USF

Lantai	Kolom			
	K1	K2	K3	K4
14	W14X82	W14X99	W14X132	W14X145
13	W14X132	W14X176	W14X176	W14X233
12	W14X132	W14X176	W14X176	W14X233
11	W14X132	W14X176	W14X176	W14X233
10	W14X233	W14X283	W14X233	W14X311

lanjutan Tabel 5.4 Profil Rencana Kolom Struktur USF

9	W14X233	W14X283	W14X233	W14X311
8	W14X233	W14X283	W14X233	W14X311
7	W14X233	W14X283	W14X233	W14X311
6	W14X233	W14X283	W14X233	W14X311
5	W14X370	W14X398	W14X370	W14X398
4	W14X370	W14X398	W14X370	W14X398
3	W14X370	W14X398	W14X370	W14X398
2	W14X370	W14X398	W14X370	W14X398
1	W14X370	W14X398	W14X370	W14X398

5.2.2 Pembebanan Lantai dan Berat Total Struktur

1. Pembebanan atap

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

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

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

$$\text{Lapis kedap air} = 0,02 \cdot 2400 = 48 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Ducting AC} = 1 \cdot 15 = 15 \text{ Kg/m}^2$$

$$321 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{b. Beban hidup} = 100 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Berat pasir} = 0,05 \cdot 1800 = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesie} = 0,02 \cdot 2400 = 48 \text{ Kg/m}^2$$

Berat tegel	= 0,01 . 2400	= 24 Kg/m ²
Berat plafond	= 1 . 18	= 18 Kg/m ²
Ducting AC	= 1 . 15	= 15 Kg/m ²
		<hr/>
		483 Kg/m ²
b. Beban hidup	= 250	= 250 Kg/m ²
c. Beban tembok	= 0,15 . 3,3 . 1700	= 841,2 Kg/m ²

Kontrol tebal pelat rencana

$$h_{\min} = \frac{0,8 + \frac{f_y}{1500}}{36 + 9, \beta} \cdot (l_n) = \frac{0,8 + \frac{300}{1500}}{36 + 9, (5000/3500)} (3500) = 71,64 \text{ mm.}$$

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

Perhitungan berat total struktur *Braced Steel Frame (BSF)*

1. Berat atap (lantai 14)

Berat pelat atap	= 21 . 25 . 321	= 168525 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 38,81	= 1630,07 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38,66	= 1932,98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 52,05	= 4372,32 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 38,66	= 1932,98 Kg
Berat balok anak	= 5 . 15 . 38,66	= 2899,47 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 121,28	= 1819,27 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 161,71	= 2425,70 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 121,28	= 3638,55 Kg
Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 161,71	= 4851,40 Kg

Berat bresing	= 4 . 7,94 . 73,78	= 2343,31 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 100	= 15750 Kg +
		Total = 212121,03 Kg

2. Berat lantai 13,12 dan 11

Berat pelat lantai	= 21 . 25 . 483	= 253575 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 52,05	= 2186,16 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38,66	= 1932,98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 65,70	= 5518,46 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 52,05	= 2602,57 Kg
Berat balok anak	= 5 . 15 . 44,42	= 3331,55 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 133,92	= 2008,8 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 178,39	= 2675,85 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 133,92	= 4017,56 Kg
Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 236,00	= 7080,01 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 96,53	= 3065,56 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 226 . 1700	= 190179 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 250	= 39375 Kg +
		Total = 517548,48 Kg

3. Berat lantai 10,9,8,7 dan 6

Berat pelat lantai	= 21 . 25 . 483	= 253575 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 59,63	= 2504,53 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38,66	= 1932,98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 71,25	= 5985,41 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 52,05	= 2602,57 Kg

Berat balok anak	= 5 . 15 . 44,42	= 3331,55 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 196,08	= 2941,16 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 287,04	= 4305,61 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 215,79	= 6473,58 Kg
Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 313,32	= 9399,58 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 117,24	= 3723,61 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 226 . 1700	= 190179 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 250	= 39375 Kg +
		Total = 526329,59 Kg

4. Berat lantai 5,4,3,2 dan 1

Berat pelat lantai	= 21 . 25 . 483	= 253575 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 68,22	= 2865,36 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38,66	= 1932,98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 74,29	= 6240,11 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 52,05	= 2602,57 Kg
Berat balok anak	= 5 . 15 . 44,42	= 3331,55 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 236	= 3540,00 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 313,32	= 4699,79 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 287,04	= 8611,23 Kg
Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 346,17	= 10385,02 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 142,51	= 4526,11 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 226 . 1700	= 190179 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 250	= 9375 Kg +
		Total = 531863,72 Kg

Perhitungan berat total struktur *Unbraced Steel Frame (USF)*

1. Berat atap (lantai 14)

Berat pelat atap	= 21 . 25 . 321	= 168525 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 38.81	= 1630.07 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38,66	= 1932.98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 52,05	= 4372.32 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 38,66	= 1932.98 Kg
Berat balok anak	= 5 . 15 . 38,66	= 2899.47 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 121,28	= 1819.27 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 147.06	= 2205.87 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 196.08	= 5882.32 Kg
Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 215.79	= 6473.58 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 100	= 15750,00 Kg +
	Total	= 213423.86 Kg

2. Berat lantai 13,12 dan 11

Berat pelat lantai	= 21 . 25 . 483	= 253575 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 65.70	= 2759.23 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38.66	= 1932.98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 82.37	= 6919.31 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 44.42	= 2221.03 Kg
Berat balok anak	= 5 . 15 . 44.42	= 3331.55 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 196.08	= 2941.16 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 261.77	= 3926.60 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 261.77	= 7853.20 Kg

Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 346.17	= 10385.02 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 226 . 1700	= 190179.00 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 250	= 39375.00 Kg +
Total		= 525399.07 Kg

3. Berat lantai 10,9,8,7 dan 6

Berat pelat lantai	= 21 . 25 . 483	= 253575 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 101.07	= 4244.97 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38.66	= 1932.98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 101.58	= 8532.40 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 44.42	= 2221.03 Kg
Berat balok anak	= 5 . 15 . 44.42	= 3331.55 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 346.17	= 5192.51 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 420.96	= 6314.40 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 346.17	= 10385.02 Kg
Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 461.89	= 13856.80 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 226 . 1700	= 190179.00 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 250	= 39375.00 Kg +
Total		= 539140.65 Kg

4. Berat lantai 5,4,3,2 dan 1

Berat pelat lantai	= 21 . 25 . 483	= 253575 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 108.65	= 4563.35 Kg
Berat balok B2	= 5 . 10 . 38.66	= 1932.98 Kg
Berat balok B3	= 7 . 12 . 113.20	= 9508.73 Kg
Berat balok B4	= 5 . 10 . 44.42	= 2221.03 Kg

Berat balok anak	= 5 . 15 . 44.42	= 3331.55 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 550.84	= 8262.54 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 591.26	= 8868.96 Kg
Berat kolom K3	= 8 . 3,75 . 550.84	= 16525.07 Kg
Berat kolom K4	= 8 . 3,75 . 591.26	= 17737.92 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 226 . 1700	= 190179.00 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 25 . 250	= 39375.00 Kg +
Total		= 556081.12 Kg

Tabel 5.5 Berat Tiap Lantai dan Berat Total Struktur Portal Baja

Lantai	Wi (Kg)	
	<i>Braced Steel Frame</i>	<i>Unbraced Steel Frame</i>
14 (atap)	212121.034	213423.86
13	517548.480	525399.07
12	517548.480	525399.07
11	517813.791	525399.07
10	526329.591	539140.65
9	526329.591	539140.65
8	526329.591	539140.65
7	526329.591	539140.65
6	526329.591	539140.65
5	531863.716	556081.12
4	531863.716	556081.12
3	531863.716	556081.12
2	531863.716	556081.12
1	531863.716	556081.12
W total	7055998.317	7265729.94

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

1. Waktu getar struktur (T)

- Struktur *unbraced steel frame* berdasarkan persamaan (3.3-2a)

$$T = 0,085.H^{3,4} = 0,085. 52,5^{3,4} = 1,658 \text{ detik}$$

b. Struktur *braced steel frame*

- Berdasarkan code Prancis menurut persamaan (3.3-2b)

$$T = 0,08. \frac{H}{\sqrt{I_x}}. \sqrt{\frac{H}{I_x + H}} = 0,08. \frac{52,5}{\sqrt{21}}. \sqrt{\frac{52,5}{21 + 52,5}} = 0,775 \text{ detik.}$$

- Berdasarkan code Israel menurut persamaan (3.3-2c)

$$T = 0,049. H^{3,4} = 0,049. 52,5^{3,4} = 0,956 \text{ detik.}$$

- Berdasarkan code Puerto Rico menurut persamaan (3.3-2d)

$$T = \frac{Hn}{20.\sqrt{D}} = \frac{172,24}{20.\sqrt{68,9}} = 1,038 \text{ detik}$$

- Berdasarkan code Spanyol menurut persamaan (3.3-2e)

$$T = 0,85. \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L}{H}}} \cdot 0,1. \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,85. \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{21}{52,5}}} \cdot 0,1. \frac{52,5}{\sqrt{21}} = 0,823 \text{ detik}$$

Dipakai T empiris berdasarkan code Puerto Rico, $T = 1,038$ detik.

2. Koefisien gempa dasar

Struktur berada di wilayah gempa 6 (BSF dan USF) dan di atas tanah keras.

a. Struktur *unbraced steel frame*

$T = 1,658$ detik, maka C untuk tanah keras adalah : $0,42/T$

$$C = 0,42/1,658 = 0,253 \text{ (menurut Gambar 3.4)}$$

b. Struktur *braced steel frame*

$T = 1,038$ detik, maka C tanah keras adalah : $0,42/T$

$$C = 0,42/1,038 = 0,405 \text{ (menurut Gambar 3.4)}$$

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 bresing biasa) untuk struktur BSF.

4. Gaya geser dasar horizontal akibat gempa

$$V = \frac{C_v I}{R} W_t \text{ menurut persamaan (3.3-1)}$$

$$V = \frac{0,405 \cdot 1}{6,5} \cdot 7055998,317 = 439422.432 \text{ Kg (braced steel frame)}$$

$$V = \frac{0,253 \cdot 1}{8,5} \cdot 7265729,90 = 216556.49 \text{ Kg (unbraced steel frame)}$$

5. Distribusi gaya geser dasar akibat gempa

Karena rasio $H/B = 52,5/21 = 2,50 < 3$ maka gaya geser dasar horizontal di sepanjang tinggi gedung didistribusikan dengan persamaan berikut.

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

persamaan (3.3-3a)

Tabel 5.6 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF

Lantai	h_i (m)	w_i (Kg)	$h_i \cdot w_i$	$F_{x,y}$ (Kg)
14	52.5	212121.03	11136354.29	25771.453
13	48.75	517548.48	25230488.41	58387.722
12	45	517548.48	23289681.61	53896.359
11	41.25	517813.79	21359818.88	49430.322
10	37.5	526329.59	19737359.64	45675.670
9	33.75	526329.59	17763623.68	41108.103
8	30	526329.59	15789887.72	36540.536
7	26.25	526329.59	13816151.75	31972.969

Lanjutan Tabel 5.6 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF

6	22.5	526329.59	11842415.79	27405.402
5	18.75	531863.72	9972444.67	23077.965
4	15	531863.72	7977955.74	18462.372
3	11.25	531863.72	5983466.80	13846.779
2	7.5	531863.72	3988977.87	9231.186
1	3.75	531863.72	1994488.93	4615.593
			189883115.8	439422.432

Tabel 5.7 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur USF

Lantai	hi (m)	wi (Kg)	hi.wi	Fx,y (Kg)
14	52.5	213423.86	11204752.44	12489.234
13	48.75	525399.07	25613204.78	28549.431
12	45	525399.07	23642958.26	26353.321
11	41.25	525399.07	21672711.74	24157.211
10	37.5	539140.65	20217774.50	22535.484
9	33.75	539140.65	18195997.05	20281.935
8	30	539140.65	16174219.60	18028.387
7	26.25	539140.65	14152442.15	15774.838
6	22.5	539140.65	12130664.70	13521.290
5	18.75	556081.12	10426521.00	11621.788
4	15	556081.12	8341216.80	9297.431
3	11.25	556081.12	6255912.60	6973.073
2	7.5	556081.12	4170608.40	4648.715
1	3.75	556081.12	2085304.20	2324.358
			194284288	216556.495

6. Kontrol waktu getar struktur dengan persamaan Rayleigh

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}}$$
 persamaan (3.3-2f)

Tabel 5.8 Evaluasi Periode Getar (T Rayleigh) Struktur BSF

Tingkat	Fi Kg	Simpangan Tingkat cm	Total Simpangan (δ) cm	Wi Kg	Wi. δ_i^2 kg.cm ²	Fi. δ_i Kg.cm
14	25771.45	0.02	3.34	212121.03	2365335.35	86058.43
13	58387.72	0.07	3.32	517548.48	5698290.75	193739.56
12	53896.36	0.11	3.25	517548.48	5463684.19	175116.35
11	49430.32	0.15	3.14	517813.79	5092122.58	155008.69

Lanjutan Tabel 5.8 Evaluasi Periode Getar (T Rayleigh) Struktur BSF

10	45675.67	0.19	2.98	526329.59	4680712.35	136210.95
9	41108.10	0.22	2.79	526329.59	4099652.91	114728.70
8	36540.54	0.25	2.57	526329.59	3465422.18	93761.40
7	31972.97	0.28	2.31	526329.59	2811076.84	73890.81
6	27405.40	0.30	2.03	526329.59	2168740.13	55630.25
5	23077.96	0.32	1.73	531863.72	1584985.88	39839.15
4	18462.37	0.34	1.40	531863.72	1048032.05	25916.40
3	13846.78	0.35	1.07	531863.72	604449.41	14761.43
2	9231.19	0.36	0.72	531863.72	273435.12	6618.88
1	4615.59	0.36	0.36	531863.72	69082.50	1663.46
				Σ	39425022.24	1172944.47

Tabel 5.9 Evaluasi Periode Getar (T Rayleigh) Struktur USF

Tingkat	Fy Kg	Simpangan Tingkat cm	Total Simpangan (δ) cm	Wi Kg	Wi. δ i ² kg.cm ²	Fi. δ i kg.cm
14	12489.23	0.02	1.07	213423.86	242998.54	13326.50
13	28549.43	0.04	1.05	525399.07	576587.20	29907.86
12	26353.32	0.06	1.01	525399.07	534700.12	26585.56
11	24157.21	0.09	0.95	525399.07	469341.24	22832.13
10	22535.48	0.07	0.86	539140.65	397508.40	19350.36
9	20281.94	0.08	0.79	539140.65	335397.17	15996.98
8	18028.39	0.09	0.71	539140.65	269006.57	12734.66
7	15774.84	0.10	0.61	539140.65	202560.93	9669.23
6	13521.29	0.11	0.51	539140.65	140158.10	6894.08
5	11621.79	0.07	0.40	556081.12	88305.16	4631.24
4	9297.43	0.08	0.32	556081.12	58432.71	3013.85
3	6973.07	0.08	0.25	556081.12	33719.70	1717.11
2	4648.72	0.08	0.17	556081.12	15259.75	770.08
1	2324.36	0.08	0.08	556081.12	3856.22	193.56
				Σ	3367831.81	167623.19

Braced steel frame:

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{3367831,81}{981.167623,19}} = 1,17 \text{ detik}, \frac{T}{T_R} = 1,12 ; 0,8 \leq 1,12 \leq 1,2 \text{ Ok!}$$

Sehingga tidak perlu dicari koefisien gempa dasar baru (C), dan tidak perlu dihitung ulang.

Unbraced steel frame:

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{3367831,81}{981.167623,19}} = 0,90 \text{ detik}, \frac{T}{T_R} = 0,544 \leq 0,8 \text{ Cek!}$$

Karena nilai $T/T_R \leq 0,8$ maka gaya gempa baru perlu dicari berdasarkan nilai C baru dengan menggunakan T_R . Nilai C baru untuk struktur *unbraced steel frame* menurut Gambar 3.4 untuk kondisi tanah keras, $C = 0,42/T$, sehingga nilai C sebesar $0,42/0,90 = 0,466$

Selanjutnya, perhitungan untuk struktur *unbraced steel frame* diulang dari menghitung gaya geser horizontal total.

$$V = \frac{C_i \cdot I}{R} \cdot W_i = \frac{0,466 \cdot 1}{8,5} \cdot 7265729,90 = 398194.65 \text{ Kg (USF)}$$

Tabel 5.10 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur USF

Lantai	hi (m)	wi (Kg)	hi.wi	Fx,y (Kg)
14	52.5	213423.86	11204752.44	22964.659
13	48.75	525399.07	25613204.78	52495.450
12	45	525399.07	23642958.26	48457.339
11	41.25	525399.07	21672711.74	44419.227
10	37.5	539140.65	20217774.50	41437.266
9	33.75	539140.65	18195997.05	37293.539
8	30	539140.65	16174219.60	33149.813
7	26.25	539140.65	14152442.15	29006.086
6	22.5	539140.65	12130664.70	24862.360
5	18.75	556081.12	10426521.00	21369.638
4	15	556081.12	8341216.80	17095.710
3	11.25	556081.12	6255912.60	12821.783
2	7.5	556081.12	4170608.40	8547.855
1	3.75	556081.12	2085304.20	4273.928
			194284288.2	398194.654

Hasil kontrol T releigh Struktur *unbraced steel frame* iterasi ke dua sebagai berikut :

Tabel 5.11 Evaluasi Periode Getar (T Rayleigh) Struktur USF Iterasi ke-2

Tingkat	Fy Kg	Simpangan Tingkat cm	Total Simpangan (δ) cm	Wi Kg	Wi. δ i ² kg.cm ²	Fi. δ i kg.cm
14	22964.66	0.04	1.96	213423.86	821584.23	45057.24
13	52495.45	0.07	1.93	525399.07	1949455.94	101119.22
12	48457.34	0.12	1.85	525399.07	1807834.63	89886.46
11	44419.23	0.16	1.74	525399.07	1586854.61	77196.02
10	41437.27	0.13	1.58	539140.65	1343985.98	65424.05
9	37293.54	0.15	1.45	539140.65	1133986.34	54086.20
8	33149.81	0.17	1.30	539140.65	909518.01	43056.20
7	29006.09	0.19	1.13	539140.65	684863.64	32691.90
6	24862.36	0.20	0.94	539140.65	473878.07	23309.05
5	21369.64	0.14	0.73	556081.12	298561.98	15658.33
4	17095.71	0.14	0.60	556081.12	197562.47	10189.91
3	12821.78	0.15	0.45	556081.12	114007.17	5805.58
2	8547.86	0.15	0.30	556081.12	51593.61	2603.67
1	4273.93	0.15	0.15	556081.12	13037.97	654.43
				Σ	11386724.64	566738.25

Sehingga control T Reylegh

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{11386724,64}{981.566738,25}} = 0,90 \text{ detik}, \frac{T}{T_R} = 1,00, 0,8 \leq 1,00 \leq 1,2 \text{ Ok!}$$

5.2.4 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 memasukan nilai beban plat atap dan lantai dengan terlebih dahulu memperkenalkan plat (*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

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

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

2. Pembebanan plat lantai

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

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

3. Berat Sendiri Balok

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

4. Berat tembok pasangan bata ½ batu

$$\text{Berat tembok} = 0,15 \times 3,3 \times 1700 = 841,5 \text{ Kg/m}^2$$

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

Perhitungan lengkap dapat dilihat pada lampiran A-1 dan A-2

5.3 Perencanaan Balok Induk

5.3.1 Perencanaan Lentur Nominal Balok Induk

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

$$\phi Mn \geq Mu \quad \text{persamaan (3.6-2)}$$

Contoh perhitungan kuat lentur nominal balok portal

Contoh perhitungan diambil struktur *braced steel frame* (BSF) 14 Lantai tipe A pada balok B3 Lantai 5, portal A-B as 2 (Lihat denah balok dan kolom gambar 5.8). Momen rencana balok ($M_{u,b}$) dari hasil analisis dan dihitung berdasarkan kombinasi pembebanan menurut persamaan (3.5-1b) dan (3.5-1e) maksimum dari:

$$M_{u,b} = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_{u,b} = 1,2M_D + 0,5M_L \pm M_E$$

Didapat $M_{u,b} = 1943,730$ K-in. (Lihat lampiran B-4)

Bentang balok as ke as (L) 7 m = 275,591 in, bentang bersih (L_n) 6,535 m = 257,283 in, dan pada pertengahan balok terdapat tambahan lateral balok anak.

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

$A = 14,7 \text{ in}^2$	$I_x = 984 \text{ in}^4$	$I_y = 24,9 \text{ in}^4$
$d = 20,8 \text{ in}$	$S_x = 94,615 \text{ in}^3$	$S_y = 7,626 \text{ in}^3$
$t_w = 0,38 \text{ in}$	$Z_x = 110 \text{ in}^3$	$Z_y = 12,2 \text{ in}^3$
$b_f = 6,53 \text{ in}$	$E_s = 29000 \text{ Ksi}$	$f_u = 59 \text{ Ksi}$
$t_f = 0,535 \text{ in}$	$f_y = 36 \text{ Ksi}$	$f_r = 10 \text{ Ksi}$
$r_x = 8,182 \text{ in}$	$G = 11154 \text{ Ksi}$	$C_w = 2430,6 \text{ in}^6$
$r_y = 1,302 \text{ in}$	$J = 1,14 \text{ in}^4$	

Di dalam tahap perencanaan lentur balok ini terlebih dahulu profil dicek kekompakkan dengan mengontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) penampang berdasarkan persamaan (3.6-1a) dan (3.6-1b), $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Pada sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{6,53}{2 \cdot 0,535} = 6,103 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,667$$

$$\text{Pada badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{20,8}{0,38} = 54,737 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,667$$

Karena memenuhi persyaratan maka profil **W21X50** termasuk profil kompak dan dapat dipakai untuk disain di daerah rawan gempa.

Kuat lentur nominal berdasarkan stabilitas tekuk lokal, $M_{n,l}$

Karena harus menggunakan profil sangat kompak, maka $M_{n,l} = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 110,36 \\ &= 3960 \text{ K-in} \end{aligned} \quad \text{persamaan (3.6-3)}$$

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{f_y}} = 300 \cdot 1,302 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 65,075 \text{ in} \quad \text{persamaan (3.6-6)}$$

$$f_i = f_y - f_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad \text{persamaan (3.6-8)}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{94,615} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11154 \cdot 1,14 \cdot 14,7}{2}} \\ &= 1731,3 \text{ Ksi} \end{aligned} \quad \text{persamaan (3.6-9)}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{2430,6}{24,9} \left(\frac{94,615}{11154 \cdot 1,14} \right)^2 \quad \text{persamaan (3.6-10)}$$

$$= 0,0214 \text{ Ksi}$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{f_l} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_l^2}} = \frac{1,302 \cdot 1731,3}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,02 \cdot 26^2}} \text{ pers.(3.6-7)}$$

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

$$L_b = \frac{1}{2} L = \frac{1}{2} \cdot 7 = 3,5 \text{ m} = 137,80 \text{ in}$$

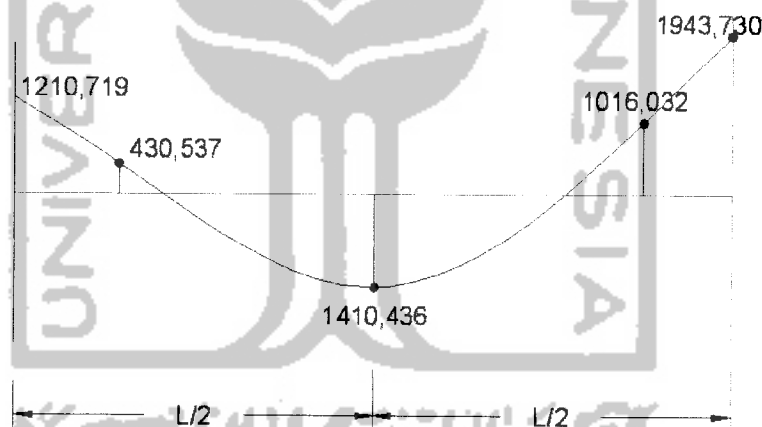
Karena $L_p \leq L_b \leq L_r$ ($65,075 \leq 137,80 \leq 192,55$), maka termasuk bentang menengah (kasus 2).

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk puntir lateral, $\Phi M_{n,tpl}$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \quad \text{persamaan (3.6-11)}$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 1943,730}{2,5 \cdot 1943,730 + 3 \cdot 430,537 + 4 \cdot 1410,436 + 3 \cdot 1016,032} = 1,637 \leq 2,3$$

Jadi C_b pakai adalah sebesar 1,637



Gambar 5.9 Diagram Momen Lentur Balok

$$\begin{aligned} M_r &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\ &= 94,615 \cdot (36 - 10) \\ &= 2460 \text{ K-in} \end{aligned} \quad \text{persamaan (3.6-5)}$$

$$M_{n,tpl} = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{persamaan (3.6-4)}$$

$$= 1,637 \left[3960 - (3960 - 2460) \frac{(137,80 - 65,075)}{(192,55 - 65,075)} \right]$$

$$= 5082,212 \text{ K-in} \geq M_p = 3960 \text{ K-in}$$

Karena $M_{n,tpl} \geq M_p$, maka

$$\Phi M_{n,tpl} = 0,9 \cdot 3960 = 3564 \text{ K-in}$$

Kontrol rasio tegangan yang terjadi

$$\frac{M_{u,b}}{\Phi M_n} = \frac{1943,73}{3564} = 0,55 < 1,0 \quad \text{pers. (3.6-14)}$$

Perhitungan kuat lentur balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-3 (USF) dan B-4 (BSF).

5.3.2 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:

$$V_u = V_p = 1,2V_D + 0,5V_L + \frac{2\beta M_p}{l} \quad \text{pers. (3.6-18a)}$$

$$V_u = 1,2V_D + 0,5V_L + \mu V_E \quad \text{pers. (3.6-18b)}$$

Contoh perhitungan gaya geser balok

Contoh perhitungan gaya geser balok ini diambil struktur *braced steel frame* (BSF) 14 Lantai type A, pada balok B3 Lantai 5, portal A-B as 2 (Lihat denah balok dan kolom gambar 5.8), dengan $L' = 5,22 \text{ m} = 205,51 \text{ in}$. Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok B3 lantai 5 adalah

$$V_D = 21,714 \text{ Kips}$$

$$V_L = 7,055 \text{ Kips}$$

$$V_{E,ki} = 4,164 \text{ Kips}$$

Adapun besarnya momen balok pada sendi plastis (M_{pb})

$$\begin{aligned} M_{pb} &= \beta \cdot M_p = 1,1 \cdot Z_x \cdot F_y && \text{pers. (3.6-15b)} \\ &= 1,1 \cdot 110 \cdot 36 = 4356 \text{ K-in} \end{aligned}$$

$$V_u = V_p = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \frac{2 \cdot \beta \cdot M_p}{L} \quad \text{pers. (3.6-18a)}$$

$$= 1,2 \cdot 21,714 + 0,5 \cdot 7,055 + \frac{2 \cdot 4356}{205,51} = 71,976 \text{ Kips}$$

$$V_u = 1,2 V_D + 0,5 V_L + \mu V_E \quad \text{pers. (3.6-18b)}$$

$$= 1,2 \cdot 21,714 + 0,5 \cdot 7,055 + 4 \cdot 4,164 = 46,240 \text{ Kips}$$

Jadi, gaya geser rencana balok, $V_{u,b} = 46,240 \text{ Kips}$

Perhitungan gaya geser rencana balok ($V_{u,b}$) selengkapnya disajikan dalam tabel pada lampiran B-5 (USF) dan B-6 (BSF).

5.3.3 Gaya Geser Nominal Balok

Contoh hitungan Gaya geser balok:

Contoh perhitungan diambil pada struktur *braced steel frame* (BSF) 14 Lantai type A, pada balok B3 Lantai 5, portal A-B as 2 (Lihat denah balok dan kolom gambar 5.8). Diketahui gaya geser yang bekerja adalah, $V_{u,b} = 33,748 \text{ Kips}$. (Lihat lampiran B-8).

Menentukan besarnya gaya geser nominal balok (V_n) dengan mengontrol rasio tinggi terhadap tebal profil (h/t_w) sesuai dengan persamaan (3.6-19a).

$$\begin{aligned} h &= 0,95 \cdot d \\ &= 0,95 \cdot 20,8 = 19,76 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19,76}{0,38} = 52 < \frac{418}{\sqrt{36 \text{ (ksi)}}} = 69,67$$

$$\begin{aligned} A_w &= d \cdot t_w \\ &= 20,8 \cdot 0,38 = 7,904 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,6 \cdot 36 \cdot 7,904 \\ &= 170,73 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\Phi V_n = 0,90 \cdot 170,73 = 153,65 \text{ Kips.}$$

Rasio tegangan yang terjadi,

$$\frac{V_{u,b}}{\Phi V_n} = \frac{33,748}{153,65} = 0,220 < 1,0 \text{ (ok!)}$$

Perhitungan kuat geser nominal balok portal disajikan dalam tabel pada lampiran B-7 (USF) dan B-8 (BSF).

5.3.4 Kontrol Lendutan Balok

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

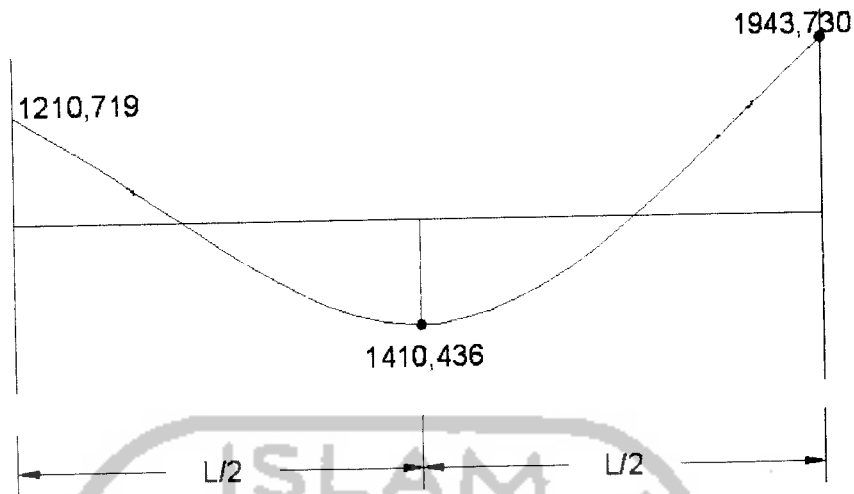
Contoh perhitungan diambil struktur *braced steel frame* (BSF) 14 Lantai tipe A pada balok B3 Lantai 5, portal A-B as 2 (Lihat denah balok dan kolom gambar 5.8). Perhitungan lendutan menggunakan momen hasil analisis yang bekerja pada balok akibat beban grafitasi adalah sebagai berikut :

$$M_a = 1210,719 \text{ kips-in}$$

$$M_s = 1410,436 \text{ kips-in}$$

$$M_b = 1943,730 \text{ kips-in (lihat lampiran B-2)}$$

M_a , M_b , M_s dapat dilihat pada gambar dibawah ini,



Gambar 5.10 Diagram Momen Lentur Balok

Lendutan ijin maksimum yang boleh terjadi pada balok sebesar :

Untuk balok yang mendukung beban lantai,

$$\frac{L}{360} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}}, \quad \text{pers. (3.6-20a)}$$

$$\frac{275,59}{360} = 0,765 \text{ in}$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dihitung dengan rumus persamaan (3.6-20c),

$$\Delta_{\text{pertengahan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad \text{pers. (3.6-20c)}$$

$$= \frac{5 \cdot 275,59^2}{48 \cdot 29000 \cdot 984} [1410,436 - 0,1(1210,719 + 1943,730)]$$

$$= 0,478 \text{ in} < 0,765 \text{ in} \rightarrow \text{OK!}$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran B-11 (BSF) dan Lampiran B-12 (USF).

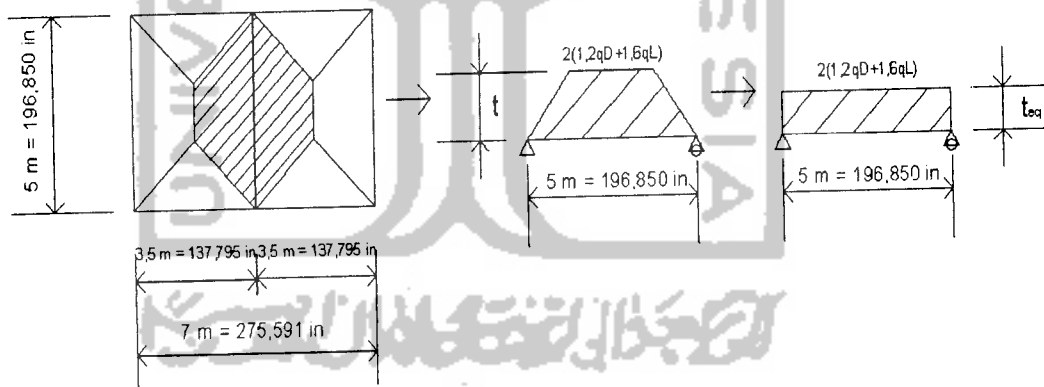
5.4 Perencanaan Balok Anak

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

5.4.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

Diambil perhitungan balok anak lantai 1-13 struktur *braced steel frame (BSF)* tipe A, dengan panjang bentang balok (L) = 5 m = 196,850 in. Dukungan pada balok anak merupakan dukungan sendi-roll (*simple beam*), sehingga momen rencana baloknya dapat dihitung yaitu $M_{u,b} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2$ (K-in).

Beban merata ekuivalen yang bekerja pada balok anak berdasarkan pembebanan tributari area dari pelat lantai dapat dilihat pada gambar 5.11



Gambar 5.11 Pembebanan pada balok anak

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

$$\text{Beban mati } (q_D) = 483 \text{ Kg/m}^2 = 7,01 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Beban hidup } (q_L) = 250 \text{ Kg/m}^2 = 3,36 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\begin{aligned}
 q &= 1,2.q_D + 1,6.q_L && \text{pers. (3.7-1)} \\
 &= 1,2.7,01.10^{-1} + 1,6.3,36.10^{-1} \\
 &= 1,378.10^{-3} \text{ K/in}
 \end{aligned}$$

$$t_q = t = \frac{4.t^3}{3.L_y^2} \quad \text{pers. (3.7-2)}$$

dimana $t = 0,5.L_x = 0,5.137,795 = 68,898 \text{ in}$

$$t_{eq} = 68,898 \cdot \frac{4.68,898^3}{137,795^2} = 57,644 \text{ in}$$

$$\begin{aligned}
 q_{total} &= 2q \cdot t_{eq} + q_s, (q_s = \text{berat sendiri profil } 12 \times 30 = 2,985.10^{-2} \text{ K/in}) \\
 &= 2.1,38.10^{-3} \cdot 57,644 + 2,985.10^{-2} && \text{pers. (3.7-3)} \\
 &= 0.1889 \text{ Kips/in}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jadi, } M_{u,b} = \frac{1}{8} \cdot 0,1889 \cdot (196,850)^2 = 915,212 \text{ K-in} \quad \text{pers. (3.7-4)}$$

Balok anak pada plat lantai didisain menggunakan profil baja W12X30 dengan data properties sebagai berikut :

$A_s = 8,79 \text{ in}^2$	$I_x = 238 \text{ in}^4$	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
$d = 12,30 \text{ in}$	$I_y = 20,3 \text{ in}^4$	
$t_w = 0,26 \text{ in}$	$S_x = 38,699 \text{ in}^3$	
$b_f = 6,52 \text{ in}$	$S_y = 6,227 \text{ in}^3$	
$t_f = 0,44 \text{ in}$	$Z_x = 43,10 \text{ in}^3$	
$r_x = 5,204 \text{ in}$	$Z_y = 9,56 \text{ in}^3$	
$r_y = 1,520 \text{ in}$	$f_c' = 25 \text{ Mpa} = 4 \text{ ksi}$	

Data slab beton:

$$\text{Tebal slab, } t_s = 12 \text{ cm} = 5 \text{ in}$$

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{f_c' (\text{ksi})} = 1750 \cdot \sqrt{4} = 3500 \text{ ksi}$$

$$\text{Rasio modulus elastisitas, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3500} = 8,285 \quad \text{pers. (3.7-5)}$$

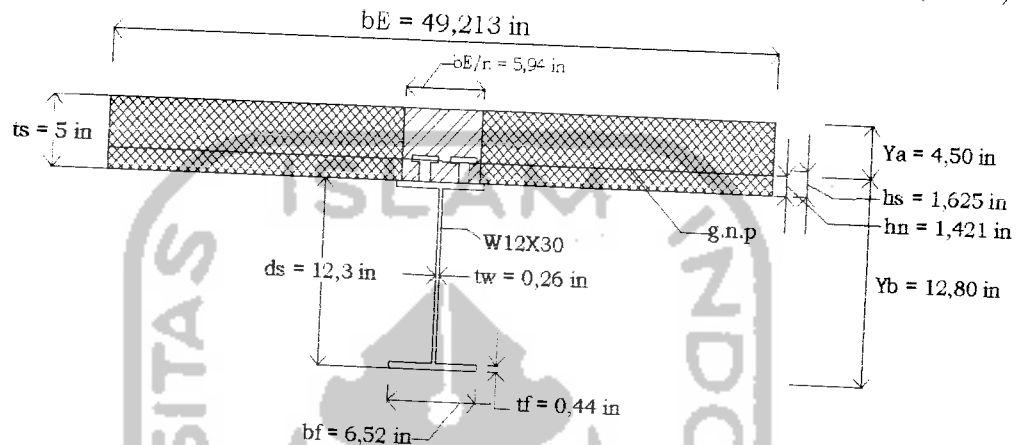
Balok anak bentang 5 m = 196,850 in

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

$$b_E \leq \frac{1}{4}L = \frac{1}{4} \cdot 196,85 = 49,213 \text{ in (menentukan)} \quad \text{pers. (3.7-6a)}$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f = 86,49 \text{ in} \quad \text{pers. (3.7-6b)}$$

$$b_E \leq b_o = 137,795 \text{ in} \quad \text{pers. (3.7-6c)}$$



Gambar 5.12 Penampang komposit balok anak

$$\text{Lebar beton ekuivalen (b')} = \frac{b_E}{n} = \frac{49,213}{8,285} = 5,94 \text{ in} \quad \text{pers. (3.7-7)}$$

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (b' \times 5 \text{ in}) + A_s = (5,94 \times 5) + 8,79 = 38,49 \text{ in}^2 \quad \text{pers. (3.7-8)}$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{((b' \times t_s) \times \frac{1}{2} t_s) - (A_s \times ((\frac{1}{2} ds) - t_s))}{(b' \times t_s) + A_s} \quad \text{pers. (3.7-9a)}$$

$$= \frac{((5,94 \times 5) \times \frac{1}{2} \cdot 5) + (8,79 \times ((\frac{1}{2} \cdot 12,30) + 5))}{(5,94 \times 5) + 8,79}$$

$$= 4,50 \text{ in}$$

$$Y_b = ds + t_s - Y_a = 12,30 + 5 - 4,50 = 12,80 \text{ in} \quad \text{pers. (3.7-9b)}$$

Momen inersia penampang komposit

$$\begin{aligned}
 I_{\text{kom}} &= I_{X_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{X_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2 && \text{pers. (3.7-10)} \\
 &= 238 + 8,79 \cdot (12,80 - 0,5 \cdot 12,30)^2 + (1/12) \cdot 5,94 \cdot (12,80 - 12,30)^3 \\
 &\quad + 5,94 \cdot 4,50 \cdot (0,5 \cdot (12,80 - 12,30))^2 + (1/12) \cdot 5,94 \cdot 4,50^3 \\
 &\quad + 5,94 \cdot 4,50 \cdot (0,5 \cdot 4,50)^2 \\
 &= 573,256 \text{ in}^4
 \end{aligned}$$

5.4.2 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil baja (h/t_w) menurut persamaan (3.7-11).

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{0,95 \cdot 12,30}{0,26} = 44,942 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y (\text{Ksi})}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,667$$

Balok anak lantai bentang 5 m = 196,85 in

Gaya desak beton, $C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a$ pers. (3.7-12)

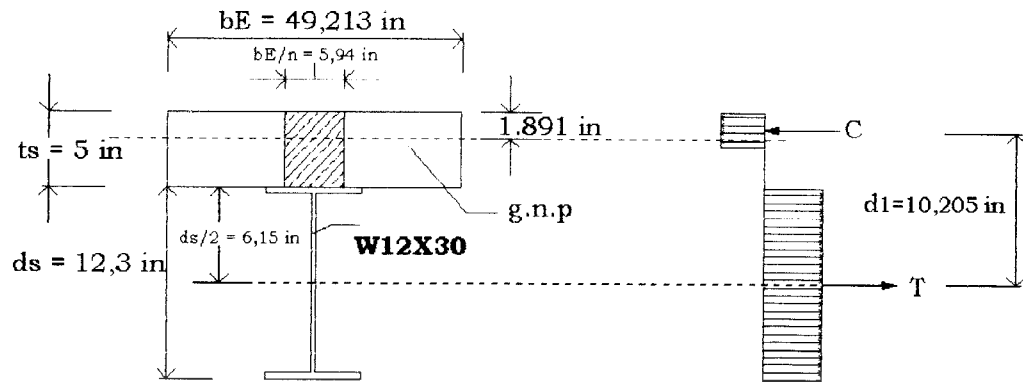
Gaya tarik penampang baja, $T = A_s \cdot f_y$ pers. (3.7-13)

Kesetimbangan gaya dalam $C = T$

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

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{8,79 \cdot 36}{0,85 \cdot 4 \cdot 49,213} = 1,891 \text{ in} < t_s = 5 \text{ in} \quad \text{pers. (3.7-14)}$$



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

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \quad \text{pers. (3.7-15)}$$

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

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

$$M_n = (8,79 \times 36)(12,30/2 + 5 - 1,891/2) = 3227,69 \text{ K-in}$$

Kontrol kapasitas balok anak :

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad \text{pers. (3.7-17)}$$

$$\phi_b M_n = 0,85 \times 3227,69 = 2743,53 \text{ K-in} > M_u = 915,212 \text{ K-in (ok!)}$$

Sehingga profil **W12X30** diatas dapat dipakai. Kemudian, dengan cara yang sama didapatkan hasil desain untuk balok anak pada atap menggunakan profil **W12X26**.

5.4.3 Kontrol Terhadap Lendutan Balok Anak

Lendutan yang terjadi pada balok komposit : dengan data beban mati (q_D)
 $= 483 \text{ Kg/m}^2 = 7,01 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$, beban hidup (q_L) $= 250 \text{ Kg/m}^2 = 3,36 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$
 dan $q_s = 2,985 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \frac{5}{384} \frac{q_{\text{total}} \cdot L^4}{E_s \cdot I_{\text{komp}}} && \text{pers. (3.7-18)} \\ &= \frac{5}{384} \frac{0,1889 \cdot 196,85^4}{29000 \cdot 573,256} = 0,222 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,547 \text{ in}\end{aligned}$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$q_{\text{Dtot}} = 2q_{\text{D}} + q_{\text{s}} = 2 \cdot (7,01 \cdot 10^{-4} \cdot 57,644) + 2,985 \cdot 10^{-2} = 0,1107 \text{ K/in} \quad \text{pers.(3.7-19)}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{baja}} &= \frac{5}{384} \frac{q_{\text{Dtot}} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} && \text{pers.(3.7-20)} \\ &= \frac{5}{384} \frac{0,1107 \cdot 196,85^4}{29000 \cdot 204} = 0,366 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{komp}} &= \frac{5}{384} \frac{q_L \cdot L^4}{E_s \cdot I_{\text{komp}}} && \text{pers.(3.7-21)} \\ &= \frac{5}{384} \frac{(2,3,63 \cdot 10^{-4} \cdot 57,644) \cdot 196,85^4}{29000 \cdot 573,256} = 0,0246 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \Delta_{\text{baja}} + \Delta_{\text{komp}} && \text{pers. (3.7-22)} \\ &= 0,366 + 0,0249 = 0,3906 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,547 \text{ in}\end{aligned}$$

5.4.4 Perencanaan Konektor Geser

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

Gaya geser horizontal (V_n), dapat dihitung berdasarkan persamaan (3.7-23a) dan (3.7-23b) yang merupakan nilai terkecil dari :

$$0,85 \cdot f_c' \cdot A_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot E \cdot t_s = 0,85 \cdot 4,49 \cdot 213,5 = 836,621 \text{ Kips}$$

$$A_s \cdot f_y = 8,79 \cdot 36 = 316,44 \text{ Kips (menentukan)}$$

Digunakan penghubung geser jenis paku dengan diameter 5/8 in dengan $F_u^b = 60$

$$\text{Ksi } (A_{sc} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = 0,307 \text{ in}^2)$$

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

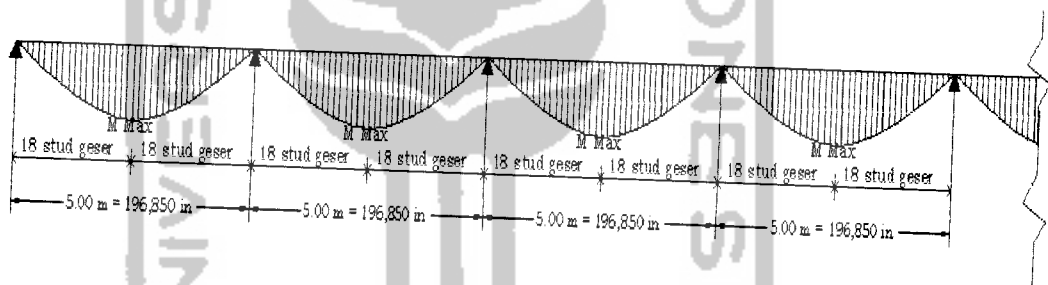
$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad \text{pers.(3.7-24)}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot 0,307 \cdot \sqrt{4 \cdot 3500} = 18,141 \text{ Kips} < 0,307 \cdot 60 = 18,4 \text{ Kips}$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan, sesuai dengan persamaan (3.7-25) :

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{316,44}{18,141} = 17,443 \approx 18 \text{ stud geser per setengah bentang balok.}$$

Penempatan stud geser:



Gambar 5.14 Rencana penempatan stud geser

5.5 Perencanaan Kolom

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

Perencanaan kolom didasarkan pada prinsip desain *strong column and weak beam* (SCWB). Momen rencana kolom ($M_{u,k}$) harus dihitung berdasarkan terjadinya lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut dengan dikalikan faktor pembesaran (β) sebesar 1,1. (Bruneau, 1998).

Besarnya momen rencana kolom ($M_{u,k}$) diambil nilai minimum yang sesuai dengan persamaan (3.8-1a) dan (3.8-1b) :

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

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

Contoh perhitungan:

Contoh perhitungan momen rencana kolom ($M_{u,k}$) pada struktur *braced steel frame* (BSF) 14 lantai tipe A lantai 1, portal A-B As 1 kolom tengah (K2) (lihat denah balok dan kolom gambar 5.8). Di sebelah kiri dan kanan kolom terdapat balok induk dengan profil **W18X46** (lihat gambar 5.4 potongan portal 1 BSF). Perhitungan selanjutnya yaitu menentukan besarnya koefisien distribusi momen kolom, α_k : momen kolom akibat beban gempa statik yang dihasilkan dari analisis struktur (lihat lampiran C-1) adalah :

$$ME_{k,a} = 15,408 \text{ Kips}$$

$$ME_{k,b} = 4,673 \text{ Kips}$$

$$\alpha_{k,a} = \frac{ME_{k,a}}{ME_{k,a} + ME_{k,b}} = \frac{15,408}{15,408 + 4,673} = 0,77 \quad \text{pers.(3.8-2)}$$

$$\alpha_{k,b} = \frac{ME_{k,b}}{ME_{k,a} + ME_{k,b}} = \frac{4,673}{15,408 + 4,673} = 0,23$$

Hasil selengkapnya mengenai hitungan α_k dapat dilihat pada lampiran C-1 (BSF) dan C-2 (USF).

Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

Diketahui Z_x profile 18X46 = 90,7 in³

$$M_{pb,ki} = M_{pb,ka} = 1,1 f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 36 \cdot 90,7 = 3591,72 \text{ K-in.} \quad \text{pers.(3.8-3)}$$

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

Diketahui :

$$\begin{aligned} h &= 147,64 \text{ in} & L &= 275,59 \text{ in} \\ h_n &= 138,59 \text{ in} & L' &= 205,51 \text{ in} \end{aligned}$$

Momen kolom yang dihasilkan dari analisis struktur adalah :

$$M_{D,k \times a} = 11,803 \text{ Kips-in}$$

$$M_{L,k \times a} = 2,517 \text{ Kips-in}$$

$$M_{E,k \times a} = 1337,260 \text{ Kips-in}$$

Nilai DMF usulan hasil dari *Reseach Grand* untuk lantai 1 struktur *braced steel frame (BSF)* 14 lantai tipe A adalah 1,42. Selengkapnya dapat dilihat pada lampiran D-1 (USF) dan D-2 (BSF) DMF *Reseach Grand*.

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7(DMF) \cdot \alpha_k \cdot \left(\frac{L_{ki}}{L'_{ki}} M_{pb,ki} + \frac{L_{ka}}{L'_{ka}} M_{pb,ka} \right) \quad \text{pers.(3.8-1a)}$$

$$M_{u,k,a} = \frac{138,54}{147,64} \cdot 0,7 \cdot (1,42) \cdot 0,77 \cdot \left(\frac{275,59}{205,51} \cdot 2.3591,72 \right) = 6882,016 \text{ K-in}$$

$$M_{u,k} = 1,2 M_{D,k} + 0,5 M_{L,k} + \mu M_{E,k} \quad \text{pers.(3.8-1b)}$$

$$M_{u,k,a,\max} = 1,2 \cdot 11,803 + 0,5 \cdot 2,517 + 4 \cdot 1337,260 = 5364,464 \text{ K-in}$$

Dengan demikian, momen rencana kolom ($M_{u,k}$) atas arah x pada join lantai 1 portal tepi kolom tengah (K2) struktur *braced steel frame (BSF)* 14 lantai tipe A adalah sebesar 5364,464 K-in.

Hasil selengkapnya mengenai hitungan $M_{u,k}$ struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C-3 dan untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-4

5.5.2 Gaya Aksial Rencana Kolom ($P_{u,k}$)

Contoh perhitungan:

Contoh perhitungan struktur *braced steel frame* (BSF) 14 lantai tipe A pada portal A-B As 1, kolom tengah K2 (lihat denah balok kolom gambar 5.8) pada lantai 14. Kolom diapit tiga balok yang saling tegak lurus, yaitu dua balok arah x dengan profil **W16X26** dan satu balok arah y dengan profil **W12X26** (lihat gambar 5.4 potongan portal 1 BSF) dengan :

$$Z_x, W16X26 = 44,2 \text{ in}^3$$

$$Z_x, W12X26 = 37,2 \text{ in}^3$$

Menentukan besarnya Momen kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok sesuai persamaan (3.8-3) :

$$M_{pb,ki}(W16X26) = M_{pb,ka} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 36 \cdot 44,2 = 1750,32 \text{ K-in.}$$

$$M_{pb,ki}(W12X26) = M_{pb,ka} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 36 \cdot 37,2 = 1473,12 \text{ K-in}$$

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

Diketahui hasil analisis struktur pada kolom lantai 14 portal tengah kolom tengah (K2) adalah

$$P_{D,k} = 20,94 \text{ Kips}$$

$$P_{L,k} = 3,94 \text{ Kips}$$

$$P_{E,k} = 42,83 \text{ Kips}$$

$$P_{u,k} = 0,7 \cdot R_v \cdot \left(\frac{M_{pb,ki}}{I'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{I'_{ka}} \right) + 1,05 \cdot N_{g,k} \quad \text{pers. (3.8-9a)}$$

R_v : faktor reduksi untuk $4 < n < 20$ (n = jumlah lantai) maka :

$$R_v = 1,1 - 0,025 \cdot n = 1,1 - 0,025 \cdot 14 = 0,75$$

$$P_{u,k} = 0,7 \cdot 0,75 \cdot \left(\left(\frac{2.1750,32}{205,51} - \frac{2.1750,32}{205,51} \right) + \left(\frac{2.1473,12}{180,24} \right) \right) + 1,05 \cdot (20,94 + 3,94)$$

$$= 34,708 \text{ Kips}$$

Dan tidak lebih besar dari:

$$P_{u,k,max} = 1,2 \cdot P_{D,k} + 0,5 \cdot P_{L,k} + \phi P_E \quad \text{pers. (3.8-9b)}$$

$$P_{u,k,max} = 1,2 \cdot 20,94 + 0,5 \cdot 3,94 + 4.42,83 = 69,928 \text{ Kips}$$

Jadi gaya aksial rencana kolom ($P_{u,k}$) terpakai adalah sebesar 34,708 Kips

Hasil selengkapnya untuk $P_{u,k}$ struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C-5 dan untuk $P_{u,k}$ struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-6

5.5.3 Gaya Geser Rencana Kolom

Contoh perhitungan:

Contoh perhitungan struktur *braced steel frame (BSF)* 14 lantai tipe A pada kolom tepi K1 (lihat denah balok kolom gambar 5.8) pada lantai 14.

Gaya geser rencana kolom ($V_{u,k}$) dihitung dengan persamaan:

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k} \text{ bawah} + M_{u,k} \text{ atas}}{h'_k} \quad \text{pers. (3.8-11a)}$$

Diketahui : $M_{u,k}$ hasil disain (lihat lampiran C-3) : 1699,477 K-in

$$V_{u,k} = \frac{2.1699,477}{130,84} = 25,978 \text{ Kips}$$

dan $V_{u,k} = 1,2 \cdot V_{D,k} + 0,5 \cdot V_{L,k} + \phi V_{E,k} \quad \text{pers. (3.8-11b)}$

Dari hasil analisis struktur diketahui :

$$V_{D,k} = 7,348 \text{ Kips}$$

$$V_{L,k} = 1,848 \text{ Kips}$$

$$V_{E,k} = 13,596 \text{ Kips}$$

$$V_{u,k} = 1,2.7,348 + 0,5.1,848 + 4.13,596 = 67,341 \text{ Kips}$$

Gaya geser rencana kolom pakai, $V_{u,k} = 25,978 \text{ Kips}$.

Hasil selengkapnya untuk hitungan $V_{u,k}$ struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C-7 dan untuk $V_{u,k}$ struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-8.

5.5.4 Perencanaan Kolom Terhadap Momen Lentur dan Gaya Aksial Rencana

Contoh perhitungan:

Contoh perhitungan struktur *braced steel frame (BSF)* 14 lantai tipe A pada kolom tengah K2 (lihat denah balok dan kolom gambar 5.8) lantai 5.

Diketahui $M_{u,k}$ hasil disain (lihat lampiran C-3) sebagai berikut :

$$M_{u,k-x} = 5618,31 \text{ K-in}$$

$$M_{u,k-y} = 962,78 \text{ K-in}$$

dan $P_{u,k}$ hasil disain (lihat lampiran C-5) sebagai berikut :

$$P_{u,k} = 660,232 \text{ Kips}$$

Tinggi kolom bruto, $L_b = 3,75 \text{ m} = 147,64 \text{ in}$

Profil yang digunakan adalah **W14X211** dengan data sebagai berikut:

A	$= 62 \text{ in}^2$	I_x	$= 2660 \text{ in}^4$	f_y	$= 36 \text{ Ksi}$
d	$= 15,7 \text{ in}$	I_y	$= 1030 \text{ in}^4$	f_r	$= 10 \text{ Ksi}$
t_w	$= 0,98 \text{ in}$	S_x	$= 338,854 \text{ in}^3$		
b_f	$= 15,8 \text{ in}$	S_y	$= 130,380 \text{ in}^3$		
t_f	$= 1,56 \text{ in}$	Z_x	$= 390 \text{ in}^3$		

$$\begin{aligned} r_x &= 6,550 \text{ in} & Z_y &= 198 \text{ in}^3 \\ r_y &= 4,076 \text{ in} & E_s &= 29000 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

Cek kompak penampang menurut persamaan 3.6-1a dan 3.6-1b, $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{bf}{2tf} = \frac{15,8}{2.1,56} = 5,064 < \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{15,7}{0,98} = 16,02 < \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67$$

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk lokal, ΦM_n

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y = \frac{300}{\sqrt{36}} \cdot 4,076 = 203,8 \text{ in} \quad \text{pers.(3.6-6)}$$

Karena $L_b \leq L_p$ maka termasuk bentang pendek/ kasus 1 menurut persamaan (3.6-3), maka :

$$\Phi M_n = \Phi M_p \quad \text{pers.(3.6-3)}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_{n-x} &= 0,9 \cdot Z_x \cdot F_y \\ &= 0,9 \cdot 390 \cdot 36 \\ &= 12636 \text{ K-in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_{n-y} &= 0,9 \cdot Z_y \cdot F_y \\ &= 0,9 \cdot 198 \cdot 36 \\ &= 6415,20 \text{ K-in} \end{aligned}$$

Menentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) join kolom, sesuai dengan persamaan (3.8-5)

$$G_{A,x} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{2400}{147,638} + \frac{2660}{147,638} \right)}{\left(\frac{612}{275,591} + \frac{712}{275,591} \right)} = 6,63$$

$$G_{B,x} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{2660}{147,638} + \frac{2660}{147,638} \right)}{\left(\frac{712}{275,591} + \frac{712}{275,591} \right)} = 6,97$$

Dari nomogram untuk portal tak-bergoyang diperoleh $k_{c,x} = 0.935$

$$G_{A,y} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{931}{147,638} + \frac{1030}{147,638} \right)}{\left(\frac{285}{196,591} \right)} = 9,17$$

$$G_{B,y} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{1030}{147,638} + \frac{1030}{147,638} \right)}{\left(\frac{285}{196,591} \right)} = 9,64$$

Dari nomogram untuk portal tak-bergoyang diperoleh $k_{c,y} = 0.960$

Sehingga k pakai = 0.960

Langkah selanjutnya menentukan nilai parameter kelangsingan kolom (λ_c), dan tegangan kritis profil (F_{cr}), yang dihitung dengan persamaan (3.8-6) dan (3.8-7a).

$$\lambda_c = \lambda_y = \frac{k_y \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0.960 \cdot 147,638}{\pi \cdot 4,076} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,390$$

karena $\lambda_c < 1,5$ maka:

$$F_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left(0,658^{0,390^2} \right) 36 = 33,778 \text{ Ksi}$$

Kemudian menentukan besarnya kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.8-8).

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 62 \cdot 33,778 = 1780,079 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.8-8)}$$

$$\Phi P_n = 1780,079 > P_{u,k} = 660,232 \text{ Kips (ok!)}$$

Kontrol rasio beban aksial, dihitung dengan persamaan (3.8-10a) dan (3.8-10b) :

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{660,232}{1780,079} = 0,371 > 0,2 \text{ maka:}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{660,232}{1780,079} + \frac{8}{9} \left(\frac{5618,31}{12636} + \frac{962,78}{6415,2} \right) = 0,90 \leq 1,0 \quad (\text{ok!})$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C-9 dan untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-10

5.5.5 Perencanaan Kolom Terhadap Geser

Contoh perhitungan:

Contoh perhitungan struktur *braced steel frame (BSF)* 14 lantai tipe A pada kolom tengah K2 (lihat denah balok dan kolom gambar 5.8) lantai 5.

Diketahui gaya geser rencana sebesar, $V_{uk} = 83.081$ Kips (lihat lampiran C-7)

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal panel (h/t_w), menurut persamaan (3.6-19a)

$$\frac{db}{t_w} = \frac{15,7}{0,98} = 16,02 < \frac{418}{\sqrt{f_y}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67$$

Maka kuat geser nominal kolom V_n dihitung menurut persamaan (3.6-19a)

$$A_w = d.t_w = 15,7 \cdot 0,98 = 15,39 \text{ in}^2$$

$$\Phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 15,39 = 299,104 \text{ Kips}$$

Rasio tegangan geser yang terjadi

$$\frac{V_{u,k}}{\phi V_n} = \frac{83,081}{299,104} = 0,28 \leq 1,0$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C-11 dan untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-12.

5.5.6 Kontrol Strong Column Weak Beam

Contoh perhitungan:

Contoh perhitungan struktur *braced steel frame (BSF)* 14 lantai tipe A pada kolom tengah K3 (lihat denah balok dan kolom gambar 5.8) lantai 4, yaitu kolom 14X193 dengan :

$$\begin{aligned} A_g &= 56,8 \text{ in}^2 & Z_c &= 355 \text{ in}^3 & Z_b &= 110 \text{ in}^3 \\ d_c &= 15,5 \text{ in} & d_b &= 20,8 \text{ in} \end{aligned}$$

Diketahui :

$$P_{u,k} \text{ lantai 3} = 731,958 \text{ Kips}$$

$$P_{u,k} \text{ lantai 4} = 809,053 \text{ Kips (lihat lampiran C-5)}$$

$$V_{u,b} = 47,535 \text{ Kips (lihat lampiran B-6)}$$

Strong Column Weak Beam dapat dihitung dengan menurut persamaan berikut

$$\text{ini : } \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0 \quad \text{pers. (3.8-12)}$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (f_{yc} - P_{u,k}/A_g) \quad \text{pers. (3.8-13)}$$

$$= 355 \left(36 - \frac{731,958}{56,8} \right) + 355 \left(36 - \frac{809,053}{56,8} \right)$$

$$= 15928,686 \text{ K-in}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = \Sigma(1,1M_p + M_v) \quad \text{pers. (3.8-14)}$$

$$X_i = 0,5 d_c + 0,25 d_b + A, (A = 50 \text{ m} = 19,69 \text{ in})$$

$$= 0,5 \cdot 15,5 + 0,25 \cdot 20,8 + 19,69 = 32,64 \text{ in}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = \Sigma (1,1 \cdot Z_x \cdot f_{y_b} + V_{u_b} \cdot X_i)$$

$$= (1,1 \cdot 110 \cdot 36 + 47,535 \cdot 32,64)$$

$$= 5913,248 \text{ K-in}$$

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}} = \frac{15928,686}{5913,248} = 2,69 > 1,0 \quad (\text{ok!})$$

Perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C-13 dan untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-14.

5.6 Perencanaan Bracing

5.6.1 Perencanaan Bracing Terhadap Gaya Aksial Tekan

Contoh perhitungan:

Dalam perencanaan *bracing* ini diambil contoh perhitungan pada struktur *braced steel frame (BSF)* tipe A lantai 5, dengan gaya aksial tekan rencana :

$$P_{u,br} = 257,940 \text{ Kips dan } L_{br} = 7,94 \text{ m} = 312,65 \text{ in. digunakan profil}$$

W12X96 dengan data propertis sebagai berikut :

d	$= 12,70 \text{ in}$	I_x	$= 833 \text{ in}^4$	f_y	$= 36 \text{ Ksi}$
b_f	$= 12,20 \text{ in}$	I_y	$= 270 \text{ in}^4$	E_s	$= 29000 \text{ Ksi}$
t_w	$= 0,55 \text{ in}$	r_x	$= 5,435 \text{ in}$		
t_f	$= 0,90 \text{ in}$	r_y	$= 3,094 \text{ in}$		
A	$= 28,20 \text{ in}^2$	Z_x	$= 147 \text{ in}^3$		
W	$= 95,77 \text{ lb/ft}$	Z_y	$= 67,50 \text{ in}^3$		

Kontrol penampang kompak menurut persamaan (3.6-1a) dan (3.6-1b),
dimana disyaratkan $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{bf}{2tf} = \frac{12,20}{2.0,90} = 6,778 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,667 \quad (\text{oke})$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{12,70}{0,55} = 23,10 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \quad (\text{oke})$$

Karena memenuhi persyaratan maka profil **W12X96** termasuk profil kompak dan diharapkan tidak terjadinya *local buckling*.

Gaya aksial/tekan nominal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (3.8-8) seperti pada perhitungan kuat tekan kolom. Dukungan pada kedua ujung dianggap sendi-sendi, sehingga $k = 1$, tetapi sebelumnya kita harus menentukan besarnya nilai parameter kelangsingan (λ_c) dihitung dengan persamaan (3.8-6), karena struktur kolom memperhitungkan pengaruh tekuk, dimana tekuk ini sangat dipengaruhi oleh kelangsingan dari penampang profil itu sendiri.

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{(1) \cdot 312,638}{\pi \cdot 3,094} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,134 \quad \text{pers. (3.8-6)}$$

Diambil $\lambda_c = 1,134$; karena $\lambda_c < 1,5$ sehingga dapat dihitung besarnya tegangan kritis profil sesuai dengan persamaan (3.9-7a) sebagai berikut.

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y = (0,658^{1,134^2}) 36 = 21,024 \text{ Ksi} \quad \text{pers. (3.8-7a)}$$

Kemudian, menentukan besarnya kapasitas tekan penampang (ΦP_n)

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 28,20 \cdot 21,024 = 503,91 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.8-8)}$$

$$\Phi P_n = 503,910 > P_{u,br} = 257,940 \text{ Kips} \quad (\text{aman!!})$$

Rasio beban aksial:

$$\frac{P_{u,br}}{\phi P_n} = \frac{257,940}{503,91} = 0,540 < 1,0 \rightarrow (Ok!)$$

Hasil perhitungan selengkapnya mengenai desain *bracing* tekan dapat dilihat pada lampiran B-9

5.6.2 Perencanaan *Bracing* Terhadap Gaya Aksial Tarik

Contoh perhitungan:

Diketahui gaya aksial tarik ($P_{u,br}$) *bracing* pada lantai 5 struktur *braced steel frame (BSF)* tipe A, sebesar 187,389 Kips dengan $L_{br} = 7,941 \text{ m} = 312,638 \text{ in}$. Profil yang dipakai **W12X96**, data propertis profil sama dengan *bracing* tekan.

Menentukan besarnya kapasitas tarik penampang, dihitung dengan menggunakan persamaan (3.9-1) sampai dengan (3.9-4) dengan mengambil nilai minimum dari dua kondisi kerusakan berikut :

1. Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang (A_g)

$$\phi P_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot 28,20 \cdot 36 = 913,68 \text{ Kips} > P_{u,br} = 187,389 \text{ Kips}$$

2. Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

Digunakan baut diameter $\frac{3}{4} \text{ in}$ seperti pada gambar 5.23, maka

$$\begin{aligned} A_{nt} &= A_g - (n \cdot (db + \frac{1}{16}) \cdot t_w) - (n \cdot (db + \frac{1}{16}) \cdot t_f) \\ &= 25,6 - (2 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,515) - (4 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,81) \\ &= 22,1305 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 1 \cdot 22,1305 = 22,1305 \text{ in}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 22,1305 = 962,677 \text{ Kips} > P_{u,br}$$

Dari kedua nilai kuat dukung tersebut diambil yang terkecil, $\phi P_n = 913,68 \text{ Kips}$

Sehingga, $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{187,389}{913,68} = 0,21 < 1,0$ (ok!)

Hasil perhitungan selengkapnya mengenai desain *bracing* tarik dapat dilihat pada lampiran B-10

5.7 Pendetailan Khusus Pada Struktur

Pendetailan khusus pada struktur akan membahas contoh perhitungan desain sambungan dari beberapa joint yang berada pada struktur baja pada penelitian ini. Data yang digunakan untuk desain sambungan sebagai berikut :

1. Baut berkekuatan tinggi A325, tidak menggunakan ulir pada bidang gesernya dengan 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 Perencanaan Sambungan Balok dengan Kolom

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

Contoh perhitungan :

Contoh perhitungan diambil struktur *braced steel frame* (BSF) 14 Lantai tipe A pada lantai 9 antara balok induk **B1** (W18X40) dengan kolom **K1** (W14X132) (Lihat gambar potongan portal 1 (portal tepi) struktur BSF gambar 5.4). Dengan gaya geser balok induk B1 pada sendi plastis hasil analisis (lihat lampiran B-6) adalah sebagai berikut :

$$V_D = 15,544 \text{ Kips}$$

$$V_L = 3,720 \text{ Kips}$$

$$V_E = 4,338 \text{ Kips}$$

Data properties profil desain sambungan yang di pakai, sebagai berikut:

Balok **W18X40**

$$\begin{aligned} d &= 17,9 \text{ in} & b_f &= 6,02 \text{ in} & t_w &= 0,315 \text{ in} & t_f &= 0,525 \text{ in} \\ A_s &= 11,8 \text{ in}^2 & Z_x &= 78,4 \text{ in}^4 & Z_y &= 9,95 \text{ in}^4 & F_y &= 36 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Kolom **W14X132**

$$\begin{aligned} d &= 14,7 \text{ in} & b_f &= 14,7 \text{ in} & t_w &= 0,645 \text{ in} & t_f &= 1,03 \text{ in} \\ A_s &= 38,8 \text{ in}^2 & Z_x &= 234 \text{ in}^4 & Z_y &= 113 \text{ in}^4 & F_y &= 36 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Pendesainan dengan tahapan sebagai berikut :

a. **Perhitungan beban yang bekerja berdasarkan kapasitas plastis balok**

Momen kapasitas plastis balok

$$\begin{aligned} M_p &= 1,1 \cdot Z_x \cdot F_y && \text{pers. (3.6-15b)} \\ &= 1,1 \cdot 78,4 \cdot 36 = 3104,64 \text{ k-in.} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} V_p &= 1,2V_D + 0,5V_L + \frac{2 M_p}{L'} && \text{pers. (3.6-18a)} \\ &= 1,2 \cdot 15,544 + 0,5 \cdot 3,720 + \frac{2 \cdot 3104,64}{205,51} = 50,727 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 1,2V_D + 0,5 V_L + \mu V_E && \text{pers. (3.6-18b)} \\ &= 1,2 \cdot 15,544 + 0,5 \cdot 3,720 + 4,4 \cdot 3,338 = 37,685 \text{ kips} \end{aligned}$$

Momen pada muka kolom, M_f , (lihat gambar 3.7)

$$M_f = M_{pb} + V_p \cdot X_i \quad \text{pers. (3.6-16)}$$

dimana, $X_i = 0,5 d_c + 0,25 d_b + A$, ($A = 50 \text{ m} = 19,69 \text{ in}$)

$$= 0,5 \cdot 14,7 + 0,25 \cdot 17,9 + 19,69 = 31,515 \text{ in}$$

$$M_f = 3104,64 + 37,685 \cdot 31,515 = 4316,329 \text{ K-in}$$

b. Perencanaan sambungan *flange plate* ke sayap kolom

Dalam perencanaan sambungan *flange plate* ke sayap kolom dilakukan dengan tahapan :

- Menentukan gaya yang bekerja

Gaya tarik terfaktor, T_u .

$$T_u = \frac{M_r}{0,95d_b} = \frac{4316,329}{0,95 \cdot 17,9} = 253,827 \text{ Kips.} \quad \text{pers. (3.10 - 1)}$$

- Menentukan ukuran *flange plate* yang menahan tarik dan desak :

Dalam kondisi leleh tarik :

$$T_u \leq \phi \cdot F_y \cdot A_g \quad \text{pers. (3.10 - 3a)}$$

$$A_{g \text{ min}} = \frac{253,827}{0,9 \cdot 36} = 7,834 \text{ in}^2 \text{ (menentukan)}$$

Dalam kondisi fraktur :

$$T_u \leq \phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n \quad \text{pers. (3.10 - 3b)}$$

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

$U = 1$ (untuk pelat sambung/batang tarik pendek)

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

$$A_{g \text{ min}} = \frac{253,827}{0,75 \cdot 58 \cdot 1 \cdot 0,85} = 6,685 \text{ in}^2$$

Jika digunakan lebar *flange plate*, $b_{pl} = 6,02 \text{ in}$

$$\text{Maka tebal } \textit{flange plate}, t_{pl} = \frac{7,834}{6,02} = 1,3 \text{ in} \approx 1 \frac{3}{8} \text{ in}$$

- Menentukan jumlah baut yang diperlukan untuk mentransfer gaya tarik dan tekan pada bagian atas dan bawah balok :

Menggunakan baut A₃₂₅-X diameter $\frac{7}{8}$ in,

Kuat geser satu baut adalah :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad \text{pers. (3.10 - 4)}$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{7}{8}^2) = 32,455 \text{ Kips}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{T_u}{\phi R_n} \quad \text{pers. (3.10-5)}$$

$$= \frac{253,827}{32,47} = 7,82 \rightarrow \text{pakai } = 8 \text{ baut}$$

Kuat tumpu sayap balok

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_{fb} \quad \text{pers. (3.10 - 6)}$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot \frac{7}{8} \cdot 0,525 = 47,595 \text{ Kips} > 32,455 \text{ Kips}$$

- **Kontrol blok geser :**

Sayap balok lebih kritis dari plat, cek blok geser pada sayap balok :

$$L_{ev} = l_{eh} = (2 - 1,5) \cdot d_b, \text{ ambil } l_{ev} = 2 \cdot d_b = 2 \cdot \frac{7}{8} = 1,75 \text{ in dan } l_{eh} = l_{ev} = 1,75 \text{ in}$$

$$A_{vg} = 2 \cdot t_f \cdot (l_{eh} + 3 \cdot S) \quad \text{(Luas pelelehan geser)}$$

$$= 2 \cdot 0,525 \cdot (1,75 + 3 \cdot 3) = 16,538 \text{ in}^2$$

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

$$= 2 \cdot 0,525 \cdot (1,75 - 0,5 \cdot (\frac{7}{8} + \frac{1}{16})) = 1,450 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - 2 \cdot t_f \cdot (3,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad \text{(Luas fraktur geser)}$$

$$= 16,538 - 2 \cdot 0,525 \cdot (3,5 \cdot (\frac{7}{8} + \frac{1}{16})) = 13,092 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = 2 \cdot t_f \cdot l_{ev} \quad \text{(Luas leleh tarik)}$$

$$= 2 \cdot 0,525 \cdot 1,75 = 1,838 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad \text{pers. (3.10 - 7a)}$$

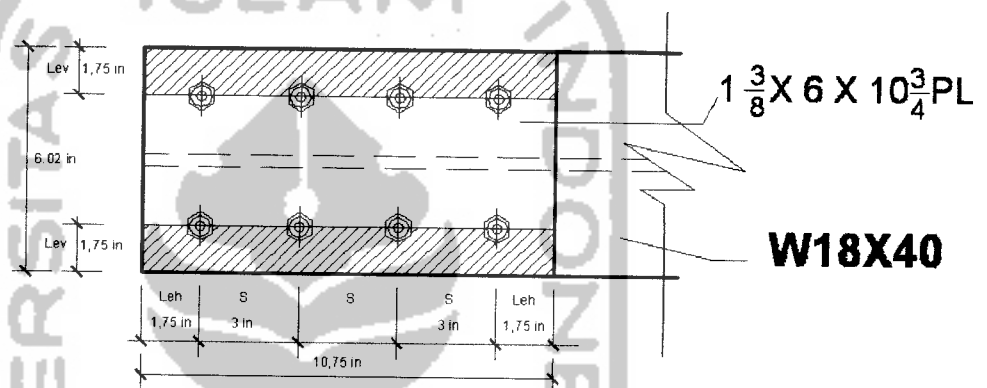
$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 16,538 + 58 \cdot 1,450 = 441,321 \text{ Kips}$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad \text{pers. (3.10 - 7b)}$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 13,092 + 36 \cdot 1,838 = 521,770 \text{ Kips (menentukan)}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\phi T_n = 0,75 \cdot 521,770 = 391,327 \text{ kips} > T_u = 253,827 \text{ kips (ok) pers. (3.10-8)}$$



Gambar 5.15 Pemasangan baut dengan luasan blok geser

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

Transfer gaya geser dari balok ke kolom, merupakan nilai terkecil dari :

$$V_f = \frac{2 \cdot M_f}{L_n} + V_g \quad \text{pers. (3.10 - 9a)}$$

$$= \frac{2 \cdot 4316,329}{242,890} = 1,2 \cdot 15,544 - 0,5 \cdot 3,720 = 56,054 \text{ kips.}$$

$$V_f = 1,2 V_d + 0,5 V_l + \mu V_e \left(\frac{L_n}{L'} \right) \quad \text{pers. (3.10-9b)}$$

$$= 1,2 \cdot 15,544 + 0,5 \cdot 3,720 + 4 \cdot 4,338 \left(\frac{242890}{20551} \right) = 41,021 \text{ kips}$$

Menggunakan baut dengan diameter $\frac{5}{8}$ in,

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad \text{pers. (3.10-14)}$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{5}{8}^2\right) = 16,559 \text{ kips}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_f}{\phi R_n} = \frac{41,021}{16,559} = 2,477 \rightarrow 3 \text{ buah.} \quad \text{pers. (3.10-10)}$$

Untuk menghindari gagal geser pada plat dipakai baut 4-buah,

Coba plat $\frac{1}{4} \times 11 \frac{1}{2}$, dimana plat ini harus kuat menahan :

Geser leleh pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \geq V_f \quad \text{pers. (3.10-11)}$$

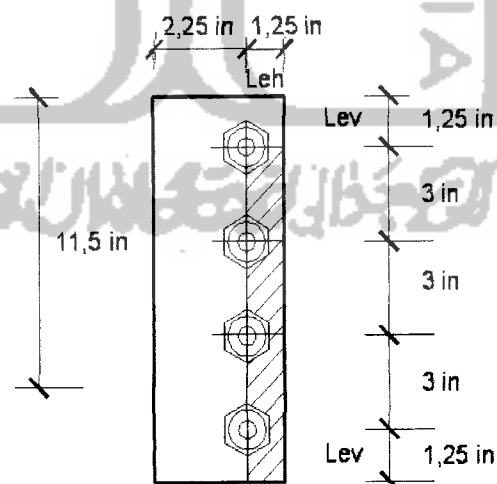
$$= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot 11 \frac{1}{2}\right) = 55,890 \text{ kips} > V_f = 41,021 \text{ kips (ok)}$$

Geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \geq V_f \quad \text{pers. (3.10-12)}$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \left[\frac{1}{4} \cdot (11,5 - 4 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16}))\right]$$

$$= 76,875 \text{ kips} > V_f = 41,021 \text{ kips (ok)}$$



Gambar 5.16 Gambar Penempatan Baut dan luasan blok geser

Cek blok geser dari plat :

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

$$\begin{aligned} A_{vg} &= t_{pl} \cdot (l_{ev} + 3 \cdot S) && \text{(Luas pelelehan geser)} \\ &= \frac{1}{4} \cdot (1,25 + 3 \cdot 3) = 2,563 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= t_{pl} \cdot (l_{ch} - 0,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) && \text{(Luas fraktur tarik)} \\ &= \frac{1}{4} \cdot (1,25 - 0,5 \cdot (\frac{3}{8} + \frac{1}{16})) = 0,227 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ns} &= A_{vg} - t_{pl} \cdot (3,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) && \text{(Luas fraktur geser)} \\ &= 2,563 - \frac{1}{4} \cdot (3,5 \cdot (\frac{3}{8} + \frac{1}{16})) = 1,961 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{tg} &= t_{pl} \cdot l_{ch} && \text{(Luas leleh tarik)} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 1,25 = 0,313 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$\begin{aligned} T_n &= 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} && \text{pers. (3.10 - 7a)} \\ &= 0,6 \cdot 36 \cdot 2,563 + 58 \cdot 0,227 = 68,527 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} && \text{pers. (3.10 - 7b)} \\ &= 0,6 \cdot 58 \cdot 1,961 + 36 \cdot 0,313 = 79,511 \text{ kips (menentukan)} \end{aligned}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\phi T_n = 0,75 \cdot 79,511 = 59,633 \text{ kips} > V_f = 41,021 \text{ kips (ok)} \quad \text{pers. (3.10-8)}$$

- Menentukan panjang las fillet pada plat geser

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

$$a_{\max} = t_{pl} - \frac{1}{16} = \frac{1}{4} - \frac{1}{16} = \frac{3}{16} \text{ in.}, \text{ pakai } a = \frac{3}{16} \text{ in}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,707 \cdot \frac{3}{16} = 0,146 \text{ in.}$$

Kekuatan las terhadap geser,

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_{EXX}) \cdot t_e && \text{pers. (3.10 - 13a)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,146 = 5,201 \text{ k/in. (menentukan)}\end{aligned}$$

Kekuatan las terhadap fraktur,

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} && \text{pers. (3.10 - 13b)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot 1/4 = 7,395 \text{ k/in.}\end{aligned}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_f}{\phi R_{nw}} = \frac{41,021}{5,201} = 8,738 \text{ in dipakai 9 in}$$

Pakai 4,5 in pada setiap sisinya

3.7.2 Perencanaan Daerah Panel Zone

a.) Perencanaan Pelat Pengaku (*stiffener*):

Untuk menghindari robeknya las antara sayap kolom akibat transfer momen lentur ke sayap kolom dan flange plate yang menimbulkan gaya aksial (P_{bf}) tarik atau tekan pada sayap kolom maka harus dipenuhi persamaan di bawah ini:

$$\phi R_n \geq P_{bf} \quad \text{pers. (3.10-15)}$$

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

$$\begin{aligned}P_{bf} = T_u &= 1,8 \cdot b_f \cdot t_{fb} \cdot F_{yb} && \text{pers. (3.10 -16)} \\ &= 1,8 \cdot 6,02 \cdot 0,525 \cdot 36 = 204,800 \text{ kips.}\end{aligned}$$

Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*):

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} && \text{pers. (3.10-17a)} \\ &= 0,9 \cdot 6,25 \cdot 1,03^2 \cdot 36 = 214,832 \text{ kips} > 204,800 \text{ kips (ok!)}\end{aligned}$$

Pelelehan badan lokal (*Local Web Yielding*):

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} && \text{pers. (3.10-17b)} \\ &= 1 \cdot (5 \cdot 1,74 + 0,63) \cdot 36 \cdot 0,645 = 216,64 \text{ kips} > 204,800 \text{ kips (ok!)}\end{aligned}$$

Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} && \text{pers. (3.10-17c)} \\ &= 0,75 \cdot 135 \cdot 0,645^2 \cdot \left[1 + 3 \left(\frac{0,63}{14,7} \right) \left(\frac{0,645}{1,03} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{36 \cdot 1,03}{0,645}} \\ &= 339,726 \text{ kips} > 204,800 \text{ kips (ok!)}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \cdot \sqrt{F_{yc}}}{d_c} && \text{pers. (3.10-17d)} \\ &= \frac{0,9 \cdot 4100 \cdot 0,645^3 \cdot \sqrt{36}}{(14,7 - 2 \cdot 1,74)} = 529,50 \text{ kips} > 204,800 \text{ kips (ok!)}\end{aligned}$$

Karena ϕR_n pelelehan badan lokal ($\phi R_n = 216,64$ kips), pelipatan pelat badan ($\phi R_n = 339,726$ kips), dan tekuk tekan dari pelat badan ($\phi R_n = 529,50$ kips) lebih besar dari P_{bf} kapasitas beban terfaktor ($P_{bf} = 204,800$ kips) maka tidak diperlukan pelat pengaku (*stiffener*) pada profil kolom.

b.) Menentukan gaya geser pada panel zone:

$$\begin{aligned}P_{uc} &= 341,670 \text{ kips (lihat tabel } P_{u,k} \text{ lampiran C-5)} \\ P_y &= F_y \cdot A && \text{pers. (3.10-22)} \\ &= 36 \cdot 38,8 = 1396,8 \text{ kips} \\ P_{uc} &= 341,670 < 0,75 \cdot P_y = 1047,16 \text{ kips}\end{aligned}$$

Gaya geser pada kolom :

$$V_c = \frac{M_p \left(\frac{L}{L_n} \right)}{h} \quad \text{pers. (3.10-19)}$$

$$= \frac{3104,64 \cdot (275,59 / 242,890)}{147,64} = 21,029 \text{ kips}$$

Gaya geser pada *panel zone* :

$$V_{up} = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} - V_c \quad \text{pers. (3.10-20)}$$

$$= \frac{3104,64}{0,95 \cdot 17,9} - 21,029 = 161,544 \text{ kips}$$

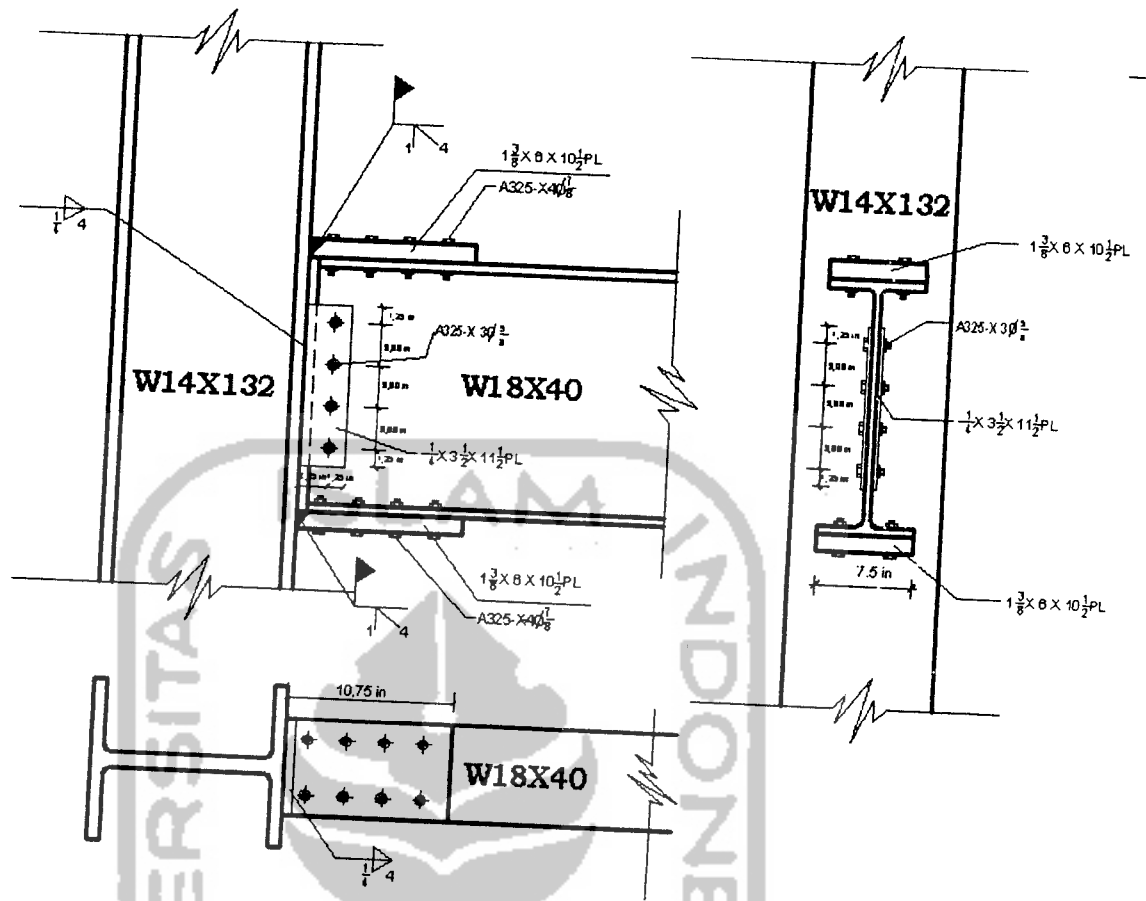
Kuat geser daerah *panel zone* :

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \quad \text{pers. (3.10-21a)}$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 14,7 \cdot 0,645 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 14,7 \cdot 1,03^2}{17,9 \cdot 14,7 \cdot 0,645} \right)$$

$$= 261,257 \text{ kips}$$

$$\Phi V_n = 0,9 \cdot 261,257 = 235,131 \text{ kips} > V_{up} = 161,544 \text{ kips} \text{ ok!}$$



Gambar 5.17 Detail Sambungan Balok ke Kolom

5.7.3 Perencanaan Sambungan Balok Anak dengan Balok

Contoh perhitungan :

Contoh perhitungan diambil struktur *braced steel frame* (BSF) 14 Lantai tipe A pada Lantai 9 antara balok anak (W12X30) dengan balok induk B1 (W18X40), yang mempunyai bentang bentang 5 m = 196,85 in, dengan data properties balok anak sebagai berikut : Balok W12X30.

$$\begin{aligned}
 d &= 12,3 \text{ in} & b_f &= 6,52 \text{ in} & t_w &= 0,26 \text{ in} & t_f &= 0,44 \text{ in} \\
 A_s &= 8,79 \text{ in}^2 & Z_x &= 43,1 \text{ in}^4 & Z_y &= 9,56 \text{ in}^4 & F_y &= 36 \text{ ksi} \\
 F_u &= 58 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

Diketahui : beban mati (q_D) = $7,01 \cdot 10^{-4}$ K/in², beban hidup (q_L) = $3,36 \cdot 10^{-4}$ K/in², t_{eq} = 57,644 in dan q_s = berat sendiri profil 12X30 = $2,985 \cdot 10^{-2}$ K/in

$$V_d = \frac{1}{2} q_D \cdot L = \frac{1}{2} (7,01 \cdot 10^{-4} \cdot 57,644 + 2,985 \cdot 10^{-2}) \cdot 196,85 = 6,932 \text{ kips}$$

$$V_l = \frac{1}{2} q_L \cdot L = \frac{1}{2} (3,36 \cdot 10^{-4} \cdot 57,644) \cdot 196,85 = 1,906 \text{ kips}$$

$$V_u = 1,2 V_d + 1,6 V_l \\ = 1,2 \cdot 6,932 + 1,6 \cdot 1,906 = 11,368 \text{ kips.}$$

a.) Perencanaan plat sambung

Dicoba menggunakan baut A325, $\varnothing \frac{1}{2}$ in, dengan $A_b = 0,196$ in².

Kuat geser satu baut adalah

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad \text{pers. (3.10-4)} \\ = 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot 0,307 = 10,598 \text{ kips}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{11,368}{10,598} = 1,1 \text{ baut} \quad \text{pers. (3.10-5)}$$

Untuk menghindari kegagalan fraktur geser sepanjang penampang, maka dicoba penggunaan 3 baut, dengan tebal plat sambung $\frac{1}{8}$ in, lebar plat 5 in. ($\frac{1}{8}$ X 5 PL).

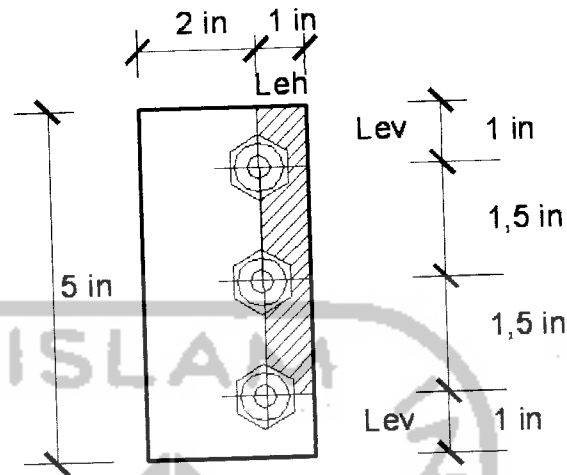
Kontrol leleh geser pada plat sambung :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g > V_u \quad \text{pers. (3.10-11)} \\ = 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (\frac{1}{8} \cdot 5) = 12,15 \text{ kips} > V_u = 11,368 \text{ kips (ok)}$$

Kontrol fraktur geser pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n > V_u \quad \text{pers. (3.10-12)} \\ = 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot [\frac{1}{8} \cdot (5 - (3 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{6})))] \\ = 12,810 \text{ kips} > V_u = 11,368 \text{ kips (ok)}$$

Cek blok geser pada penampang plat (tampang kritis).



Gambar 5.18 Penempatan Baut dengan luasan blok geser

Ambil $l_{ev} = (1,5 - 2) \cdot db = 2 \cdot \frac{1}{2} = 1$ in dan $l_{eh} = 1$ in

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

$$= \frac{1}{8} \cdot (1 + 2 \cdot 2) = 0,625 \text{ in}^2$$

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

$$= \frac{1}{8} \cdot (1 - (0,5(\frac{1}{2} + \frac{1}{16}))) = 0,089 \text{ in}^2$$

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

$$= 0,625 - \frac{1}{8} \cdot (2,5 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{16})) = 0,449 \text{ in}^2$$

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

$$= \frac{1}{8} \cdot 1 = \frac{1}{8} \text{ in}^2 = 0,125 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt}$$

pers. (3.10-7a)

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 0,625 + 58 \cdot 0,089 = 18,662 \text{ kips}$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad \text{pers. (3.10-7b)}$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 0,449 + 36 \cdot 0,125 = 20,125 \text{ kips (menentukan)}$$

Kapasitas reaksi terfaktor, $\phi T_n = 0,75 \cdot 20,125 = 15,094 \text{ kips} > V_u = 11,368 \text{ kips}$.

b.) Menentukan panjang las :

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

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

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

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

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,09 \text{ in}.$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{EXX}) \cdot t_e \quad \text{pers. (3.10-13a)}$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,09 = 2,83 \text{ K/in. (menentukan)}$$

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

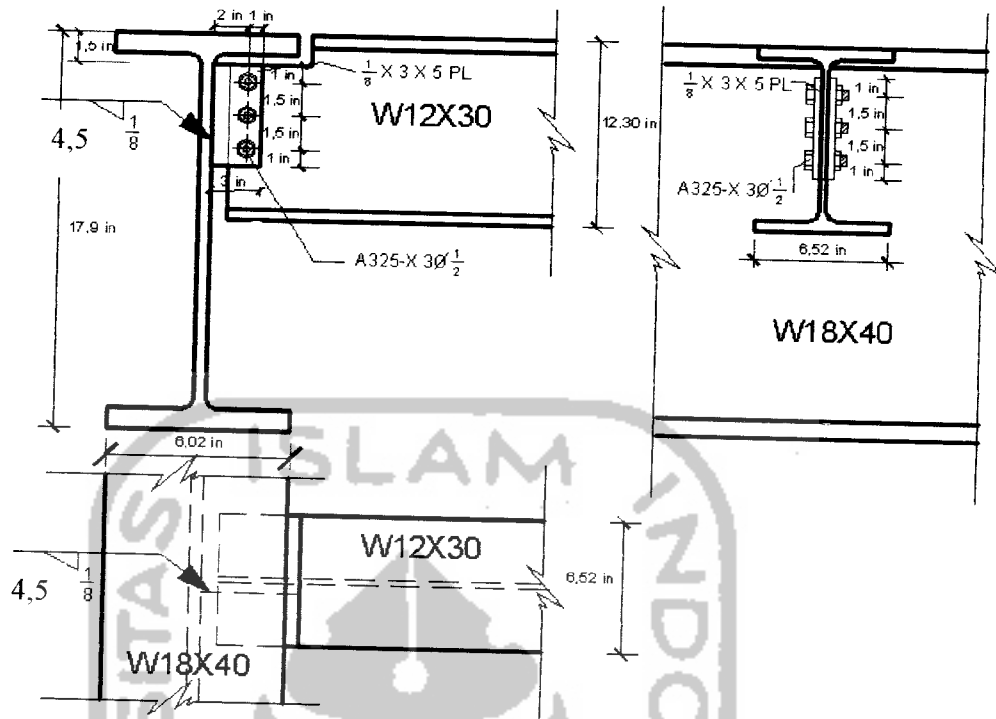
$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad \text{pers. (3.10-13b)}$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{1}{8} = 3,26 \text{ K/in.}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{11,368}{2,83} = 4,016 \text{ in} \approx 4,50 \text{ in}.$$

Pakai 4,50 in las $\frac{1}{8} \text{ in}$ pada satu sisi balok.



Gambar 5.19 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok

5.7.4 Perencanaan Sambungan Kolom dengan Kolom

Contoh perhitungan sambungan kolom dengan kolom diambil struktur *braced steel frame* (BSF) 14 lantai tipe A (Lihat gambar potongan portal 1 (portal tepi) struktur BSF gambar 5.4) pada lantai 8 dan lantai 9. Direncanakan profil sambungan kolom K2 lantai 8 (**W14X193**) dan kolom lantai 9 (**W14X193**), dengan momen rencana kolom ($M_{u,k}$) = 4504,405 K-in, dan gaya aksial kolom pada lantai 9, $P_{u,k}$ = 382,031 kips. Data propertis profil **W14X193** sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 d &= 15,5 \text{ in} & bf &= 15,7 \text{ in} & tf &= 1,44 \text{ in} & tw &= 0,89 \text{ in} \\
 A_s &= 56,8 \text{ in}^2 & f_y &= 36 \text{ Ksi} & f_u &= 58 \text{ Ksi}
 \end{aligned}$$

Gaya pada sayap

$$P_{u_f} = \frac{M_{u,k}}{0,95 \cdot d} = \frac{4504,405}{0,95 \cdot 15,50} = 305,902 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.10-23)}$$

a.) Perencanaan sambungan pada sayap

Desain jumlah baut dan control kekuatan sayap kolom

Digunakan tipe baut **A325 X Ø 7/8** (*double shear*)

$$\phi R_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_u^b \cdot A_b = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (7/8)^2) = 32,454 \text{ kips} \quad (3.10-4)$$

$$n \text{ perlu} = \frac{P_{u_f}}{2 \cdot \phi R_n} = \frac{305,902}{2 \cdot 32,454} = 4,71 \approx 6 \text{ baut} \quad \text{pers. (3.10-24)}$$

Kontrol kekuatan sayap kolom

$$A_{g_s} = 7,1 \cdot 4,2 = 20,160 \text{ in}^2$$

$$A_{g_t} = (15,7 - 6,5) / 2 \cdot 1,44,2 = 13,248 \text{ in}^2$$

$$A_{n_s} = (7 - 2,5 \cdot (7/8 + 1/16)) \cdot 1,44,2 = 13,410 \text{ in}^2$$

$$A_{n_t} = 13,248 - (0,5 \cdot (7/8 + 1/16)) \cdot 1,44,2 = 11,898 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{n_t} = 58 \cdot 11,898 = 690,084 \text{ kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{n_s} = 0,6 \cdot 58 \cdot 13,410 = 466,668 \text{ kips}$$

$$f_u \cdot A_{n_t} > 0,6 \cdot f_u \cdot A_{n_s}$$

$$\phi R_n = \phi (f_u \cdot A_{n_t} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{g_s})$$

$$= 0,75 \cdot (690,084 + 0,6 \cdot 36 \cdot 20,160)$$

$$= 844,155 \text{ Kips} > T_{u_f} = 305,902 \text{ kips (ok!)} \quad \text{pers. (3.10-26)}$$

Desain pelat sambung kolom

Pelat luar

Dicoba pelat dengan lebar 12 in

$$A_g = \frac{305,902}{2.0,9.36} = 4,721 \text{ in}^2 \quad \text{pers. (3.10-27)}$$

$$t_{\min} = \frac{4,721}{12} = 0,393 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 1/2 \text{ in}$$

Pakai pelat sambung **PL 1/2 x 12 in**

Kontrol kekuatan pelat sambung kolom

$$A_{gt} = 1/2 \cdot 12 = 6 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (12 - 2 \cdot 1) \cdot 7/8 = 8,75 \text{ in}^2$$

$$0,85 A_{gt} = 0,85 \cdot 8,75 = 7,438 \text{ in}^2 > A_{nt}$$

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

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 8,75 = 380,625 \text{ kips} > \frac{P_{uf}}{2} = 152,951 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-28)}$$

Kontrol blok geser plat sambung kolom

$$A_{gs} = 7 \cdot 1/2 \cdot 2 = 7 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = 1,75 \cdot 1/2 \cdot 2 = 1,75 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = (7 - 2,5 \cdot (7/8 + 1/16)) \cdot 1/2 \cdot 2 = 4,656 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (1,75 - 0,5 \cdot (7/8 + 1/16)) \cdot 1/2 \cdot 2 = 1,281 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 1,281 = 74,313 \text{ kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 4,656 = 162,028 \text{ kips}$$

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

pers. (3.10-29)

$$\phi R_n = \phi (0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{gt})$$

$$= 0,75 \cdot (162,028 + 36 \cdot 1,75)$$

$$= 168,771 \text{ Kips} > \frac{P_{uf}}{2} = 152,951 \text{ kips ok!}$$

Kuat tumpu pelat sambung kolom

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 58 \cdot (1/2) \cdot (7/8) \cdot 6 = 274,05 \text{ kips} > \frac{P_{uf}}{2} = 152,951 \text{ kips (ok)}$$

Pelat dalam

$$P_{pd} = \frac{P_{uf}}{2 \cdot n} = \frac{305,902}{2 \cdot 2} = 76,476 \text{ kips}$$

Dicoba pelat dengan lebar 6 in

$$A_g = \frac{76,476}{0,9 \cdot 36} = 2,360 \text{ in}^2 \quad \text{pers. (3.10-27)}$$

$$t_{\min} = \frac{2,360}{6} = 0,393 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 1/2 \text{ in} \quad \text{pers. (3.10-5)}$$

Pakai pelat sambung **PL 1/2 x 6 in**

Kontrol kekuatan pelat sambung kolom

$$A_{gt} = 1/2 \cdot 6 = 3 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (6 - 1 \cdot (7/8 + 1/16)) \cdot 1/2 = 2,531 \text{ in}^2$$

$$0,85 A_{gt} = 0,85 \cdot 3 = 2,55 \text{ in}^2 > A_{nt} = 2,531 \text{ in}^2$$

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

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 2,531 = 110,098 \text{ Kips} > P_{pd} = 76,476 \text{ kips} \quad \text{OK!} \quad \text{pers. (3.10-28)}$$

b.) Sambungan pada badan

Desain jumlah baut

$$P_{tw} = \frac{P_u \cdot k \cdot A_w}{A} = \frac{382,031 \cdot ((15,5 \sim 2 \cdot 1,44) \cdot 0,890)}{56,8} = 75,544 \text{ kips} \quad (3.10-31)$$

Digunakan tipe baut **A325 X Ø 5/8** (double shear)

$$\phi R_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_u^b \cdot A_b = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (5/8)^2) = 16,578 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-4)}$$

$$n \text{ perlu} = \frac{P_{uw}}{2 \cdot \phi r n} = \frac{75,544}{2 \cdot 16,578} = 2,279 \approx 4 \text{ baut} \quad \text{pers. (3.10-24)}$$

Kontrol kekuatan badan

$$A_{ns} = (3,125 - 1,5 \cdot (5/8 + 1/16)) \cdot 0,890 \cdot 2 = 3,727 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (7 - 1 \cdot (5/8 + 1/16)) \cdot 0,890 = 5,618 \text{ in}^2$$

$$A_{gs} = 3,125 \cdot 0,890 \cdot 2 = 5,563 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = 7 \cdot 0,890 = 6,230 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 5,618 = 325,844 \text{ kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 3,727 = 129,670 \text{ kips}$$

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

$$\phi R_n = \phi (f_u \cdot A_{nt} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs})$$

$$= 0,75 \cdot (325,844 + 0,6 \cdot 36 \cdot 5,563)$$

$$= 334,503 \text{ Kips} > P_{uw} = 75,544 \text{ kips} \text{ ok!}$$

pers. (3.10-26)

Desain pelat sambung

Digunakan dua pelat dengan pemasangan satu pelat pada tiap sisi badan.

Dicoba pelat dengan lebar 5 in

$$A_g = \frac{75,544}{2 \cdot 0,9 \cdot 36} = 1,166 \text{ in}^2$$

$$t_{\min} = \frac{1,166}{5} = 0,233 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 1/2 \text{ in}$$

Pakai pelat sambung pada badan kolom **PL 1/2 x 5 in**

Kontrol kekuatan pelat sambung pada badan kolom

Kondisi fraktur

$$A_{nt} = (5 - 2 \cdot (5/8 + 1/16)) \cdot 1/2 \cdot 2 = 3,625 \text{ in}^2$$

$$0,85 A_{gt} = 0,85 \cdot 1/2 \cdot 5 \cdot 2 = 4,25 \text{ in}^2 > A_{nt} = 3,625 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_{nt} > P_{uw} \quad \text{pers. (3.10-28)}$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 3,625 = 157,688 \text{ kips} > 75,544 \text{ kips}$$

Kondisi leleh

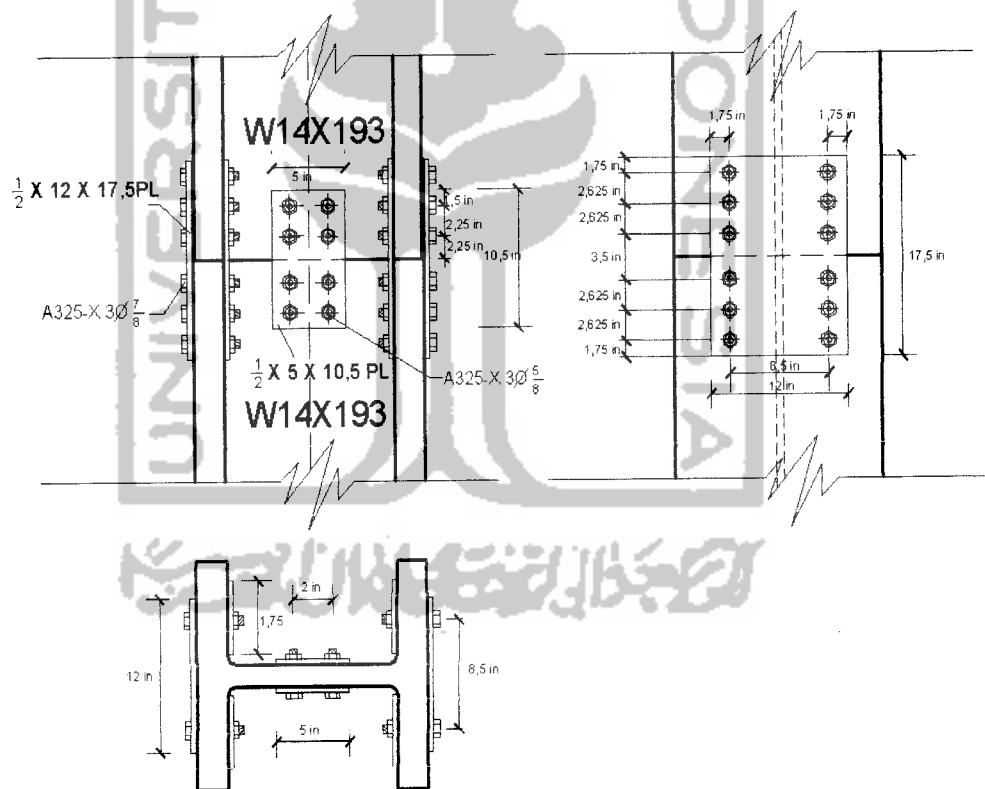
$$\phi R_n = 0,9 \cdot f_y \cdot A_g > P_{uw} \quad \text{pers. (3.10-35a)}$$

$$= 0,9 \cdot 36 \cdot 1/2 \cdot 5 \cdot 2 = 162 \text{ kips} > 75,544 \text{ kips}$$

Kuat tumpu pelat sambung

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_p > P_{uw} \quad \text{pers. (3.10-34)}$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot (1/2) \cdot (5/8) \cdot 2,4 = 261 \text{ Kips} > 75,544 \text{ Kips}$$



Gambar 5.20 Detail sambungan kolom

5.7.5 Perencanaan Sambungan *Bracing*

Dalam perhitungan sambungan *bracing* ini diambil contoh perencanaan sambungan *bracing* pada lantai 5, dengan gaya aksial yang terjadi adalah, $P_{u, \text{tekan}} = 257,940$ kips dan $P_{u, \text{tarik}} = 187,389$ kips. Profil *bracing* yang digunakan dalam disain profil **W12X96**, dengan data propertis sebagai berikut :

$$\begin{aligned} d &= 12,70 \text{ in} & bf &= 12,20 \text{ in} & tf &= 0,90 \text{ in} & tw &= 0,55 \text{ in} \\ A &= 28,20 \text{ in}^2 & Z_x &= 147 \text{ in}^3 & Z_y &= 67,50 \text{ in}^3 & I_x &= 833 \text{ in}^4 \\ I_y &= 270 \text{ in}^4 & f_y &= 36 \text{ Ksi} & f_u &= 58 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

Langkah-langkah pendisainan:

1). Merencanakan sambungan *brace* dengan pelat (*gusset*)

Distribusi gaya pada *brace* berdasarkan luas sayap dan badan.

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} = \frac{187,389 \cdot (12,20 \cdot 0,90)}{28,20} = 72,962 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.10-32a)}$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2 \cdot P_{uf} = 187,389 - (2 \cdot 72,962) = 41,465 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-32b)}$$

Disain sambungan sayap *brace* dengan pelat sambung (*brace-flange-to-gusset*).

Kuat geser satu baut **A₃₂₅ - X Ø 3/4 in**

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_t \cdot 0,60 \cdot f_u \cdot A_b && \text{pers. (3.10-24)} \\ &= 0,75 \cdot 0,60 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) \\ &= 23,856 \text{ Kips / baut} \end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser sesuai dengan (3.10-33)

$$n_{\min} = \frac{P_{uf}}{R_n} = \frac{72,962}{23,856} = 3,058 \rightarrow \text{dipakai 2 kalinya} = 6 \text{ baut}$$

Kuat tumpu sayap *brace*

$$\begin{aligned}\phi R_b &= \phi_t \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{fb} \cdot f_u && \text{pers. (3.10-34)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 0,605 \cdot 58 = 51,32 \text{ kips} > 23,856 \text{ kips}\end{aligned}$$

Untuk menghubungkan antara sayap *brace* dengan pelat sambung, digunakan profil **2L 4x4x1/2** ($A_g = 3,75 \text{ in}^2$) dengan baut disusun dalam satu baris.

Kontrol kekuatan pelat sambung

Kondisi leleh,

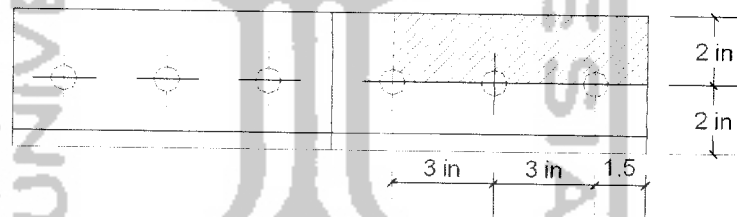
$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y && \text{pers. (3.10-35a)} \\ &= 0,9 \cdot 3,75 \cdot 36 = 121,5 \text{ Kips} > P_{uf} = 72,962 \text{ kips}\end{aligned}$$

Kondisi fraktur,

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad \text{pers. (3.10-35b)}$$

$$A_e = 3,75 - 1(3/4 + 1/16) \cdot 0,5 = 3,344 \text{ in}^2 ; U = 1$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 58 \cdot 3,344 \cdot 1 = 145,464 \text{ Kips} > P_{uf} = 72,962 \text{ kips}$$



Gambar 5.21 Pengecekan Geser Blok

Tarik fraktur

$$A_{nt} = 2(S \cdot t_{pl} - d/2 \cdot t_{pl}) = 2(2 \cdot 0,5 - ((3/4 + 1/16)/2) \cdot 0,5) = 1,594 \text{ in}^2$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = (1,5 + 3 \cdot 2 - 2,5(3/4 + 1/16)) \cdot 0,5 = 2,734 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 1,594 = 92,452 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 2,734 = 95,143 \text{ Kips}$$

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

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) && \text{pers. (3.10-37)} \\ &= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 0,5) + 95,143) \\ &= 125,357 \text{ Kips} > P_{uf} = 72,962 \text{ kips} \quad (OK!) \end{aligned}$$

2). Selanjutnya merencanakan disain sambungan badan dengan pelat (*brace-web-to-gusset*)

Distribusi gaya pada *brace* berdasarkan luas sayap dan badan.

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (h_f \cdot t_f)}{A} = \frac{187,389 \cdot (12,20 \cdot 0,90)}{28,20} = 72,962 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.10-32a)}$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2 \cdot P_{uf} = 187,389 - (2 \cdot 72,962) = 41,465 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-32b)}$$

Dipakai baut $A_{325} - X \text{ } \varnothing 3/4 \text{ in.}$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_f \cdot 0,60 \cdot f_u^b \cdot A_b && \text{pers. (3.10-4)} \\ &= 0,75 \cdot 0,60 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) \\ &= 23,856 \text{ Kips / baut} \end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimum,

$$n_{\min} = \frac{P_{uw}}{\phi R_n} = \frac{41,465}{23,856} = 1,738 \approx 4 \text{ dipakai 4 baut} \quad \text{pers. (3.10-33)}$$

Pakai baut dengan diameter $3/4 \text{ in}$ yang dipasang dua baris dengan pelat sambung, lebar pelat 6 (**2PL 3/8X6**).

Kuat tumpu rencana

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{pl} \cdot f_u && \text{pers. (3.10-34)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 3/8 \cdot 58 = 31,809 \text{ kips} > 23,856 \text{ kips} \quad OK! \end{aligned}$$

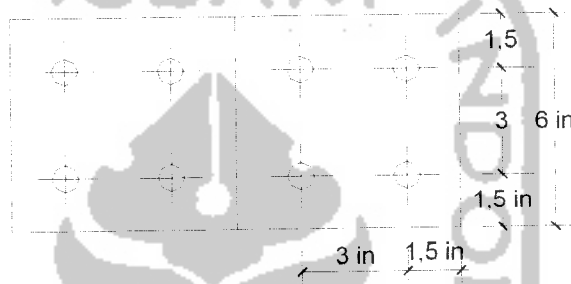
Kontrol kekuatan pada pelat

Kondisi leleh,

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot (3/8 \cdot 6) \cdot 58 && \text{pers. (3.10-35a)} \\ &= 117,45 \text{ kips} > P_{uw} = 41,465 \text{ kips}\end{aligned}$$

Kondisi fraktur

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U && \text{pers. (3.10-35b)} \\ &= 0,75 \cdot 58 \cdot (3/8 \cdot 6 - 1(3/4 + 1/16) \cdot 3/8) = 84,621 \text{ kips} > P_{uw} = 41,465 \text{ kips}\end{aligned}$$



Gambar 5.22 Pengecekan Geser Blok

Tarik fraktur

$$\begin{aligned}A_{nt} &= 2(s \cdot t_{pl} - d/2 \cdot t_{pl}) = 2(1,5 \cdot 3/8 - ((3/4 + 1/16)/2) \cdot 3/8) = 0,82 \text{ in}^2 \\ f_u \cdot A_{nt} &= 58 \cdot 0,82 = 47,56 \text{ kips}\end{aligned}$$

Geser fraktur

$$\begin{aligned}A_{ns} &= 2(s_1 + s_2 - 1/2 \cdot d) \cdot t_{pl} = 2 \cdot (1,5 + 3 - 1,5(3/4 + 1/16)) \cdot 3/8 = 2,461 \text{ in}^2 \\ 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} &= 0,6 \cdot 58 \cdot 2,461 = 85,643 \text{ kips}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) && \text{pers. (3.10-36)} \\ &= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot 3/8) + 85,643) \\ &= 94,607 \text{ Kips} > P_{uw} = 41,465 \text{ kips} \quad \text{OK!}\end{aligned}$$

Kontrol kekuatan *brace*

Kondisi leleh,

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y && \text{pers. (3.10-35a)} \\ &= 0,9 \cdot 19,1 \cdot 36 = 618,84 \text{ kips} > P_u = 187,389 \text{ kips} && \text{OK!}\end{aligned}$$

Kondisi fraktur,

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U && \text{pers. (3.10-35b)} \\ A_n &= 19,1 - 2(3/4 + 1/16) \cdot 0,39 = 18,47 \text{ in}^2 \\ \phi R_n &= 0,75 \cdot 58 \cdot 18,47 \cdot 1 = 803,28 \text{ kips} > P_u = 187,389 \text{ kips}\end{aligned}$$

3). Disain pelat sambung (*gusset*)

Dipakai pelat sambung (*gusset*) PL 3/8 in

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{pl} \cdot f_u && \text{pers. (3.10-34)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 3/4 \cdot 58 = 63,619 \text{ kips} > 23,856 \text{ kips}\end{aligned}$$

Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan

Tarik fraktur

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (2 \cdot (3,75 \cdot 3/4 - ((3/4 + 1/16)/2) \cdot 3/4)) = 290,906 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = 2(1,5 + 3 \cdot 1 - 1/2 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 = 4,922 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 4,922 = 171,286 \text{ kips}$$

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

$$A_{gs} = 2(1,5 + 3) \cdot 3/4 = 6,75 \text{ in}^2$$

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_u \cdot A_{nt} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs}) \quad \text{pers. (3.10-37)}$$

$$= 0,75 \cdot (290,906 + 0,6 \cdot 36 \cdot 6,75)$$

$$= 327,53 \text{ kips} > P_{uw} = 41,465 \text{ kips} \quad \text{ok!}$$

Pengecekan geser blok akibat beban total *brace*

Tarik fraktur

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (2 \cdot (3,75 \cdot 3/4 - ((3/4 + 1/16)/2) \cdot 3/4)) = 290,906 \text{ kips}$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = 4(1,5 + 3 \cdot 1 - 1/2 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 = 9,844 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 9,844 = 342,571 \text{ kips}$$

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

$$\phi_t R_n = \phi_t \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad \text{pers. (3.10-37)}$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 3,75 \cdot 3/4) + 342,571)$$

$$= 408,803 \text{ kips} > P_u = 187,389 \text{ kips} \quad \text{ok!}$$

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung, di mana panjang total (L_w) = 15,75 in, 7,5 in pada pelat sambung, dan 7,5 in diteruskan pada badan balok, sisanya untuk *space* antara *bracing* dengan pelat (*gusset*)

$$\phi R_n = \phi \cdot f_y \cdot A_w \quad \text{pers. (3.10-38)}$$

$$= 0,9 \cdot (36 \cdot 7,5 \cdot 3/4 + 36 \cdot 7,5 \cdot 0,39) = 277,02 \text{ kips} > P_u = 187,389 \text{ kips}$$

4). Distribusi gaya *brace* ke kolom dan balok.

$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{18,2}{2} = 9,10 \text{ in}; \quad e_c = \frac{d_c}{2} = \frac{15,5}{2} = 7,75 \text{ in}$$

$$\tan \theta = \frac{3,75}{7} = 0,536^0$$

Dicoba pelat sambung (*gusset*) → PL 3/4x45x25 in.

$$\alpha = 45/2 = 22,5 \text{ in}$$

$$\beta = 25/2 = 12,5 \text{ in}$$

$$\bar{\alpha} = e_b \tan \theta - e_c + \beta \tan \theta = 9,10 \cdot 0,536 - 7,75 + 12,5 \cdot 0,536 = 3,83 \text{ in}$$

Eksentrisitas yang terjadi

$$\alpha - \bar{\alpha} = 22,5 - 3,83 = 18,67 \text{ in}$$

Diapakai $\alpha = 22,5 \text{ in}$ dan $\beta = 12,5 \text{ in}$

Kalkulasi gaya pada pelat sambung

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad \text{pers. (3.10-39)}$$

$$= \sqrt{(22,5 + 7,75)^2 + (12,5 + 9,10)^2} = 37,170 \text{ in}$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u = \frac{7,75}{37,170} \cdot 187,389 = 39,071 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-40)}$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u = \frac{12,5}{37,170} \cdot 187,389 = 63,0175 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-41)}$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u = \frac{22,5}{37,170} \cdot 187,389 = 113,432 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-42)}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u = \frac{9,10}{37,170} \cdot 187,389 = 45,877 \text{ kips} \quad \text{pers. (3.10-43)}$$

5). Disain sambungan pelat dengan kolom

Dipakai pelat sambung **2L 4x4x1/2**, dengan 6 baut 3/4 in pada kedua sisinya.

Gaya tarik tiap baut

$$r_{ut} = \frac{H_{uc}}{n} = \frac{39,071}{6} = 6,512 \text{ kips/baut} \quad \text{pers. (3.10-44)}$$

Kontrol kuat desain baut terhadap geser dan tarik sesuai persamaan (3.10-45)

$$r_{uv} = \frac{V_{uc}}{n} = \frac{63,0175}{6} = 10,502 \text{ kips/baut} < \Phi R_n = 23,856 \text{ kips/baut}$$

$$F_t = 117 - 1,9f_v \leq 90 \text{ ksi} \quad \text{pers. (3.10-46)}$$

$$= 117 - 1,9 \frac{(10,502)}{\left(1,4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{3}{4}\right)^2\right)}$$

$$= 71,834 \text{ ksi}$$

$$\phi R_n = \phi F_t \cdot A_b \quad \text{pers. (3.10-47)}$$

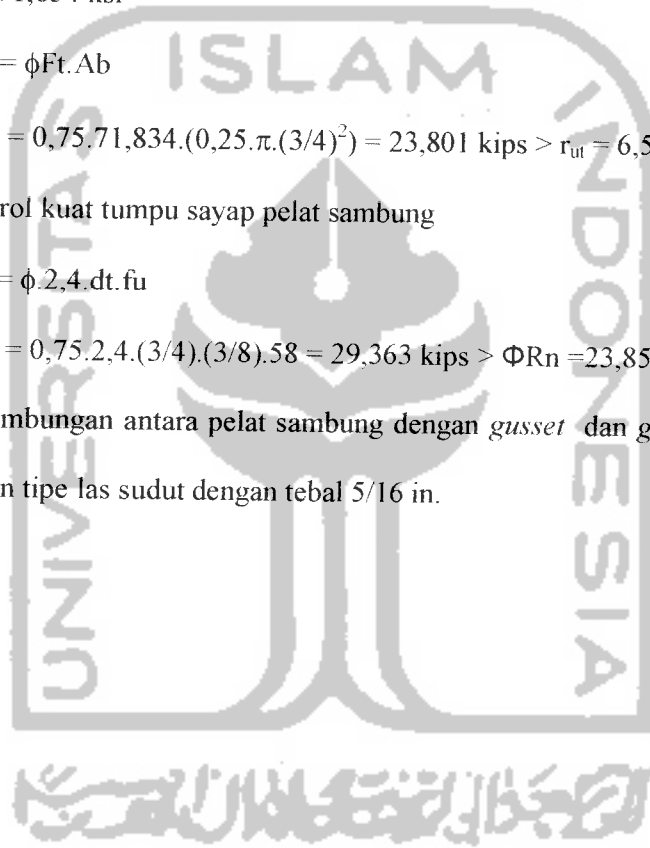
$$= 0,75 \cdot 71,834 \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) = 23,801 \text{ kips} > r_{ut} = 6,5,12 \text{ kip/baut}$$

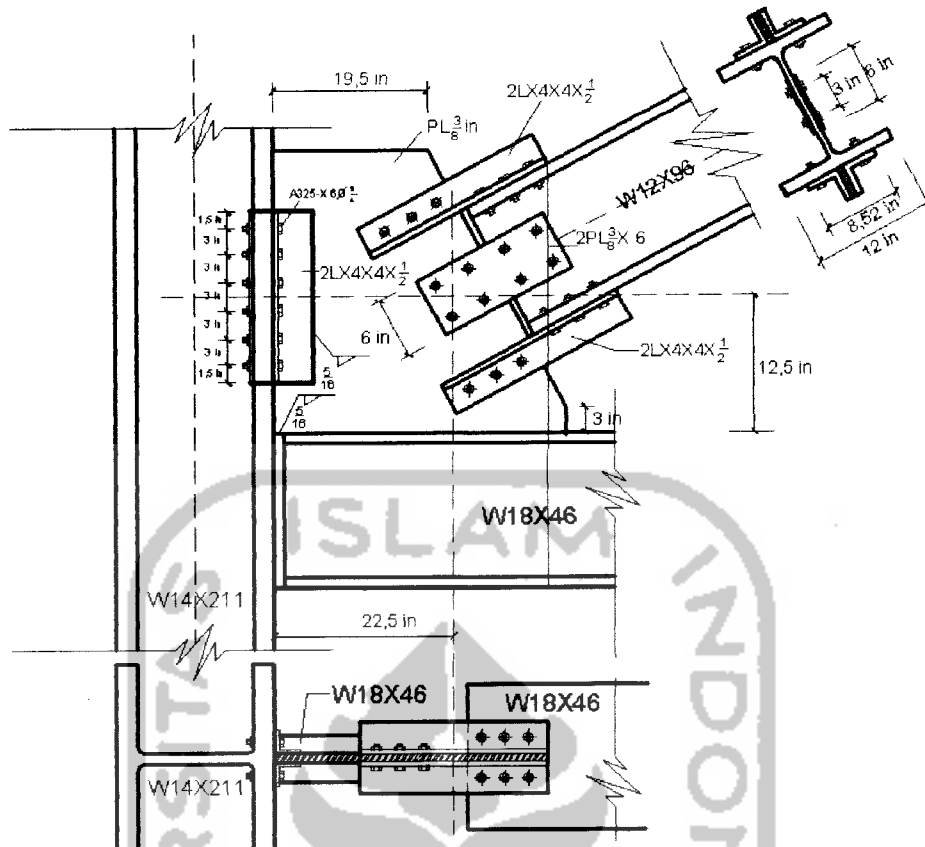
Kontrol kuat tumpu sayap pelat sambung

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot d_t \cdot f_u \quad \text{pers. (3.10-48)}$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4) \cdot (3/8) \cdot 58 = 29,363 \text{ kips} > \Phi R_n = 23,856 \text{ kips/baut}$$

Untuk sambungan antara pelat sambung dengan *gusset* dan *gusset* dengan balok digunakan tipe las sudut dengan tebal 5/16 in.





Gambar 5.23 Detail sambungan *bracing*

5.8 Perencanaan Pelat Dasar Kolom

Contoh perhitungan

Perhitungan pelat dasar kolom diambil dari struktur *braced steel frame* (BSF) 14 lantai tipe A pada portal tepi kolom tengah K2 (lihat denah balok dan kolom gambar 5.8). Dalam perencanaanya pelat dasar kolom akan didesain berdasarkan beban aksial dan momen yang terjadi di dasar kolom. Dari hasil analisis didapatkan beban yang bekerja di dasar kolom sebagai berikut :

$$M_{u,k x} = 2022,749 \text{ K-in (lihat lampiran C-3)}$$

$$M_{u,k y} = 606,825 \text{ K-in}$$

$$P_{u,k} = 938,987 \text{ Kips (lihat lampiran C-5)}$$

Profil kolom yang digunakan **W14X211**, dengan data propertis sebagai berikut :

$$A = 62 \text{ in}^2 \quad d_c = 15,7 \text{ in} \quad b_f = 15,8 \text{ in} \quad t_f = 1,56 \text{ in}$$

$$t_w = 0,98 \text{ in} \quad F_y = 36 \text{ Ksi} \quad f_c' = 4 \text{ Ksi}$$

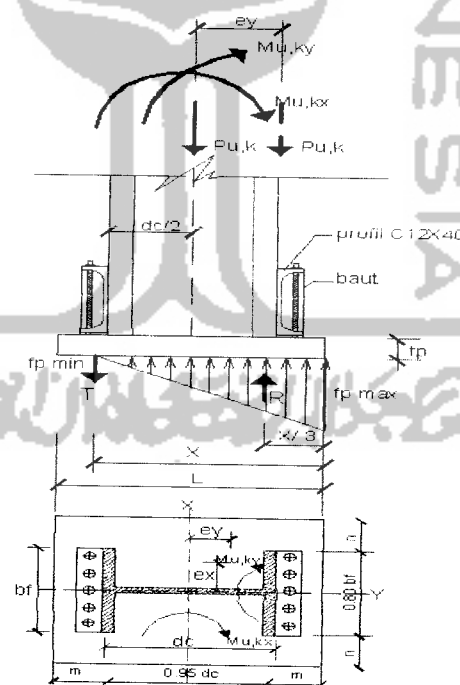
diasumsikan $F_p = 0,85 \cdot f_c' = 3,4 \text{ Ksi}$

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{u,kx}}{P_{u,k}} = \frac{2022,749}{938,987} = 2,159 \text{ in} \quad \frac{1}{2} x d_c = 7,85 \text{ in} \quad \text{pers. (3.11-1)}$$

$$e_x = \frac{M_{u,ky}}{P_{u,k}} = \frac{606,825}{938,987} = 0,650 \text{ in} \quad \text{pers. (3.11-2)}$$

Diasumsikan $e > L/6$ sehingga bagian pelat dasar yang berada pada bidang tarik tidak aktif dan distribusi tegangan menjadi seperti pada gambar 5.24. Hal ini mengakibatkan gaya aksial kolom menjadi lebih besar, maka diberi sayap berupa profil **C12X40**, dengan $b_{fca} = 3,89 \text{ in}$.



Gambar 5.24 Analisis pelat dasar kolom

Diasumsikan bahwa resultan dari distribusi segitiga (R) bekerja langsung flens tekan kolom , sehingga

$$P_u = R = T$$

Kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T sesuai persamaan (3.11-3)

$$P_u, k \left(\frac{dc}{2} + \frac{bf_{ca}}{2} \right) + M_{u, k_x} + M_{u, k_y} = R \left(dc + bf_{ca} - \frac{tf}{2} \right)$$

$$P_u = \frac{938,987 \left(\frac{15,7}{2} + \frac{3,89}{2} \right) + 2022,749 + 606,825}{\left(15,7 + \frac{3,89}{2} - \frac{1,56}{2} \right)} = 701,272 \text{ Kips}$$

$$P_u = 701,272 \text{ Kips}$$

Menentukan dimensi pelat dasar kolom

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

$$\phi P_p \geq P_u$$

$$\phi \left(\frac{1}{2} F_p \cdot X.B \right) = P_u \quad \text{pers. (3.11-4)}$$

$$(X.B) = \frac{2 \cdot (P_u)}{\phi(F_p)} = \frac{2 \cdot 701,272}{0,6 \cdot (3,4)} = 687,522 \text{ in}^2$$

Coba, B = 28 in ; panjang bidang tekan

$$X = \frac{687,522}{28} = 24,554 \text{ in}$$

Jarak dari pusat flens ke ujung pelat

$$\frac{1}{3} \cdot X = 8,185 \text{ in} \quad \text{pers. (3.11-5)}$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

$$L = (2 \cdot X) + (dc - tf) \quad \text{pers. (3.11-6)}$$

$$L = (2 \cdot 8,185) + 15,7 - 1,56 = 29,98 \text{ in}$$

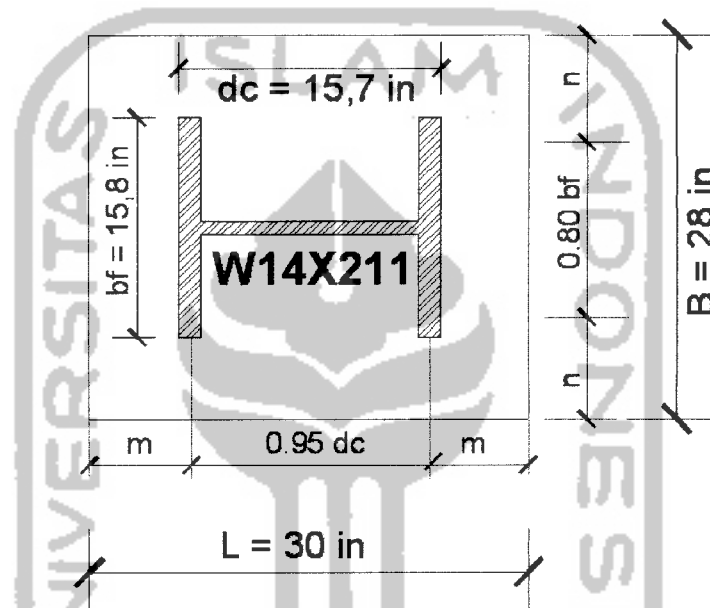
Diambil, L = 30 in

Jadi ukuran pelat dasar kolom yang dipakai, $B = 28$ in dan $L = 30$ in

Perhitungan selanjutnya adalah menentukan bentang kantilever m dan n yang dibebani merata dengan persamaan sebagai berikut :

$$m = \frac{L - 0,95 \cdot dc}{2} = \frac{30 - 0,95 \cdot 15,7}{2} = 7,54 \text{ in} \quad \text{pers. (3.11-7)}$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot bf}{2} = \frac{28 - 0,8 \cdot 15,8}{2} = 7,68 \text{ in} \quad \text{pers. (3.11-8)}$$



Gambar 5.25 Disain pelat dasar

Kontrol eksentrisitas, $e_y = 2,567 \text{ in} < L/6 = 30/6 = 5 \text{ in}$, sehingga dapat dianggap tidak ada tegangan tarik awal pada baut angkur.

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot L} \pm \frac{M_u, kx}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot L^2} \pm \frac{M_u, ky}{\frac{1}{6} \cdot B^2 \cdot L} \quad \text{pers. (3.11-9)}$$

$$f_{p_{\max}} = \frac{701,272}{28 \cdot 30} + \frac{2022,749}{\frac{1}{6} \cdot 28 \cdot 30^2} + \frac{606,825}{\frac{1}{6} \cdot 28^2 \cdot 30} = 1,471 \text{ ksi} < F_p = 3,4 \text{ ksi}$$

$$f_{p \min} = \frac{701,272}{28.30} - \frac{2022,749}{1_6 \cdot 28.30^2} - \frac{606,825}{1_6 \cdot 28^2 \cdot 30} = 0,198 \text{ ksi}$$

Cek kapasitas penumpu (pedestal)

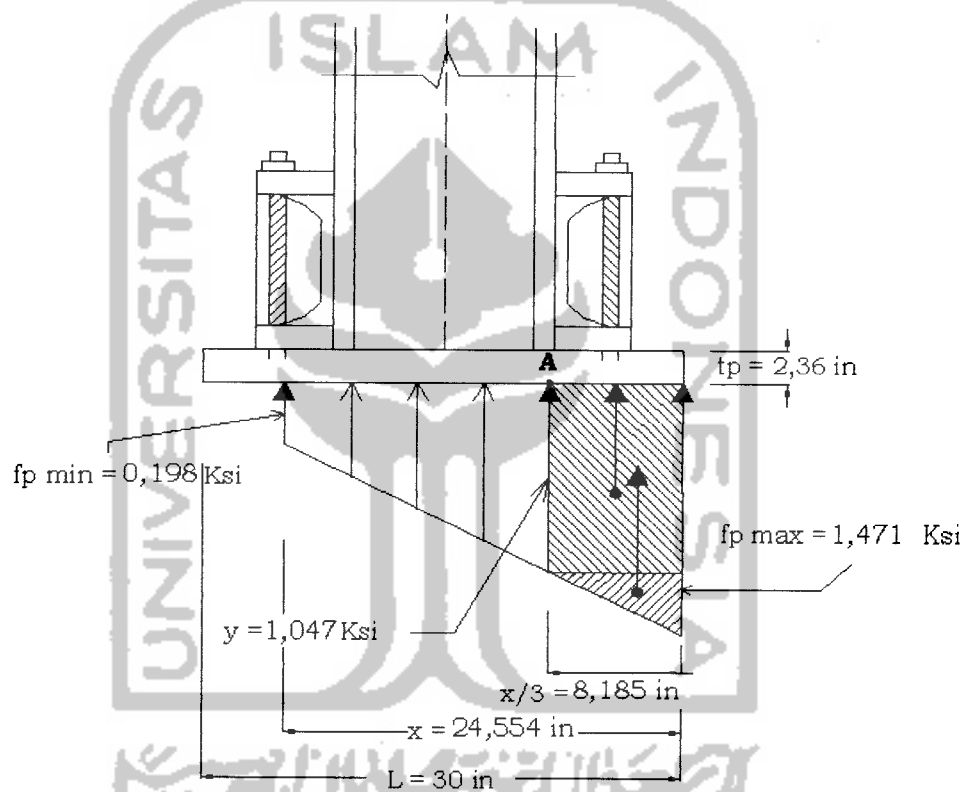
$$\phi P_p \geq P_u \quad \text{pers. (3.11-10)}$$

$$\phi P_p = \phi_c \cdot F_p \cdot A \quad \text{pers. (3.11-11)}$$

$$= 0,6 \cdot (1/2(3,4 \cdot A))$$

$$= 0,6 \cdot (1/2(3,4 \cdot 28.30))$$

$$= 856,8 \text{ Kips} > P_u = 701,272 \text{ kips}$$



Gambar 5.26 Distribusi tegangan pada pelat dasar kolom

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

$$M_u = \frac{1}{2} (f_{p \max} - y) \cdot \frac{x}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{x}{3} \right) B + y \cdot \frac{x}{3} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{x}{3} \right) B \quad \text{pers. (3.11-12)}$$

$$= \frac{1}{2} (1,471 - 1,047) \cdot 8,185 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 8,185 \right) 1 + 1,047 \cdot 8,185 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 8,185 \right) 1$$

$$= 44,543 \text{ Ksi}$$

Batas pelepasan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{pers. (3.11-13a)}$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b Z_f y = 0,9.(B.t_p^2/4).f_y \geq M_u \quad \text{pers. (3.11-13b)}$$

Tebal pelat yang diperlukan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4.M_u}{0,9.B.f_y}} = \sqrt{\frac{4.44.543}{0,9.1.36}} = 2,345 \text{ in} \quad \text{pers. (3.11-14)}$$

digunakan tebal pelat, $t_p = 2,36 \text{ in} = 6 \text{ cm}$

Perencanaan angkur arah y yang menahan $M_u, k_x = 2022,749 \text{ K-in}$

$$T = \frac{M_u, k_x}{d} = \frac{2022,749}{15,7 + 3,89} = 103,254 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.11-15)}$$

Digunakan angkur A_{307} ($f_u = 82,30 \text{ ksi}$) dengan diameter 1 in

Kapasitas tarik satu angkur (ϕT_n) :

$$\begin{aligned} \phi T_n &= \phi 0,75.f_u.A_b && \text{pers. (3.11-16)} \\ &= 0,75.0,75.82,30.(1/4.\pi.(1)^2) \\ &= 36,341 \text{ Kips} \end{aligned}$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{103,254}{36,341} = 2,841 \rightarrow 3 \text{ angkur} \quad \text{pers. (3.11-17)}$$

Kedalaman angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$T_n = \frac{T}{n} = \frac{103,254}{3} = 34,42 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.11-18)}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_t' = 0,57 \sqrt{f_c' (Mpa)} = 0,57 \sqrt{25} = 2,85 \text{ Mpa} = 0,41 \text{ ksi} \quad \text{pers. (3.11-19)}$$

gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

$$T_n = \pi \cdot D \cdot L \times f_t' \quad \text{pers. (3.11-20)}$$

Kedalaman angkur yang diperlukan sesuai dengan persamaan (3.11-21):

$$H = \frac{T_n}{\pi \cdot D \cdot f_t'} = \frac{34,42}{\pi \cdot 1,0,41} = 26,72 \text{ in} = 67,88 \text{ cm} \approx 700 \text{ mm}$$

Perencanaan angkur arah x yang menahan $M_u, k y = 606,825 \text{ K-in}$

$$T = \frac{M_u, ky}{bf} = \frac{606,825}{15,80} = 38,407 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.11-15)}$$

Digunakan angkur A_{307} diameter 1 in, $(\phi T_n) = 36,341 \text{ kips}$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{38,407}{36,341} = 1,057 \rightarrow 2 \text{ angkur} \quad \text{pers. (3.11-17)}$$

Kedalaman angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$T_n = \frac{T}{n} = \frac{38,407}{2} = 19,20 \text{ Kips} \quad \text{pers. (3.11-18)}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_t' = 0,57 \sqrt{f_c' (Mpa)} = 0,57 \sqrt{25} = 2,85 \text{ Mpa} = 0,41 \text{ ksi} \quad \text{pers. (3.11-19)}$$

gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

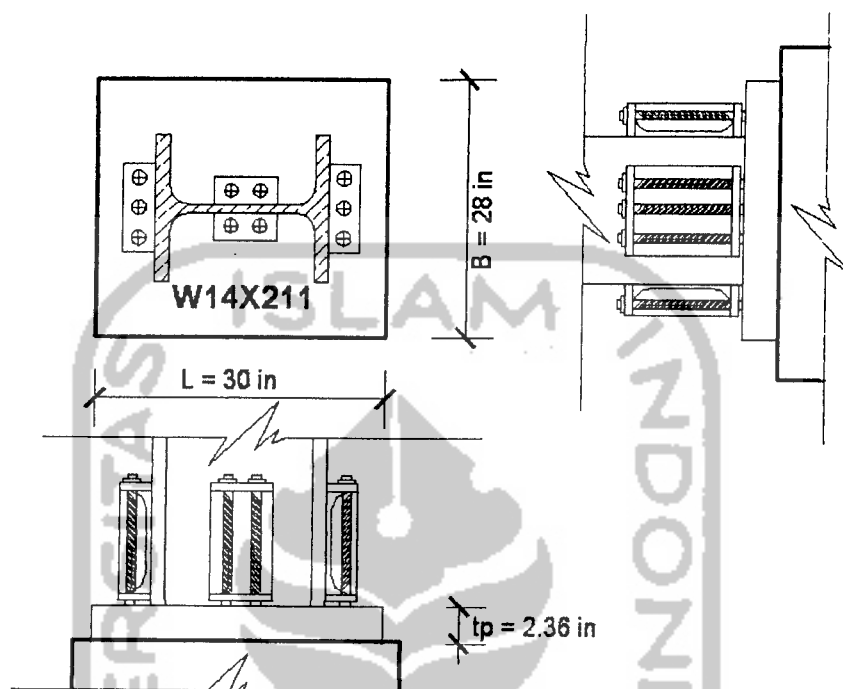
$$T_n = \pi \cdot D \cdot L \times f_t' \quad \text{pers. (3.11-20)}$$

Kedalaman baut angkur yang diperlukan :

pers. (3.11-21)

$$H = \frac{T_n}{\pi \cdot D \cdot f_t'} = \frac{19,20}{\pi \cdot 1,0,41} = 15 \text{ in} = 38 \text{ cm} \approx 400 \text{ mm}$$

Gambar detail hasil perencanaan pelat dasar kolom (*column base plate*) dapat dilihat pada gambar 5.27 di bawah ini :



Gambar 5.27 Detail perencanaan *base plate*

5.9 Perencanaan Pedestal (kaki kolom)

Pedestal (kaki kolom) merupakan elemen struktur yang berfungsi sebagai tempat perletakan pelat dasar kolom, terbuat dari beton. Dalam disainnya pedestal dirancang mempunyai dimensi yang lebih besar dari pelat dasar kolom dan tinggi pedestal harus lebih dari kedalam angkur.

Perencanaan perhitungan pedestal kolom diambil struktur *braced steel frame (BSF)* 14 lantai tipe A pada portal tepi kolom tengah K2 (lihat denah balok dan kolom gambar 5.8). Dari hasil perhitungan dimensi pelat dasar kolom K2 pada sub bab diatas didapatkan sebagai berikut :

$$L = 30 \text{ in} = 762 \text{ mm}$$

$$B = 28 \text{ in} = 711 \text{ mm}$$

Dimensi Pedestal :

$$b = 711 \text{ mm} + 100 \text{ mm} = 811 \text{ mm}$$

$$h = 762 \text{ mm} + 100 \text{ mm} = 862 \text{ mm}$$

Tinggi pedestal = 1000 mm > kedalaman angkur terbesar, H = 700 mm

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

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

Tulangan longitudinal/ lentur pedestal

Rasio tulangan pakai, $\rho = 1\%$

$$A_{st} = 0,01 \cdot A_g \quad \text{pers. (3.12-1)}$$

$$= 0,01 \cdot (811 \cdot 862) = 6950,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } D_{22} \rightarrow A_{\Phi 22} = 380,132 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{A_{st}}{A_{\Phi 22}} = \frac{6950,82}{380,132} = 18,285 \approx 20 \quad \text{pers. (3.12-2)}$$

Dipakai tulangan 20D₂₂ dipasang merata pada pedestal.

Tulangan sengkang :

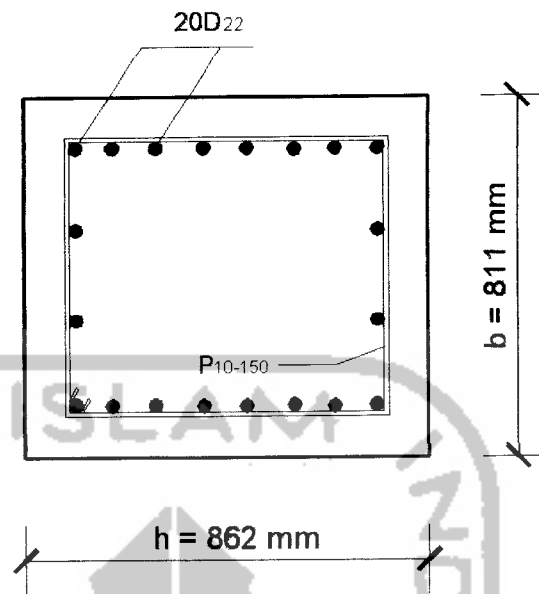
$$V_{u,k} \text{ pakai} = 29,191 \text{ Kips} = 129,842 \text{ KN} \quad (\text{lihat lampiran C-7})$$

$$V_s = \frac{V_{u,k} \text{ pakai}}{\phi} = \frac{129,842}{0,6} = 216,40 \text{ KN} \quad \text{pers. (3.12-3)}$$

Dipakai sengkang dengan tulangan P₁₀ ---- $A_{\Phi 10} = 78,54 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot 78,54 \cdot 240 \cdot 870}{216,40 \cdot 1000} = 151,563 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \quad \text{pers. (3.12-4)}$$

Dipakai sengkang 1 kaki, P10 - 150



Gambar 5.28 Penampang pedestal kolom

5.10 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Contoh perhitungan

Pondasi tiang pancang yang akan direncanakan diambil pada struktur *braced frame* (BSF) 14 lantai tipe A pada portal tepi kolom tengah K2 (Lihat denah balok dan kolom gambar 5.8)dengan data perencanaan sebagai berikut :

Gaya-gaya yang bekerja pada kolom :

$$P_{u,k} = 938,987 \text{ Kips} = 4166,50 \text{ KN} \quad (\text{lihat lampiran C-5})$$

$$P = \frac{P_{uk}}{1,05} = \frac{4166,50}{1,05} = 3968,098 \text{ KN}$$

$$M_{u,k x} = 2022,749 \text{ K-in} = 233,036 \text{ KNm}$$

$$M_{u,k y} = 606,825 \text{ K-in} = 69,911 \text{ KNm}$$

Daya dukung tiang pancang, $Q_u = 650 \text{ KN}$

Coba tebal pile cap, $t_p = 900 \text{ mm}$

Diameter tiang pancang = 400 mm

Dipakai jarak antar tiang = $3 \cdot D_{\text{tiang}} = 3 \cdot 400 = 1200 \text{ mm}$

Jarak tiang dengan tepi pile cap = 600 mm

Perkiraan beban ultimate :

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} \quad \text{pers. (3.13-1)}$$

$$= 3968,098 + 10 \% \cdot 3968,098$$

$$= 4364,510 \text{ KN}$$

$$\Sigma P = 1,05 \cdot 4364,510 = 4582,736 \text{ KN} \quad \text{pers. (3.13-2)}$$

$$\text{Jumlah tiang perlu } n = \frac{\Sigma P}{Q_u} = \frac{4582,736}{650} = 7,05 \text{ tiang} \quad \text{pers. (3.13-3)}$$

Coba menggunakan 12 tiang

$$\text{Beban pada satu tiang} = \frac{4582,736}{12} = 381,895 \text{ KN} < 650 \text{ KN (Ok!)} \quad \text{pers. (3.13-4)}$$

Efisiensi tiang :

$$E_g = 1 - \arctg \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right) \quad \text{pers. (3.13-5)}$$

$$= 1 - \arctg \frac{0,4}{1,2} \left(\frac{(3-1)4 + (4-1)3}{90 \cdot 12} \right)$$

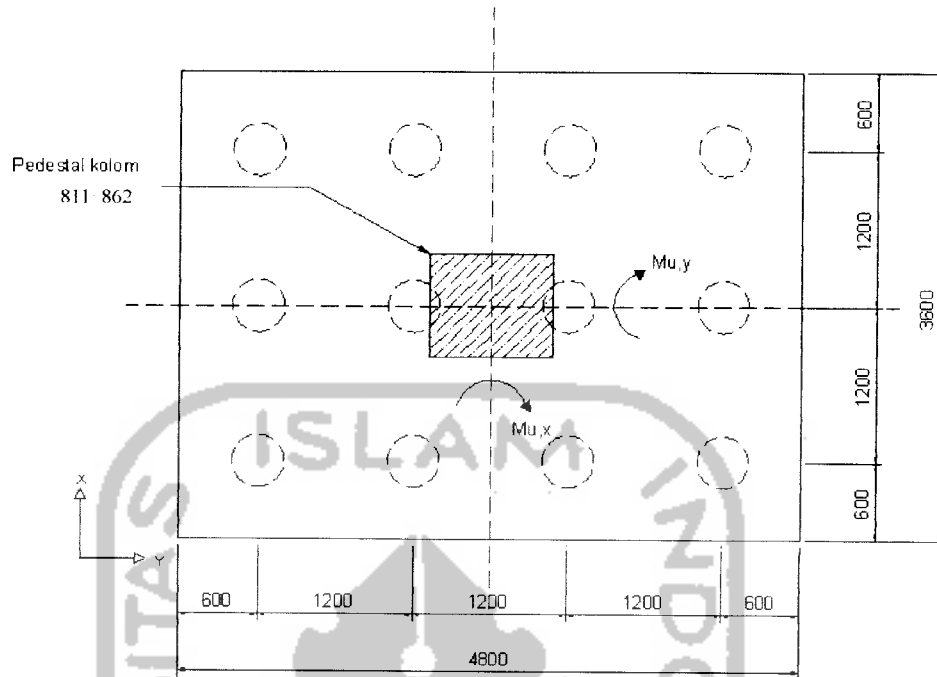
$$= 0,699$$

$$\text{Daya dukung satu tiang} = E_g \cdot Q_u \geq \text{Beban pada satu tiang} \quad \text{pers. (3.13-6)}$$

$$= 0,699 \cdot 650 = 454,350 \text{ KN} > 381,895 \text{ KN} \quad (\text{ok!})$$

Dipakai 12 tiang diameter 400 mm dengan susunan kelompok tiang pancang

seperti gambar 5.21 dibawah ini :



Gambar 5.29 Konfigurasi kelompok tiang pancang

$$\Sigma Y^2 = 1,8^2 + 1,8^2 + 0,6^2 + 0,6^2 = 7,2 \text{ m}^2$$

$$\Sigma X^2 = 1,2^2 + 1,2^2 = 2,88 \text{ m}^2$$

Beban yang diterima satu tiang :

$$\begin{aligned} \Sigma P &= P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} && \text{pers. (3.13-7)} \\ &= 3968,098 + 4,8 \cdot 3,6 \cdot 0,9 \cdot 24 + (0,811 \cdot 0,862 \cdot 1,24) + ((4,8 \cdot 3,6) - (0,811 \cdot 0,862)) \cdot 1,18 \\ &= 4476,575 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Sigma P_u = 1,05 \cdot \Sigma P = 4700,409 \text{ KN} \quad \text{pers. (3.13-2)}$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{M_{u,x} \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} + \frac{M_{u,y} \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \quad \text{pers. (3.13-8)}$$

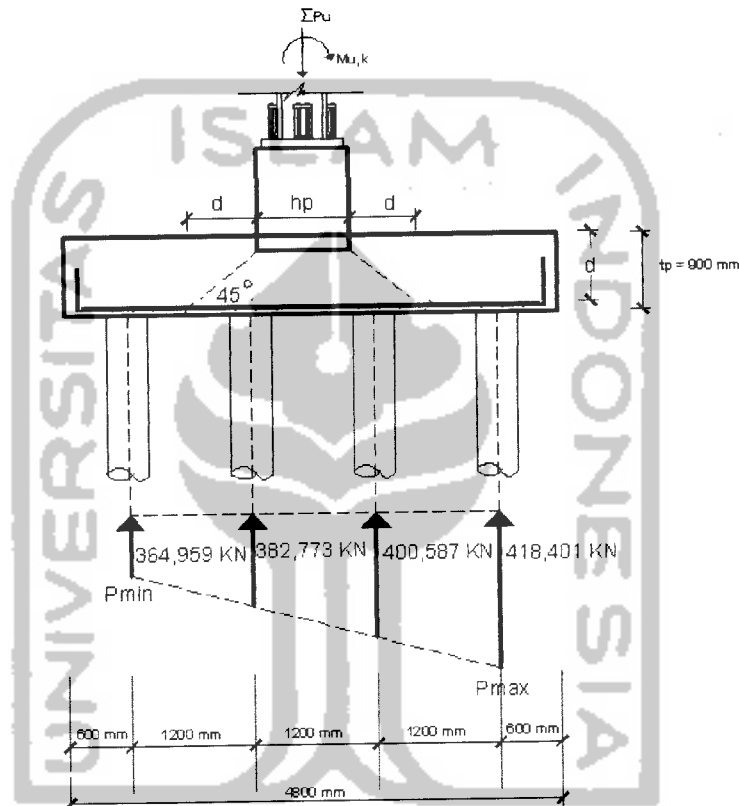
$$= \frac{4700,409}{12} - \frac{233,036 \cdot 1,8}{3,7,20} - \frac{69,911 \cdot 1,2}{4,2,88}$$

$$= 418,401 \text{ KN} < Q_{u,E_g} = 650,0,699 = 454,350 \text{ KN} \quad (Ok)!$$

$$P_{min} = \frac{\sum P_u}{n} - \frac{M_{u,x} Y_{max}}{n x \cdot \sum Y^2} - \frac{M_{u,y} X_{max}}{n y \cdot \sum X^2} \quad \text{pers. (3.13-8)}$$

$$= \frac{4700,409}{12} - \frac{233,036 \cdot 1,8}{3,7,2} - \frac{69,911 \cdot 1,2}{4,2,88}$$

$$= 364,959 \text{ KN}$$



Gambar 5.30 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

Kontrol geser lentur *pile cap (poer)* satu arah (sejauh d)

Dipakai tebal *pile cap*, dengan tebal (tp) = 900 mm

$$d = tp - pb - 0,5 \cdot \Phi_{tul} = 900 - 75 - 0,5 \cdot 250 = 812,5 \text{ mm} \quad \text{pers. (3.13-9)}$$

Menentukan letak bidang kritis geser satu arah searah L *pile cap*

$$= 0,5hp + d = 431 + 812,5 = 1243,50 \text{ mm dari pusat kolom}$$

Letak tiang pondasi 1800 mm dari pusat kolom, oleh karena itu letak bidang kritis geser satu arah berada di dalam tiang ($1243,50 < 1800$ mm). Maka geser satu arah perlu ditinjau.

$$V_u = \Sigma n \cdot P_{\max} \quad \text{pers. (3.13-10a)}$$

$$= 3.418,401 = 1255,203 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad \text{pers. (3.13-10b)}$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 3600 \cdot 812 \cdot 10^{-3} = 2436 \text{ KN}$$

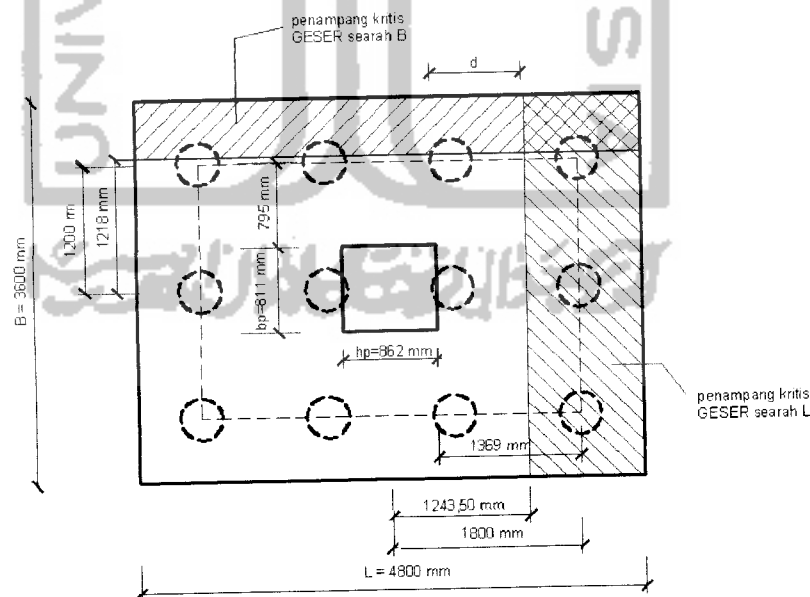
$$\phi V_c = 0,6 \cdot 2436 = 1461,60 \text{ KN} > V_u = 1255,203 \text{ KN} \quad \text{Ok!} \quad \text{pers. (3.13-10c)}$$

Menentukan letak bidang kritis geser satu arah searah B *pile cap*

$$= 0,5b_p + d = 405,50 + 812,5 = 1218 \text{ mm} \text{ dari pusat kolom.}$$

Letak tiang pondasi 1200 mm dari pusat kolom, oleh karena itu letak bidang kritis geser satu arah berada di dalam tiang ($1218 > 1200$ mm) berada di luar tiang.

Maka geser satu arah tidak perlu ditinjau.



Gambar 5.31 Penampang kritis *pile cap* geser satu arah (sejauh d)

Kontrol terhadap geser *pile cap* (*poer*) dua arah (sejauh $d/2$)

$$V_u = \sum n \cdot P_{\max}$$

pers. (3.13-11a)

$$= 3.418,401 + 2.400,587 + 2.382,773 + 3.364,959$$

$$= 3151,254 \text{ kN}$$

$$b_o = 2 \cdot (h_p + d) + 2 \cdot (b_p + d)$$

pers. (3.13-12)

$$= 2 \cdot (862 + 812,50) + 2 \cdot (811 + 812,50) = 6596 \text{ mm}$$

$$\beta_o = \frac{L}{B} = \frac{4800}{3600} = 1,33 < 2$$

pers. (3.13-13)

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o \cdot d$$

pers. (3.13-11b)

$$= \left(1 + \frac{1}{1,33}\right) \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) 6596 \cdot 812,50 \cdot 10^{-3} = 8250,823 \text{ kN}$$

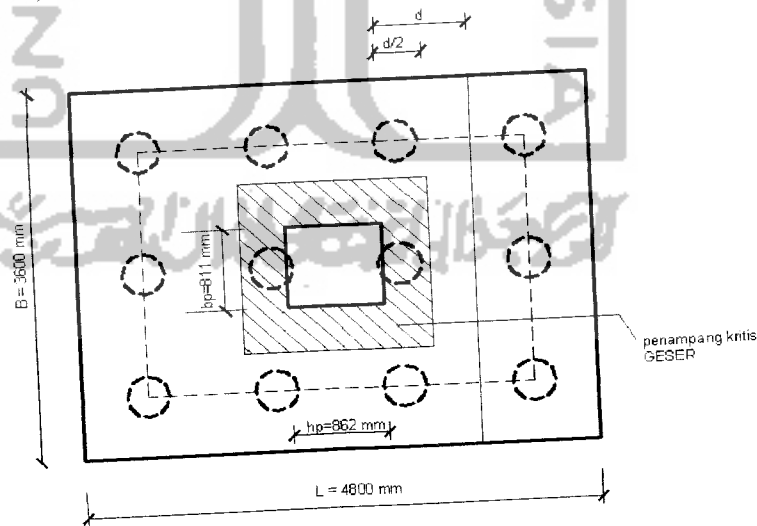
$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

pers. (3.13-11c)

$$= 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 6596 \cdot 812,50 \cdot 10^{-3} = 8932,083 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ pakai} = 8250,823 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \cdot 8250,823 = 4950,494 \text{ kN} > V_u = 4700,151 \text{ kN} \quad (Ok)$$

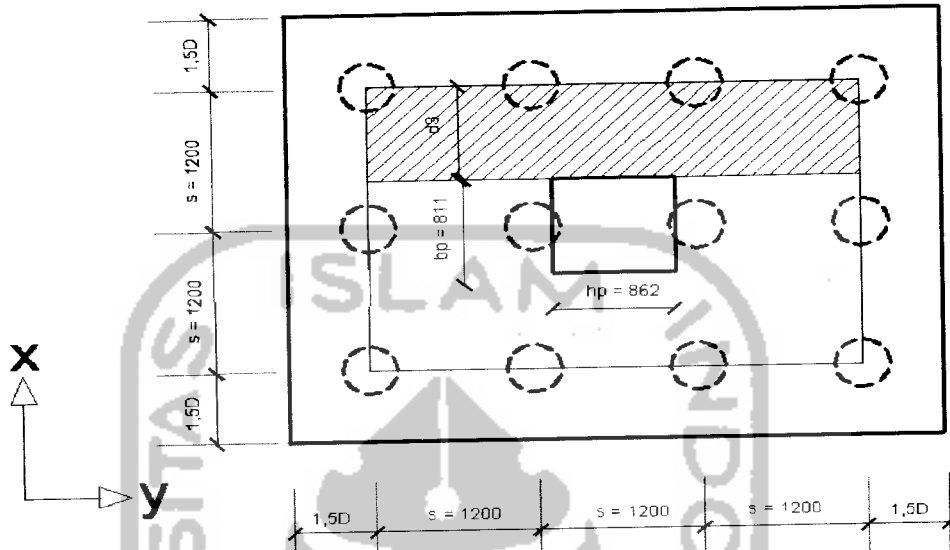


Gambar 5.32 Penampang kritis *pile cap* geser 2 arah (sejauh $d/2$)

Penulangan lentur *pile cap* (*poer*)

P_{u1} untuk 1 tiang = $P_{max} = 418,401$ KN

Penulangan *pile cap* arah x,



Gambar 3.33 Daerah penulangan lentur M_{ux}

$$M_{uy} = 3 \cdot P_{u1} \cdot d_3 \quad (d_3 = 1200 - (1/2 \cdot 811) = 795 \text{ mm}) \quad \text{pers. (3.13-14)}$$

$$= 3 \cdot 418,401 \cdot (0,795) = 997,887 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{pers. (3.13-15)}$$

$$\frac{997,887 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 1000 \left(812,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$1247,358 \cdot 10^6 = 21250 \cdot a \cdot (812,5 - a/2)$$

$$a^2 - 1625a + 117398,40 = 0$$

$$a = 75,778 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 75,778 \cdot 1000}{400} = 4025,706 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 812,5 = 2843,75 \text{ mm}^2 \quad \text{pers. (3.13-17)}$$

As perlu > As min ----- As pakai = As perlu = 4025,706 mm²

Pakai tulangan D32 → A₃₂ = 804,248 mm²

$$S = \frac{804,248 \cdot 1000}{4025,706} = 199,778 \text{ mm} \quad \text{pers. (3.13-18)}$$

Pakai tulangan D32 – 190

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{804,248 \cdot 1000}{190} = 4232,884 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ pakai}} = 4025,706 \text{ mm}^2 \quad (3.13-19)$$

Cek Kapasitas

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{4232,884 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 79,678 \text{ mm} \quad \text{pers. (3.13-20)}$$

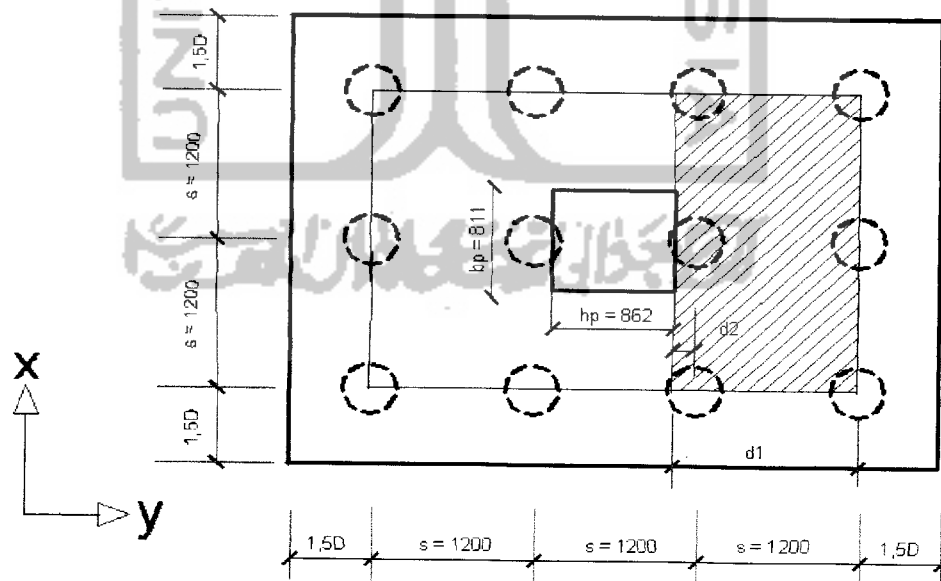
$$M_n = A_{s \text{ ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad \text{pers. (3.13-21)}$$

$$= 4232,884 \cdot 400 \cdot (812,5 - (0,5 \cdot 79,678)) \cdot 10^{-6} = 1308,230 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{pers. (3.13-22)}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 1308,230 = 1046,587 \text{ KNm} > M_u = 997,887 \text{ KNm} \quad (Ok) !$$

Penulangan *pile cap* arah y,



Gambar 3.34 Daerah penulangan lentur M_{uy}

$$d_1 = s + [(s-h_p)/2] = 1200 + [(1200 - 862)/2] = 1369 \text{ mm}$$

$$d_2 = (s-h_p)/2 = (1200 - 862)/2 = 169 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 4 \cdot P_{u1} \cdot d_1 + 3 \cdot P_{u2} \cdot d_2 \quad \text{pers. (3.13-23)}$$

$$= 4 \cdot 418,401 \cdot 1,369 + 3 \cdot 400,587 \cdot 0,169 = 1921,471 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{pers. (3.13-15)}$$

$$\frac{1921,471 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 1000 \left(812,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$2401,839 \cdot 10^6 = 21250 \cdot a \cdot \left(812,50 - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^2 - 1625a + 226055,42 = 0$$

$$a = 153,63 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 153,63 \cdot 1000}{400} = 8161,594 \text{ mm}^2 \quad \text{pers. (3.13-16)}$$

$$A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min} \text{ ----- } A_s \text{ pakai} = A_s \text{ perlu} = 8161,594 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan D32} \longrightarrow A_{32} = 804,248 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{804,248 \cdot 1000}{8161,594} = 98,54 \text{ mm} \quad \text{pers. (3.13-18)}$$

Pakai tulangan D32 – 90

$$A_s \text{ ada} = \frac{804,248 \cdot 1000}{90} = 8936,089 \text{ mm}^2 > A_s \text{ pakai} = 8161,594 \text{ mm}^2$$

Cek Kapasitas

$$a = \frac{A_s \text{ ada} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{8936,089 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 168,208 \text{ mm} \quad \text{pers. (3.13-20)}$$

$$M_n = A_s \text{ ada} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad \text{pers. (3.13-21)}$$

$$= 8936,089 \cdot 400 \cdot (812,5 - (0,5 \cdot 168,208)) \cdot 10^{-6} = 2603,605 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{pers. (3.13-22)}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 2603,605 = 2082,884 \text{ KNm} > M_u = 1921,471 \text{ KNm} \quad \text{Ok!}$$

Tulangan susut

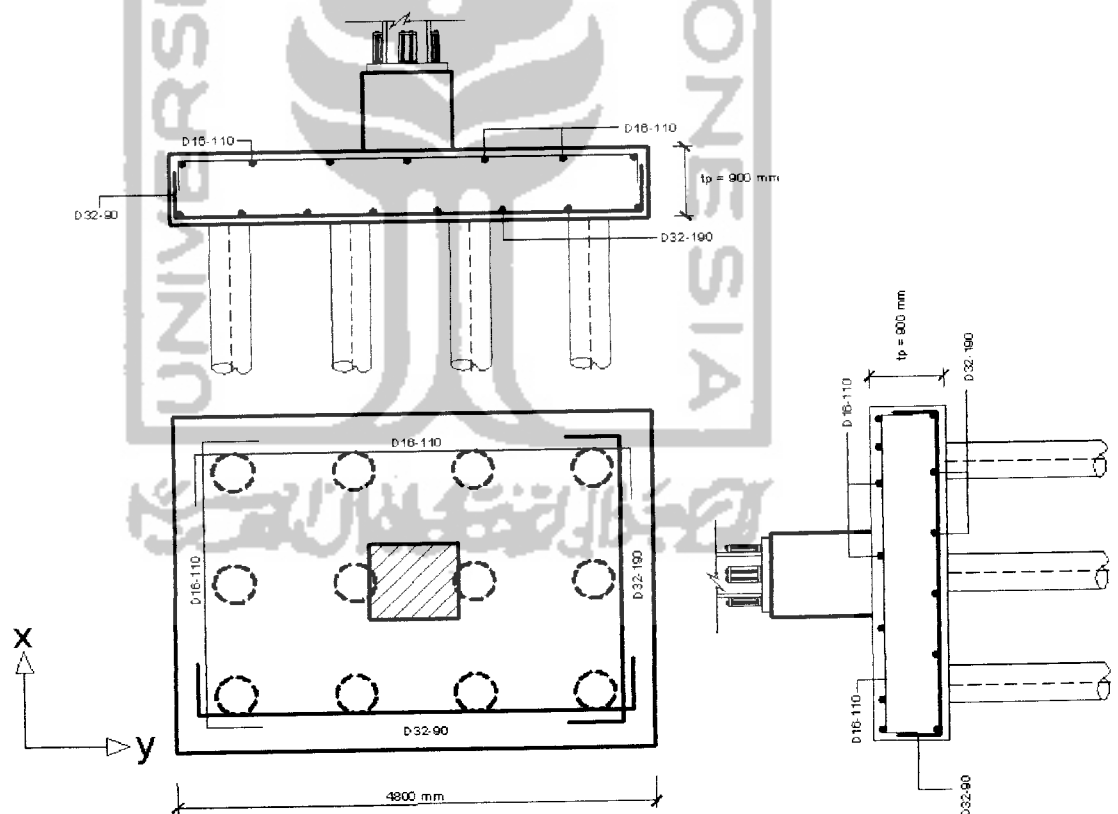
$$A_{s\ st} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 862 = 1724 \text{ mm}^2 \quad \text{pers. (3.13-24)}$$

$$\text{Pakai tulangan D16} \longrightarrow A_{16} = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{200,96 \cdot 1000}{1724} = 116,566 \text{ mm} \quad \text{pers. (3.13-25)}$$

Pakai tulangan susut D16 – 110

Detail perhitungan penulangan pile cap tiang pancang dapat dilihat pada gambar 5.25 dibawah ini



Gambar 5.33 Penulangan *pile cap*