

## BAB V

### APLIKASI DISAIN

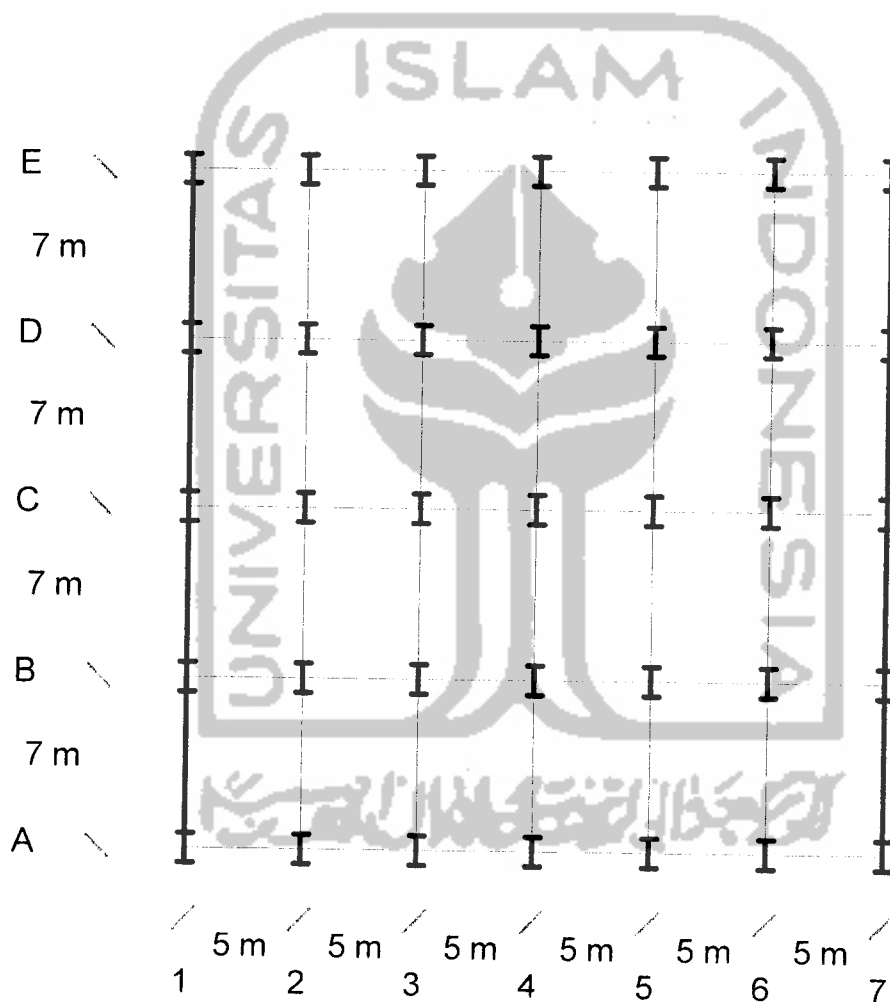
#### 5.1 Pendahuluan

Dalam mendesain suatu struktur, perlu adanya data-data yang jelas mengenai peraturan maupun anggapan-anggapan yang akan digunakan, adapun data-data tersebut adalah

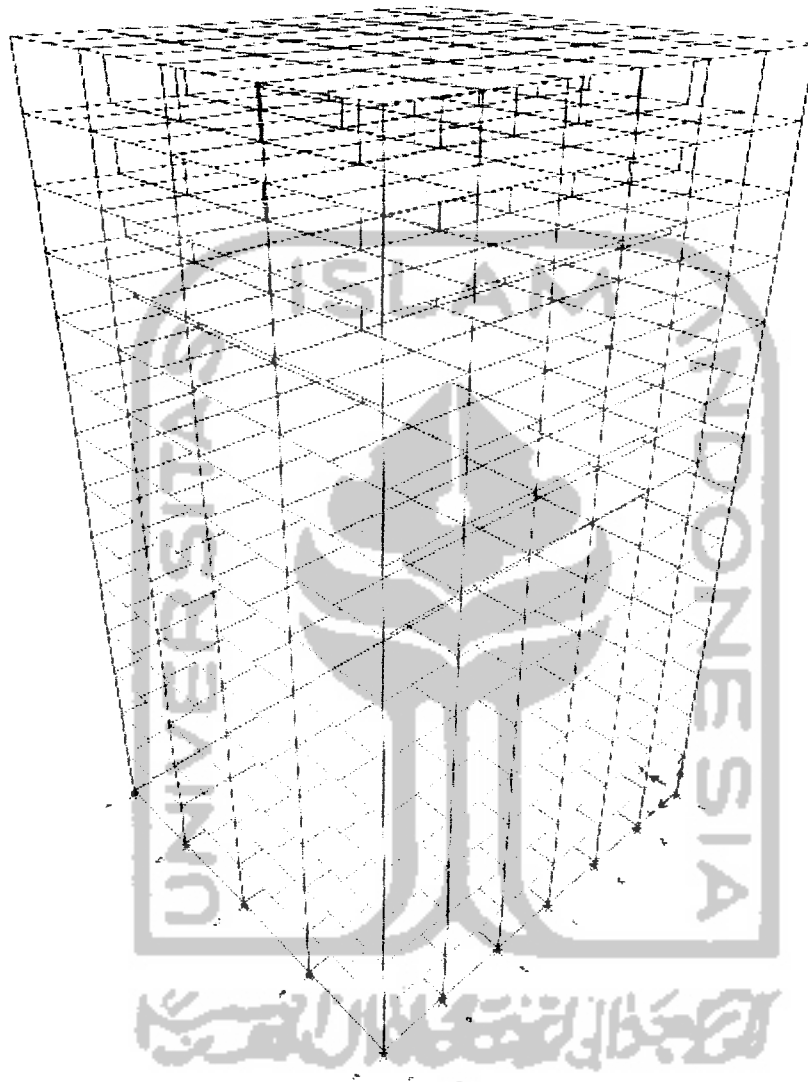
1. Dasar pendisainan menggunakan metode AISC-LRFD 1993 (*American Institut Steel Design-Load and Resistant Factor Design*).
2. Pendisainan ini menggunakan model 3-D dengan variasi tingkat sebanyak 14 tingkat.
3. Perencanaan gaya geser gempa didasarkan pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2000, yang mana gaya geser gempa tersebut direncanakan menggunakan struktur baja daktil dengan tingkat daktilitas penuh.
4. Model disain yang digunakan adalah Rangka Pemikul Momen khusus (SRPMK) untuk struktur USF, dan Rangka Batang Baja Pemikul Momen Khusus (SRBPMK) untuk struktur BSF, sehingga diambil nilai faktor reduksi gempa ( $R$ ) sebesar 6,5 untuk struktur BSF dan 8,5 untuk struktur

USF, sedangkan  $\mu_m$  diambil sebesar 4 untuk struktur BSF dan  $\mu_m$  diambil sebesar 5,2 untuk struktur USF.

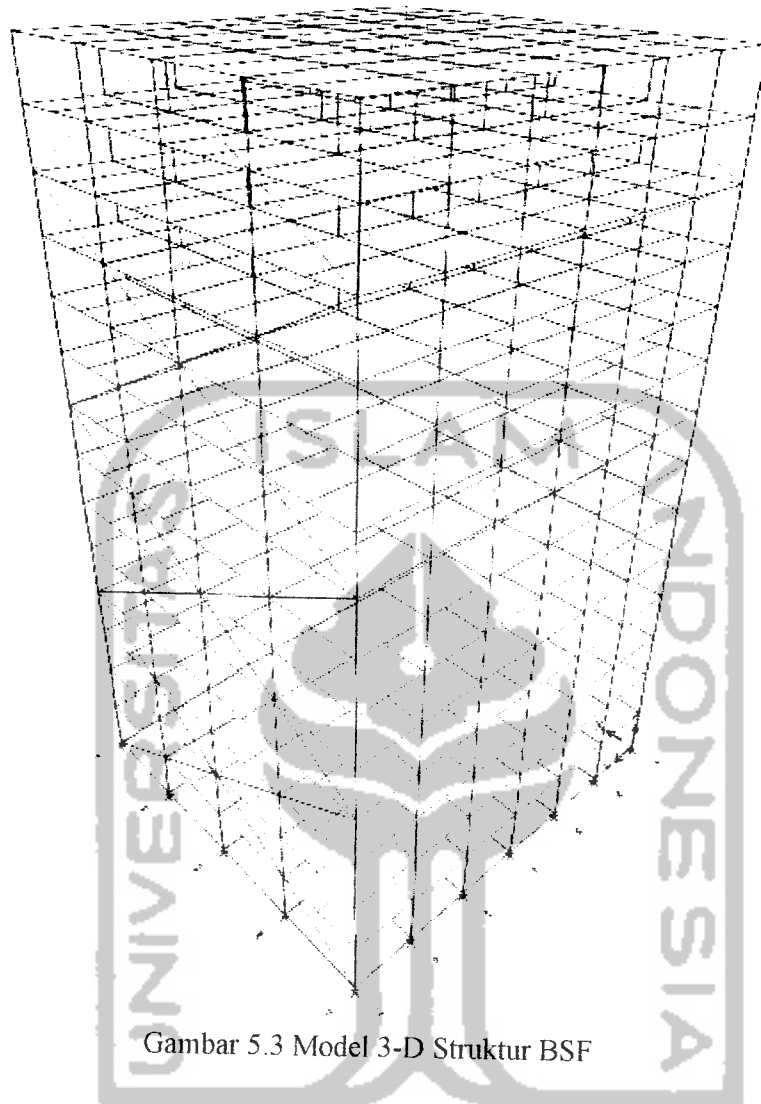
5. Simpangan antar tingkat (*inter story drift*) untuk keadaan layan batas (*Serviceability limit state*), diambil batas maksimal sebesar  $0,005h$  (0,5%) atau setara dengan 20 mm.



Gambar 5.1 Denah Struktur Baja 14 Lantai



Gambar 5.2 model 3-D Struktur USF

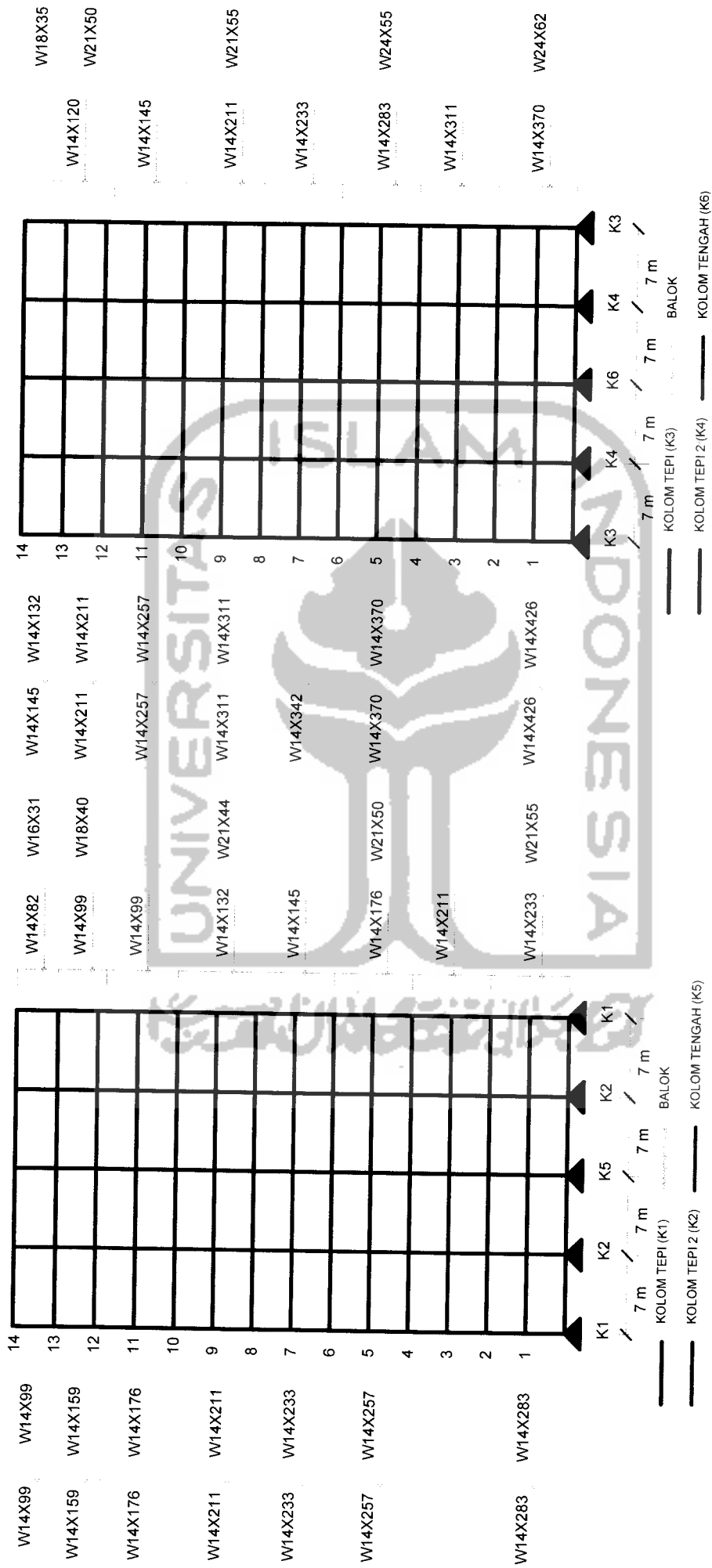


Gambar 5.3 Model 3-D Struktur BSF

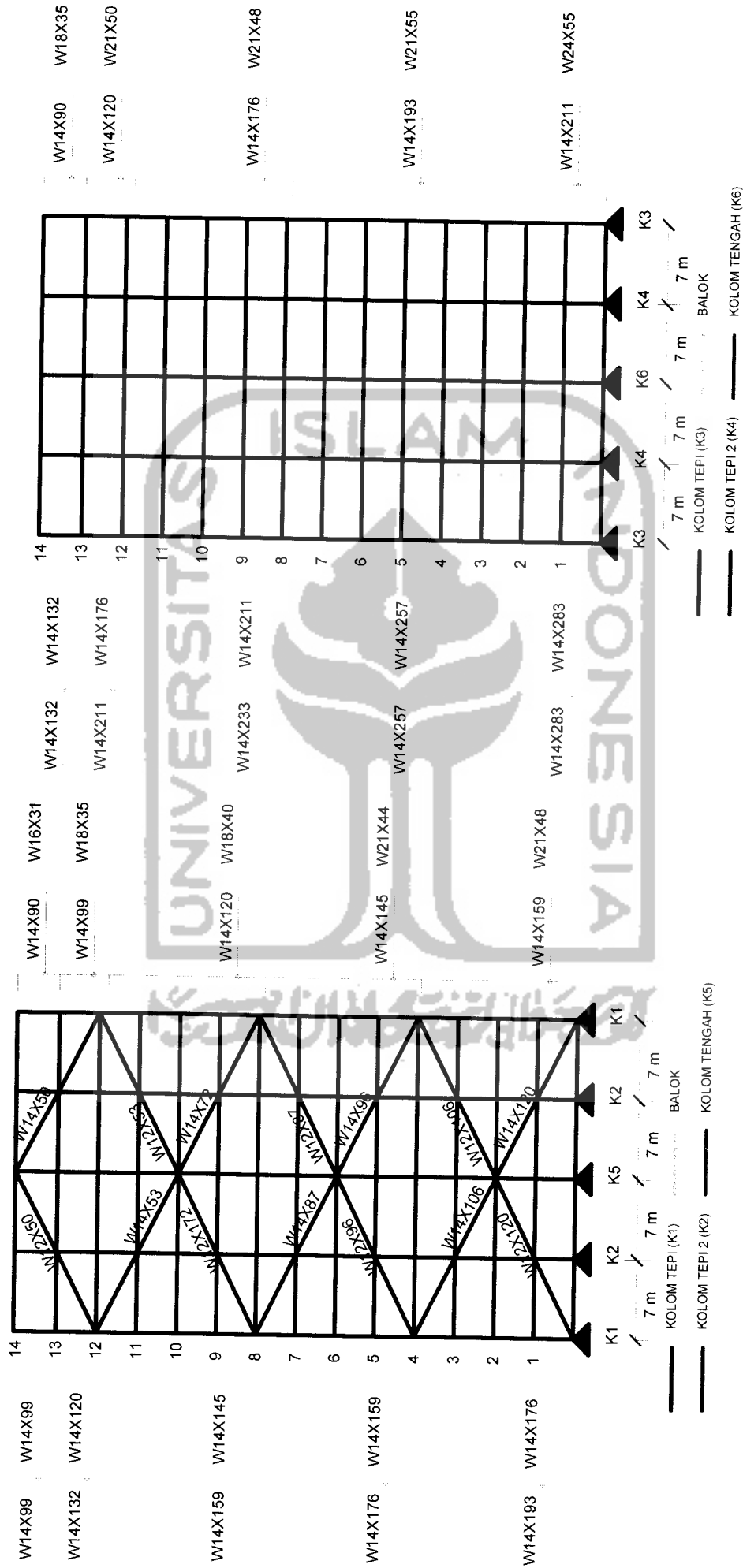
## 5.2 Pembebanan Struktur

### 5.2.1 Rencana Penempatan Elemen Struktur

Elemen-elemen pada struktur dipilih dengan cara coba-coba (*trial and error*), dengan mempertimbangkan kekuatan elemen dan simpangan antar tingkat yang terjadi.

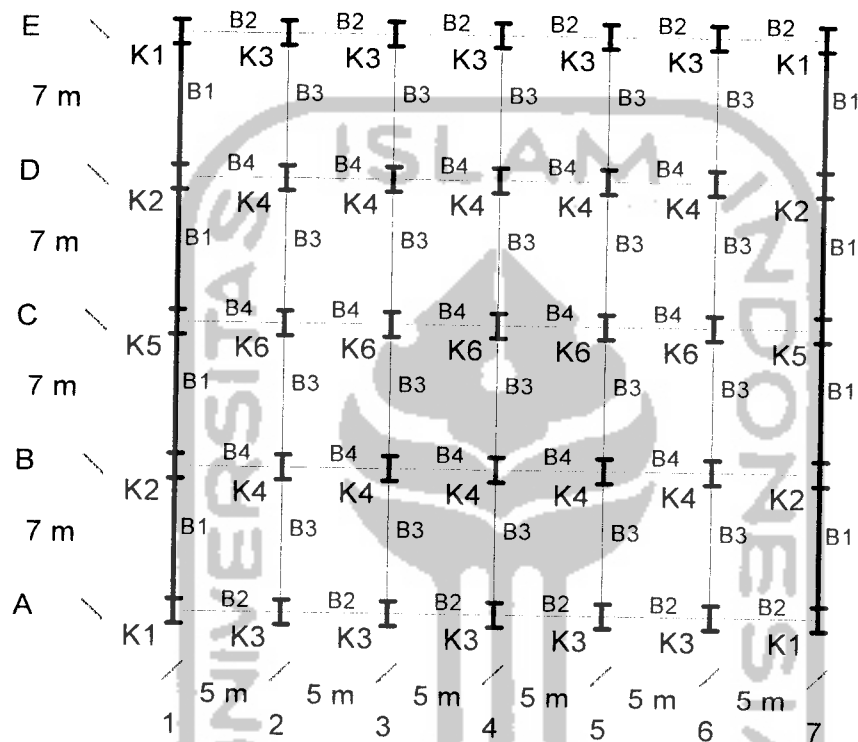


Gambar 5.5 Rencana Penempatan Profil Struktur USF 14 lantai @3,75 m



Gambar 5.4 Rencana Penempatan Profil Struktur BSF 14 lantai @3,75 m

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



Gambar 5.6 Denah Balok Dan Kolom Struktur Baja 14 lantai

Tabel 5.1 Profil Rencana Balok Struktur USF

Lantai	Balok				
	B1	B2	B3	B4	B.Anak
14	W16X31	W12X26	W18X35	W12X26	W12X26
13	W18X40	W12X26	W21X50	W12X30	W12X30
12	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
11	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
10	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
9	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
8	W21X50	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30

7	W21X50	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
6	W21X50	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
5	W21X50	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
4	W21X55	W12X26	W24X62	W12X30	W12X30
3	W21X55	W12X26	W24X62	W12X30	W12X30
2	W21X55	W12X26	W24X62	W12X30	W12X30
1	W21X55	W12X26	W24X62	W12X30	W12X30

Tabel 5.2 Profil Rencana Kolom Struktur USF

Lantai	Kolom					
	K1	K2	K3	K4	K5	K6
14	W14X82	W14X99	W14X120	W14X145	W14X99	W14X132
13	W14X99	W14X159	W14X120	W14X211	W14X159	W14X211
12	W14X99	W14X176	W14X145	W14X257	W14X176	W14X257
11	W14X99	W14X176	W14X145	W14X257	W14X176	W14X257
10	W14X132	W14X211	W14X211	W14X311	W14X211	W14X311
9	W14X132	W14X211	W14X211	W14X311	W14X211	W14X311
8	W14X145	W14X233	W14X233	W14X342	W14X233	W14X370
7	W14X145	W14X233	W14X233	W14X342	W14X233	W14X370
6	W14X176	W14X257	W14X283	W14X370	W14X257	W14X370
5	W14X176	W14X257	W14X283	W14X370	W14X257	W14X370
4	W14X211	W14X283	W14X311	W14X426	W14X283	W14X426
3	W14X211	W14X283	W14X311	W14X426	W14X283	W14X426
2	W14X233	W14X283	W14X370	W14X426	W14X283	W14X426
1	W14X233	W14X283	W14X370	W14X426	W14X283	W14X426

Tabel 5.3 Profil Rencana Balok Struktur BSF

Lantai	Balok				
	B1	B2	B3	B4	B.Anak
14	W16X31	W12X26	W18X35	W12X26	W12X26
13	W18X35	W12X26	W21X48	W12X30	W12X30
12	W18X40	W12X26	W21X50	W12X30	W12X30
11	W18X40	W12X26	W21X50	W12X30	W12X30
10	W18X40	W12X26	W21X50	W12X30	W12X30
9	W18X40	W12X26	W21X50	W12X30	W12X30
8	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
7	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
6	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
5	W21X44	W12X26	W21X55	W12X30	W12X30
4	W21X48	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30



3	W21X48	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
2	W21X48	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30
1	W21X48	W12X26	W24X55	W12X30	W12X30

Tabel 5.4 Profil Rencana Kolom dan B्रेसing Struktur BSF

Lantai	Kolom						
	K1	K2	K3	K4	K5	K6	Brace
14	W14X90	W14X109	W14X109	W14X132	W14X99	W14X132	W12X50
13	W14X99	W14X132	W14X176	W14X211	W14X176	W14X176	W12X50
12	W14X120	W14X159	W14X211	W14X233	W14X211	W14X211	W12X53
11	W14X120	W14X159	W14X211	W14X233	W14X211	W14X211	W12X53
10	W14X120	W14X159	W14X211	W14X233	W14X211	W14X211	W12X72
9	W14X120	W14X159	W14X211	W14X233	W14X211	W14X211	W12X72
8	W14X145	W14X176	W14X193	W14X257	W14X257	W14X257	W12X87
7	W14X145	W14X176	W14X193	W14X257	W14X257	W14X257	W12X87
6	W14X145	W14X176	W14X193	W14X257	W14X257	W14X257	W12X96
5	W14X145	W14X176	W14X193	W14X257	W14X257	W14X257	W12X96
4	W14X159	W14X193	W14X211	W14X283	W14X283	W14X283	W12X106
3	W14X159	W14X193	W14X211	W14X283	W14X283	W14X283	W12X106
2	W14X159	W14X193	W14X211	W14X283	W14X283	W14X283	W12X120
1	W14X159	W14X193	W14X211	W14X283	W14X283	W14X283	W12X120

### 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

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

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

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

$$\text{Berat tegel} = 0,01 \cdot 2400 = 24 \text{ Kg/m}^2$$

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

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

---


$$483 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{b. Beban hidup} = 250 = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{c. Beban tembok} = 0,15 \cdot 3,3 \cdot 1700 = 841,2 \text{ Kg/m}^2$$

### Kontrol tebal pelat rencana

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

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

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

#### 1. Berat atap (lantai 14)

$$\text{Berat pelat atap} = 30 \cdot 28 \cdot 321 = 269640 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat balok (B1)} = 2 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 46,14 = 2583,84 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat balok (B3)} = 5 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 52,05 = 7287 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat balok (B2)} = 2 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66 = 2319,6 \text{ Kg}$$

Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 3479,4$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 38,66$	$= 4639,200$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 133,92 \cdot 3,75$	$= 2008,8$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 147,06 \cdot 3,75$	$= 2205,9$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 133,92 \cdot 3,75$	$= 5022$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 196,08 \cdot 3,75$	$= 7353$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 147,06 \cdot 3,75$	$= 1102,875$	Kg
Berat kolom (K6)	$= 5 \cdot 196,08 \cdot 3,75$	$= 3676,5$	Kg
Berat bresing	$= 7,9412 \cdot 4 \cdot 73,78$	$= 2343,607$	Kg
Beban hidup	$= 0,7 \cdot 30 \cdot 28 \cdot 100$	$= 58800$	Kg
	<b>Total</b>	<b>=372461,541</b>	<b>Kg</b>

## 2. Berat lantai (lantai 13)

Berat pelat atap	$= 30 \cdot 28 \cdot 483$	$= 405720$	Kg
Berat balok (B1)	$= 2 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 52,05$	$= 2914,8$	Kg
Berat balok (B3)	$= 5 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 71,25$	$= 9975$	Kg
Berat balok (B2)	$= 2 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 2319,6$	Kg
Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 44,421$	$= 3997,89$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 44,421$	$= 5330,52$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 147,06 \cdot 3,75$	$= 2205,9$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 196,08 \cdot 3,75$	$= 2941,2$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 178,39 \cdot 3,75$	$= 6689,625$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 313,32 \cdot 3,75$	$= 11749,5$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 178,39 \cdot 3,75$	$= 1337,925$	Kg

Berat kolom (K6)	= 5 . 261,77 . 3,75	= 4908,188	Kg
Berat bresing	= 7,9412 . 4 . 73,78	= 2343,607	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 900593,378</b>	<b>Kg</b>

### 3. Berat lantai (lantai 12 = 11)

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 59,63	= 3339,28	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 74,29	= 10400,6	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,421	= 3997,89	Kg
Berat balok anak	= 6 . 4 . 5 . 44,421	= 5330,52	Kg
Berat kolom (K1)	= 4 . 178,39 . 3,75	= 2675,85	Kg
Berat kolom (K2)	= 4 . 236 . 3,75	= 3540	Kg
Berat kolom (K3)	= 5 . 2 . 261,77 . 3,75	= 9816,375	Kg
Berat kolom (K4)	= 5 . 2 . 346,17 . 3,75	= 12981,375	Kg
Berat kolom (K5)	= 2 . 215,79 . 3,75	= 1618,425	Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 313,32 . 3,75	= 5874,75	Kg
Berat bresing	= 7,9412 . 4 . 78,84	= 2504,337	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 908277,346</b>	<b>Kg</b>

## 4. Berat lantai (lantai 10 = 9)

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 59,63	= 3339,28	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 74,29	= 10400,6	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,421	= 3997,89	Kg
Berat balok anak	= 6 . 4 . 5 . 44,421	= 5330,52	Kg
Berat kolom (K1)	= 4 . 178,39 . 3,75	= 2675,85	Kg
Berat kolom (K2)	= 4 . 236 . 3,75	= 3540	Kg
Berat kolom (K3)	= 5 . 2 . 261,77 . 3,75	= 9816,375	Kg
Berat kolom (K4)	= 5 . 2 . 346,17 . 3,75	= 12981,375	Kg
Berat kolom (K5)	= 2 . 215,79 . 3,75	= 1618,425	Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 313,32 . 3,75	= 5874,75	Kg
Berat bresing	= 7,9412 . 4 . 106,63	= 3387,081	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 909160,209</b>	<b>Kg</b>

## 5. Berat lantai (lantai 8 = 7)

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 65,7	= 3339,28	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 81,87	= 10400,6	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,421	= 3997,89	Kg

Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 44,421$	$= 5330,52$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 215,79 \cdot 3,75$	$= 3236,85$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 261,77 \cdot 3,75$	$= 3926,55$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 287,04 \cdot 3,75$	$= 10764$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 382,05 \cdot 3,75$	$= 14326,875$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 236 \cdot 3,75$	$= 1770$	Kg
Berat kolom (K6)	$= 5 \cdot 382,05 \cdot 3,75$	$= 7163,438$	Kg
Berat bresing	$= 7,9412 \cdot 4 \cdot 129,37$	$= 4109,412$	Kg
Berat tembok	$= [(5 \cdot 30) + (7 \cdot 28)] \cdot 841,2$	$= 291055,2$	Kg
Beban hidup	$= 0,7 \cdot 30 \cdot 28 \cdot 250$	$= 147000$	Kg
	<b>Total</b>	<b><math>= 915964,234</math></b>	<b>Kg</b>
6. Berat lantai (lantai 6 = 5)			
Berat pelat atap	$= 30 \cdot 28 \cdot 483$	$= 405720$	Kg
Berat balok (B1)	$= 2 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 65,7$	$= 3339,28$	Kg
Berat balok (B3)	$= 5 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 81,87$	$= 10400,6$	Kg
Berat balok (B2)	$= 2 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 2319,6$	Kg
Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 44,421$	$= 3997,89$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 44,421$	$= 5330,52$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 215,79 \cdot 3,75$	$= 3236,85$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 261,77 \cdot 3,75$	$= 3926,55$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 287,04 \cdot 3,75$	$= 10764$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 382,05 \cdot 3,75$	$= 14326,875$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 236 \cdot 3,75$	$= 1770$	Kg

Berat kolom (K6)	= 5 . 382,05 . 3,75	= 7163,438	Kg
Berat bresing	= 7,9412 . 4 . 142,51	= 4526,802	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 916381,586</b>	<b>Kg</b>

## 7. Berat lantai (lantai 4 = 3)

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 71,25	= 3990	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 82,37	= 11531,8	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,421	= 3997,89	Kg
Berat balok anak	= 6 . 4 . 5 . 44,421	= 5330,52	Kg
Berat kolom (K1)	= 4 . 236 . 3,75	= 3540	Kg
Berat kolom (K2)	= 4 . 287,04 . 3,75	= 4305,6	Kg
Berat kolom (K3)	= 5 . 2 . 313,32 . 3,75	= 11749,5	Kg
Berat kolom (K4)	= 5 . 2 . 420,96 . 3,75	= 15785,625	Kg
Berat kolom (K5)	= 2 . 261,77 . 3,75	= 1963,275	Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 420,96 . 3,75	= 7893	Kg
Berat bresing	= 7,9412 . 4 . 157,67	= 5008,356	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 921294,979</b>	<b>Kg</b>

## 8. Berat lantai (lantai 2 = 1)

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 71,25	= 3990	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 82,37	= 11531,8	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,421	= 3997,89	Kg
Berat balok anak	= 6 . 4 . 5 . 44,421	= 5330,52	Kg
Berat kolom (K1)	= 4 . 236 . 3,75	= 3540	Kg
Berat kolom (K2)	= 4 . 287,04 . 3,75	= 4305,6	Kg
Berat kolom (K3)	= 5 . 2 . 313,32 . 3,75	= 11749,5	Kg
Berat kolom (K4)	= 5 . 2 . 420,96 . 3,75	= 15785,625	Kg
Berat kolom (K5)	= 2 . 261,77 . 3,75	= 1963,275	Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 420,96 . 3,75	= 7893	Kg
Berat bresing	= 7,9412 . 4 . 178,39	= 5666,523	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 921953,114</b>	<b>Kg</b>

**Perhitungan berat total struktur *unbrace steel frame (USF)***

## 1 Berat atap (lantai 14)

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 321	= 269640	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 46,14	= 2583,84	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 52,05	= 7287	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg



Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 2319,6$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 38,66$	$= 4639,200$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 121,28 \cdot 3,75$	$= 1818,9$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 147,06 \cdot 3,75$	$= 2205,65$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 178,39 \cdot 3,75$	$= 6689,625$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 215,79 \cdot 3,75$	$= 8092,125$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 147,06 \cdot 3,75$	$= 1102,9$	Kg
Berat kolom (K6)	$= 5 \cdot 196,08 \cdot 3,75$	$= 3676,4$	Kg
Beban hidup	$= 0,7 \cdot 30 \cdot 28 \cdot 100$	$= 58800$	Kg
	<b>Total</b>	<b><math>= 372335,18</math></b>	<b>Kg</b>
2 Berat lantai (lantai 13)			
Berat pelat atap	$= 30 \cdot 28 \cdot 483$	$= 405720$	Kg
Berat balok (B1)	$= 2 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 59,63$	$= 3339,28$	Kg
Berat balok (B3)	$= 5 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 74,29$	$= 10400,6$	Kg
Berat balok (B2)	$= 2 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 2319,6$	Kg
Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 44,42$	$= 3997,8$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 44,42$	$= 5330,52$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 147,06 \cdot 3,75$	$= 2205,65$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 236 \cdot 3,75$	$= 3540$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 178,39 \cdot 3,75$	$= 6889,6$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 313,32 \cdot 3,75$	$= 11749$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 236 \cdot 3,75$	$= 1770$	Kg
Berat kolom (K6)	$= 5 \cdot 313,32 \cdot 3,75$	$= 5874,75$	Kg

Berat tembok	$= [(5 \cdot 30) + (7 \cdot 28)] \cdot 841,2$	$= 291055,2$	Kg
Beban hidup	$= 0,7 \cdot 30 \cdot 28 \cdot 250$	$= 147000$	Kg
<b>Total</b>		<b><math>= 901096,17</math></b>	<b>Kg</b>

### 3 Berat lantai (lantai 12 = 11 )

Berat pelat atap	$= 30 \cdot 28 \cdot 483$	$= 405720$	Kg
Berat balok (B1)	$= 2 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 65,70$	$= 3679,2$	Kg
Berat balok (B3)	$= 5 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 81,87$	$= 11461,8$	Kg
Berat balok (B2)	$= 2 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 2319,6$	Kg
Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 44,42$	$= 3997,8$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 44,421$	$= 5330,52$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 147,06 \cdot 3,75$	$= 2206,6$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 261,77 \cdot 3,75$	$= 3926,8$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 215,79 \cdot 3,75$	$= 8092$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 382,05 \cdot 3,75$	$= 14327$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 261,77 \cdot 3,75$	$= 1963,3$	Kg
Berat kolom (K6)	$= 5 \cdot 382,05 \cdot 3,75$	$= 7163,4$	Kg
Berat tembok	$= [(5 \cdot 30) + (7 \cdot 28)] \cdot 841,2$	$= 291055,2$	Kg
Beban hidup	$= 0,7 \cdot 30 \cdot 28 \cdot 250$	$= 147000$	Kg
<b>Total</b>		<b><math>= 908345,22</math></b>	<b>Kg</b>

### 4 Berat lantai (lantai 10 = 9 )

Berat pelat atap	$= 30 \cdot 28 \cdot 483$	$= 405720$	Kg
Berat balok (B1)	$= 2 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 65,70$	$= 3679,2$	Kg
Berat balok (B3)	$= 5 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 81,87$	$= 11461,8$	Kg

Berat balok (B2)	$= 2 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 2319,6$	Kg
Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 44,42$	$= 3997,8$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 44,421$	$= 5330,52$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 196,08 \cdot 3,75$	$= 2941$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 313,32 \cdot 3,75$	$= 4699,8$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 313,32 \cdot 3,75$	$= 11749$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 461,89 \cdot 3,75$	$= 17321$	Kg
Berat kolom (K5)	$= 2 \cdot 261,77 \cdot 3,75$	$= 1963,3$	Kg
Berat kolom (K6)	$= 5 \cdot 461,89 \cdot 3,75$	$= 8660,438$	Kg
Berat tembok	$= [(5 \cdot 30) + (7 \cdot 28)] \cdot 841,2$	$= 291055,2$	Kg
Beban hidup	$= 0,7 \cdot 30 \cdot 28 \cdot 250$	$= 147000$	Kg
	<b>Total</b>	<b>= 924150,16</b>	<b>Kg</b>
5 Berat lantai (lantai 8 = 7)			
Berat pelat atap	$= 30 \cdot 28 \cdot 483$	$= 405720$	Kg
Berat balok (B1)	$= 2 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 74,29$	$= 4160,24$	Kg
Berat balok (B3)	$= 5 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 82,37$	$= 11531,8$	Kg
Berat balok (B2)	$= 2 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 38,66$	$= 2319,6$	Kg
Berat balok (B4)	$= 3 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 44,42$	$= 3997,8$	Kg
Berat balok anak	$= 6 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 44,421$	$= 5330,52$	Kg
Berat kolom (K1)	$= 4 \cdot 313,32 \cdot 3,75$	$= 4699,8$	Kg
Berat kolom (K2)	$= 4 \cdot 382,05 \cdot 3,75$	$= 5730,75$	Kg
Berat kolom (K3)	$= 5 \cdot 2 \cdot 420,96 \cdot 3,75$	$= 15786$	Kg
Berat kolom (K4)	$= 5 \cdot 2 \cdot 550,84 \cdot 3,75$	$= 20656,5$	Kg

Berat kolom (K5)	= 2 . 382,05 . 3,75	= 2865,375	Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 550,84 . 3,75	= 4131,3	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 924694,43</b>	<b>Kg</b>

#### 6 Berat lantai (lantai 6 = 5 )

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 74,29	= 4160,24	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 82,37	= 11531,8	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,42	= 3997,8	Kg
Berat balok anak	= 6 . 4 . 5 . 44,421	= 5330,52	Kg
Berat kolom (K1)	= 4 . 261,77 . 3,75	= 3927	Kg
Berat kolom (K2)	= 4 . 382,05 . 3,75	= 5730,75	Kg
Berat kolom (K3)	= 5 . 2 . 420,96 . 3,75	= 15786	Kg
Berat kolom (K4)	= 5 . 2 . 550,84 . 3,75	= 20656,5	Kg
Berat kolom (K5)	= 2 . 382,05 . 3,75	= 2865,375	Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 550,84 . 3,75	= 4131,3	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
<b>Total</b>		<b>= 930512,32</b>	<b>Kg</b>

#### 7 Berat lantai (lantai 4 = 3 )

Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
------------------	-----------------	----------	----

Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 81,87	= 4584,72	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 92,48	= 12947,2	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,42	= 3997,8	Kg
Berat balok anak	= 6 . 4 . 5 . 44,421	= 5330,52	Kg
Berat kolom (K1)	= 4 . 313,32 . 3,75	= 4700	Kg
Berat kolom (K2)	= 4 . 420,96 . 3,75	= 6314,4	Kg
Berat kolom (K3)	= 5 . 2 . 461,89 . 3,75	= 17320,875	Kg
Berat kolom (K4)	= 5 . 2 . 631,69 . 3,75	= 23688,375	Kg
Berat kolom (K5)	= 2 . 420,96 . 3,75	= 3157,2	Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 631,69 . 3,75	= 11844,188	Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2	Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000	Kg
	<b>Total</b>	<b>= 939689,54</b>	<b>Kg</b>
8 Berat lantai (lantai 2 = 1 )			
Berat pelat atap	= 30 . 28 . 483	= 405720	Kg
Berat balok (B1)	= 2 . 7 . 4 . 81,87	= 4584,72	Kg
Berat balok (B3)	= 5 . 7 . 4 . 92,48	= 12947,2	Kg
Berat balok (B2)	= 2 . 5 . 6 . 38,66	= 2319,6	Kg
Berat balok (B4)	= 3 . 5 . 6 . 44,42	= 3997,8	Kg
Berat balok anak	= 6 . 4 . 5 . 44,421	= 5330,52	Kg
Berat kolom (K1)	= 4 . 346,17 . 3,75	= 5192,55	Kg
Berat kolom (K2)	= 4 . 420,96 . 3,75	= 6314,4	Kg

Berat kolom (K3)	= 5 . 2 . 550,84 . 3,75	= 17320,875 Kg
Berat kolom (K4)	= 5 . 2 . 631,69 . 3,75	= 23688,375 Kg
Berat kolom (K5)	= 2 . 420,96 . 3,75	= 3157,2 Kg
Berat kolom (K6)	= 5 . 631,69 . 3,75	= 11844,188 Kg
Berat tembok	= [(5 . 30)+(7 . 28)] . 841,2	= 291055,2 Kg
Beban hidup	= 0,7 . 30 . 28 . 250	= 147000 Kg
<b>Total</b>		<b>= 943911,77 Kg</b>

Perhitungan lengkap untuk berat total struktur berpengaku (BSF) dan struktur tidak berpengaku (USF) dapat dilihat pada lampiran A-2-2

Tabel 5.5 Berat Tiap Lantai Struktur Portal Baja

Lantai	Berat total lantai, W <sub>i</sub> (kN)	
	<i>Unbraced Steel Frame</i>	<i>Braced Steel Frame</i>
14	372335.18	372461,542
13	901096.17	900593,378
12	908345.22	908277,346
11	908345.22	908277,346
10	918123.82	909160,209
9	918123.82	909160,209
8	924694.43	915964,234
7	924694.43	915964,234
6	930512.32	916381,586
5	930512.32	916381,586
4	939689.54	921294,979
3	939689.54	921294,979
2	943911.77	921953,114
1	943911.77	921953,114
<b>Total, W<sub>t</sub></b>	<b>12405305</b>	<b>12259117,856</b>

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

#### 1. Waktu getar struktur (T)

a. Struktur *unbraced steel frame*

(pers.3.2-2)

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

b. Struktur *braced steel frame*

- Berdasarkan *code Prancis* (Pers. 3.2-3)

$$T = 0,08. \frac{H}{\sqrt{Lx}} \cdot \sqrt{\frac{H}{Lx + H}} = 0,08. \frac{52,5}{\sqrt{28}} \cdot \sqrt{\frac{52,5}{28 + 52,5}} = 0,6409 \text{ detik}$$

- Berdasarkan *code Israel* (Pers. 3.2-4)

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

- Berdasarkan *code Puerto Rico* (Pers. 3.2-5)

$$T = \frac{Hn}{20 \cdot \sqrt{D}} = \frac{52,5}{20 \cdot \sqrt{28}} = 0,496 \text{ detik}$$

- Berdasarkan *code Spanyol* (Pers. 3.2-6)

$$T = 0,85. \sqrt{\frac{1}{L/H}} \cdot 0,1. \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,85. \sqrt{\frac{1}{28/52,5}} \cdot 0,1. \frac{52,5}{\sqrt{28}} = 0,449 \text{ detik}$$

Dipakai T empiris berdasarkan code Israel, T = 0,956 detik.

## 2. Koefisien gempa dasar

Struktur berada di wilayah gempa 6 dan di atas tanah keras

a. Struktur *unbraced steel frame*

T = 1,658 detik, maka C (diperoleh dari grafik Gambar 2 Respon Spektrum Gempa Rencana dari SKSNI-1726-2002) = 0,253

b. Struktur *braced steel frame*

T = 0,956 detik, maka C (diperoleh dari grafik Gambar 2 Respon Spektrum Gempa Rencana dari SKSNI-1726-2002) = 0,439

## 3. Faktor keutamaan (I) dan faktor respon gempa (R)

Ditentukan nilai I = 1 (perkantoran), R = 6,5 (BSF) dan R = 8,5 (USF)

#### 4. Gaya geser dasar horizontal akibat gempa

$$V = ((C_1 \cdot I)/R) \cdot W_t \text{ (unbraced steel frame)} \quad (\text{Pers. 3.2-1})$$

$$V = ((0,253 \cdot 1)/8,5) \cdot 12405305 \text{ Kg} = 369240,25 \text{ Kg}$$

$$V = ((C_1 \cdot I)/R) \cdot W_t \text{ (braced steel frame)} \quad (\text{Pers. 3.2-1})$$

$$V = ((0,439 \cdot 1)/6,5) \cdot 12259117,86 \text{ Kg} = 828856,975 \text{ Kg}$$

#### 5. Distribusi gaya geser dasar akibat gempa

Karena rasio  $H/B = 52,5/28 = 1,875 < 3$  maka gaya geser dasar horizontal di sepanjang tinggi gedung didistribusikan dengan persamaan berikut.

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot (V) \quad (\text{Pers. 3.2- 8})$$

Tabel 5.6 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur USF

Lantai	Hi (m)	Wi (Kg)	Wi . hi (Kg-m)	Fi (x, y) (Kg)
14	52,5	372335.18	19547597	21708
13	48,75	901096.17	43928439	48783
12	45	908345.22	40875535	45392
11	41,25	908345.22	37469240	41610
10	37,5	918123.82	34439592	38245
9	33,75	918123.82	30995633	34421
8	30	924694.43	27740833	30806
7	26,25	924694.43	24273229	26956
6	22,5	930512.32	20936527	23250
5	18,75	930512.32	17447106	19375
4	15	939689.54	14101256	15660
3	11,25	939689.54	10575942	11745
2	7,5	943911.77	7079338	7862
1	3,75	943911.77	3539669	3931
		12405305	332949936.2	369742.52

Tabel 5.7 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF

Lantai	Hi (m)	Wi (Kg)	Wi . hi (Kg-m)	Fi (x, y) (Kg)
14	52,5	372461.5	19554230,9	49047
13	48,75	900593.4	43903927,2	110121
12	45	908277.3	40872480,6	102518
11	41,25	908277.3	37466440,5	93975



10	37,5	909160.2	34093507,9	85514
9	33,75	909160.2	30684157,1	76963
8	30	915964.2	27478927	68924
7	26,25	915964.2	24044061,1	60308
6	22,5	916381.6	20618585,7	51716
5	18,75	916381.6	17182154,7	43097
4	15	921295	13819424,7	34662
3	11,25	921295	10364568,5	25997
2	7,5	921953.1	6914648,36	17344
1	3,75	921953.1	3457324,18	8672
		<b>12259117,86</b>	<b>330454438</b>	<b>828857</b>

### 6. Kontrol waktu getar struktur dengan persamaan Rayleigh

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (\text{Pers. 3.2-7})$$

Tabel 5.8 Evaluasi Periode Getar (T Rayleigh) Struktur USF

Tingkat	Fy Kg	Gaya Geser (V) Kg	Kekakuan Tingkat (K) Kg/cm	Simpangan Tingkat cm	Total Simpangan (δ) cm	Wi Kg	Wi.δi <sup>2</sup> kg.cm <sup>2</sup>	Fi.δi kg.cm
14	21707.70	21707.70	5.15E+05	0.0421	2.4479	372335.18	2231077.634	53137.869
13	48782.74	70490.44	6.69E+05	0.1053	2.4057	901096.17	5215177.654	117358.676
12	45392.48	115882.92	8.11E+05	0.1429	2.3004	908345.22	4807008.838	104422.936
11	41609.77	157492.70	8.11E+05	0.1942	2.1576	908345.22	4228494.367	89776.518
10	38245.33	195738.03	1.13E+06	0.1731	1.9634	918389.13	3540412.978	75091.720
9	34420.80	230158.83	1.13E+06	0.2036	1.7903	918389.13	2943636.721	61623.975
8	30806.33	260965.16	1.33E+06	0.1964	1.5868	924694.43	2328204.809	48882.276
7	26955.54	287920.70	1.33E+06	0.2166	1.3904	924694.43	1787647.031	37479.153
6	23250.11	311170.81	1.53E+06	0.2029	1.1738	930512.32	1282000.845	27290.293
5	19375.10	330545.91	1.53E+06	0.2155	0.9709	930512.32	877095.750	18810.758
4	15659.51	346205.42	1.79E+06	0.1932	0.7553	940083.72	536357.398	11828.294
3	11744.63	357950.06	1.79E+06	0.1997	0.5622	940083.72	297121.317	6602.724
2	7861.64	365811.70	2.03E+06	0.1803	0.3625	943911.77	124026.657	2849.738
1	3930.82	369742.52	2.03E+06	0.1822	0.1822	943911.77	31338.951	716.242
						<b>Σ</b>	<b>30229600.95</b>	<b>655871.172</b>

Tabel 5.9 Evaluasi Peiode Getar (T Rayleigh) Struktur BSF

Tingkat	Fy Kg	Gaya Geser (V) Kg	Kekakuan Tingkat (K) Kg/cm	Simpan gan Tingkat cm	Total Simpan gan ( $\delta$ ) cm	Wl Kg	Wl. $\delta$ <sup>2</sup> kg.cm <sup>2</sup>	Fl. $\delta$ <sup>3</sup> kg.cm
14	49046.58	49046.58	1.56E+06	0.0314	2.4737	372461.5	2279238.875	121328.53
13	110121.3	159167.8	1.96E+06	0.0813	2.4424	900593.3	5372151.903	268955.94
12	102517.7	261685.6	2.33E+06	0.1124	2.3610	908277.3	5063228.029	242049.12
11	93974.59	355660.2	2.33E+06	0.1527	2.2487	908277.3	4592678.947	211316.91
10	85514.49	441174.7	2.61E+06	0.1693	2.0959	909160.2	3993811.235	179231.05
9	76963.04	518137.7	2.61E+06	0.1988	1.9266	909160.2	3374718.788	148279.39
8	68923.57	587061.3	3.08E+06	0.1908	1.7278	915964.2	2734473.291	119087.28
7	60308.13	647369.4	3.08E+06	0.2104	1.5370	915964.2	2163908.387	92694.936
6	51716.23	699085.6	3.21E+06	0.2179	1.3266	916381.5	1612778.885	68608.214
5	43096.86	742182.5	3.21E+06	0.2313	1.1087	916381.5	1126476.811	47782.469
4	34662.35	776844.8	3.58E+06	0.2172	0.8774	921294.9	709215.184	30412.185
3	25996.76	802841.6	3.58E+06	0.2244	0.6602	921294.9	401576.920	17163.437
2	17343.55	820185.2	3.78E+06	0.2167	0.4358	921953.1	175080.773	7557.931
1	8671.78	828856.9	3.78E+06	0.2190	0.2190	921953.1	44231.750	1899.419
						$\Sigma$	<b>33643569.78</b>	<b>1556366.8</b>

*Unbraced steel frame:*

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{30229600,95}{9,81 \cdot 655871,172}} = 1,366 \text{ detik}$$

$$T_e = 1,658$$

$$\text{Rasio} = T_e / T_R = 1,658 / 1,366 = 1,214 \neq 1$$

Sehingga diperoleh koefisien gempa dasar baru (C) untuk struktur

*Unbraced steel frame* diperoleh dari grafik Gambar 3.1 Respon Spektrum

Gempa Rencana dari SKSNI-1726-2002 untuk kondisi tanah keras, C =

0,308

*Braced steel frame:*

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{33643569,78}{9,81 \cdot 1556366,8}} = 0,935 \text{ detik}$$

$$T_e = 0,956$$

$$\text{Rasio} = T_e / T_R = 0,956 / 0,935 = 1,022 \neq 1$$

Sehingga diperoleh nilai C baru untuk struktur *braced steel frame* diperoleh dari grafik Gambar 3.1 Respon Spektrum Gempa Rencana dari SKSNI-1726-2002 untuk kondisi tanah keras,  $C = 0,449$ .

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

$$V = ((C_1 \cdot I) / R) W_t = ((0,308 \cdot 1) / 6,5) \cdot 12405305 = 448874,3747 \text{ (USF)}$$

Tabel 5.10 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur USF

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	Wi · hi (Kg-m)	Fi (x, ) (Kg)
14	52.5	372335.1795	19547596.92	26340
13	48.75	901096.1745	43928438.51	59193
12	45	908345.2229	40875535.03	55079
11	41.25	908345.2229	37469240.45	50489
10	37.5	918123.816	34429643.1	46407
9	33.75	918123.816	30986678.79	41766
8	30	924694.4313	27740832.94	37380
7	26.25	924694.4313	24273228.82	32708
6	22.5	930512.319	20873421.1	28212
5	18.75	930512.319	17447105.98	23510
4	15	939689.5424	14095343.14	19001
3	11.25	939689.5424	10571507.35	14251
2	7.5	943911.7745	7079338.309	9539
1	3.75	943911.7745	3539669.155	4770
		12401180.85	332857579.6	448645.53

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

$$V = ((C_1 \cdot I) / R) W_t = ((0,449 \cdot 1) / 8,5) \cdot 12259117,86 = 847020,76 \text{ (BSF)}$$

Tabel 5.11 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	Wi. hi (Kg-m)	Fi (x, y) (Kg)
14	52,5	372461,542	19554230,9	50121.40
13	48,75	900593,378	43903927,2	112534.54
12	45	908277,346	40872480,6	104764.33
11	41,25	908277,346	37466440,5	96033.97
10	37,5	909160,209	34093507,9	87388.47
9	33,75	909160,209	30684157,1	78649.63
8	30	915964,234	27478927	70433.98
7	26,25	915964,234	24044061,1	61629.73
6	22,5	916381,586	20618585,7	52849.56
5	18,75	916381,586	17182154,7	44041.30
4	15	921294,979	13819424,7	35421.95
3	11,25	921294,979	10364568,5	26566.46
2	7,5	921953,114	6914648,36	17723.63
1	3,75	921953,114	3457324,18	8861.81
		12259117,86	330454438	847020.76

Tabel 5.12 Evaluasi Periode Getar (T Rayleigh) Struktur USF

Tingkat	Fx,y (Kg)	Gaya Geser (V) (Kg)	Kekakuan Tingkat (K) (Kg/cm)	Simpangan Tingkat (cm)	Total Simpangan (δ) (cm)	Wi (Kg)	Wi.δ <sup>2</sup> (kg.cm <sup>2</sup> )	Fi.δ <sup>1</sup> (kg.cm)
14	26353.56	26353.56	5.15E+05	0.0512	2.9718	372335.18	3288255.275	78316.808
13	59223.17	85576.73	6.69E+05	0.1278	2.9206	901096.17	7686346.351	172968.112
12	55107.32	140684.05	8.11E+05	0.1734	2.7928	908345.22	7084770.126	153902.878
11	50515.05	191199.10	8.11E+05	0.2357	2.6193	908345.22	6232131.368	132316.376
10	46430.56	237629.65	1.13E+06	0.2102	2.3836	918389.13	5218008.317	110673.309
9	41787.50	279417.15	1.13E+06	0.2471	2.1735	918389.13	4338454.578	90823.984
8	37399.46	316816.62	1.33E+06	0.2384	1.9264	924694.43	3431405.357	72044.738
7	32724.53	349541.15	1.33E+06	0.2630	1.6880	924694.43	2634708.757	55238.339
6	28226.08	377767.23	1.53E+06	0.2463	1.4250	930512.32	1889466.318	40221.572
5	23521.73	401288.96	1.53E+06	0.2617	1.1787	930512.32	1292700.300	27724.080
4	19010.94	420299.90	1.79E+06	0.2345	0.9170	940083.72	790505.904	17433.033
3	14258.21	434558.11	1.79E+06	0.2424	0.6825	940083.72	437909.790	9731.370
2	9544.18	444102.29	2.03E+06	0.2189	0.4401	943911.77	182795.660	4200.063
1	4772.09	448874.37	2.03E+06	0.2212	0.2212	943911.77	46188.652	1055.627
						Σ	44553646.756	966650.289

Unbraced steel frame:

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{44553646,756}{9,81 \cdot 966650,289}} = 1,366 \text{ detik}$$

$$T = 1,366$$

$$\text{Rasio} = T / T_R = 1,366 / 1,366 = 1$$

Tabel 5.13 Evaluasi Peiode Getar (T Rayleigh) Struktur BSF

Tingkat	F <sub>x,y</sub>	Gaya Geser (V)	Kekakuan Tingkat (K)	Simpangan Tingkat	Total Simpangan (δ)	W <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> ·δ <sub>i</sub> <sup>2</sup>	F <sub>i</sub> ·δ <sub>i</sub>
	Kg	Kg	Kg/cm	cm	cm	Kg	kg.cm <sup>2</sup>	kg.cm
14	50121.40	50121.40	1.56E+06	0.0321	2.5280	372461.5418	2380229.082	126704.449
13	112534.54	162655.94	1.96E+06	0.0831	2.4959	900593.3783	5610185.195	280873.042
12	104764.33	267420.27	2.33E+06	0.1148	2.4128	908277.3462	5287573.292	252774.010
11	96033.97	363454.25	2.33E+06	0.1561	2.2979	908277.3462	4796174.773	220680.093
10	87388.47	450842.72	2.61E+06	0.1730	2.1418	909160.2094	4170771.986	187172.554
9	78649.63	529492.35	2.61E+06	0.2032	1.9689	909160.2094	3524248.332	154849.463
8	70433.98	599926.33	3.08E+06	0.1950	1.7657	915964.2336	2855634.363	124363.884
7	61629.73	661556.06	3.08E+06	0.2150	1.5707	915964.2336	2259788.445	96802.132
6	52849.56	714405.62	3.21E+06	0.2227	1.3557	916381.5857	1684239.088	71648.158
5	44041.30	758446.91	3.21E+06	0.2364	1.1330	916381.5857	1176389.582	49899.650
4	35421.95	793868.86	3.58E+06	0.2219	0.8966	921294.9791	740639.616	31759.711
3	26566.46	820435.32	3.58E+06	0.2294	0.6747	921294.9791	419370.288	17923.927
2	17723.63	838158.94	3.78E+06	0.2215	0.4453	921953.1145	182838.382	7892.813
1	8861.81	847020.76	3.78E+06	0.2238	0.2238	921953.1145	46191.603	1983.580
						Σ	35134274.027	1625327.465

Braced steel frame:

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{35134274,027}{9,81 \cdot 1625327,465}} = 0,935 \text{ detik}$$

$$T_e = 0,935$$

$$\text{Rasio} = T / T_R = 0,935 / 0,935 = 1$$

Agar simpangan antar tingkat yang terjadi akibat gempa statik tidak melebihi ketentuan yang disyaratkan, maksimum 0,005 maka perlu dilakukan kontrol terhadap simpangan yang terjadi. Tabel 5.14 memperlihatkan besarnya simpangan antar tingkat yang terjadi pada kedua struktur tersebut.

Tabel 5.14 Simpangan dan Interstory Drift

Lantai	Simpangan		Interstory Drift	
	USF (m)	BSF(m)	USF	BSF
14	0.1416	0.071	0.000828	0.000582
13	0.1385	0.0688	0.001258	0.001265
12	0.1338	0.064	0.001686	0.001484
11	0.1275	0.0585	0.002166	0.001296
10	0.1194	0.0536	0.002599	0.001299
9	0.1096	0.0487	0.002887	0.001815
8	0.0988	0.0419	0.003044	0.001818
7	0.0874	0.0351	0.003279	0.001411
6	0.0751	0.0298	0.003467	0.001344
5	0.0621	0.0248	0.003517	0.001673
4	0.0489	0.0185	0.003437	0.001668
3	0.036	0.0123	0.003441	0.001271
2	0.0231	0.0075	0.003322	0.001067
1	0.0106	0.0035	0.002835	0.000929

#### 5.2.4 Perhitungan Beban Gravitasi

Pada analisis struktur dengan menggunakan program ETABS, beban gravitasi yaitu beban plat atap dan lantai akan secara otomatis didistribusikan berdasarkan *tributary area* ke masing-masing balok pada setiap elemen, yaitu dengan menggunakan plat (*define*) sebagai elemen tersendiri (*slab section*). Beban gravitasi yang bekerja berupa Beban Merata Permukaan (*uniform area loads*), yang terdiri dari beban mati dan beban hidup. Cara menghitungnya adalah beban Merata Permukaan (*uniform area loads*) yang bekerja yang merupakan beban plat atap/lantai dikurangi dengan berat plat beton, sedangkan beban hidup ( $q_l$ )

sama dengan beban pada masing-masing plat, sehingga didapatkan beban-beban yang digunakan sebagai *input data* pada pendisainan struktur ini, yaitu

### 1. Pembebanan plat atap

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

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

### 2. Pembebanan plat lantai

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

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

### 3. Berat Sendiri Balok

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

### 4. Berat tembok pasangan bata ½ batu

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

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

## 5.3 Perencanaan Balok Portal

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

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

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

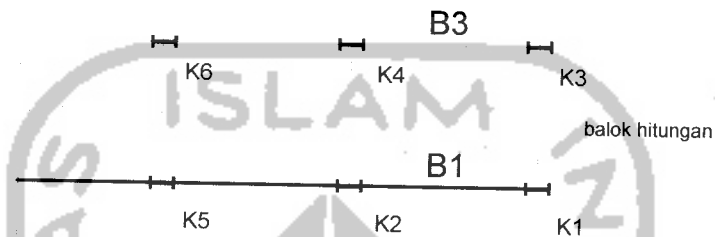
$$M_{u,b} = 1,2M_D + 0,5M_L \pm M_E$$

Perhitungan kuat lentur balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-1-2 (BSF) dan C-1-2 (USF)

### 5.3.2 Kuat Lentur Nominal Balok Portal

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

#### Contoh perhitungan kuat lentur nominal balok portal



Gambar 5.7 Lokasi Balok Hitungan

Diambil contoh perhitungan balok lantai 1-4, balok B3, diperoleh momen balok maksimum struktur (*BSF*)  $M_{u,b} = 2280,51 \text{ K-in}$  (Lampiran B-1-2)

Profil yang digunakan adalah W24X55, dengan data sebagai berikut:

A	= 16,3 in <sup>2</sup>	I <sub>x</sub>	= 1360 in <sup>4</sup>	I <sub>y</sub>	= 29,1 in <sup>4</sup>
d	= 23,6 in	S <sub>x</sub>	= 115,2542 in <sup>3</sup>	S <sub>y</sub>	= 8,3024 in <sup>3</sup>
t <sub>w</sub>	= 0,395 in	Z <sub>x</sub>	= 135 in <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub>	= 13,4 in <sup>3</sup>
b <sub>f</sub>	= 7,01 in	E <sub>s</sub>	= 29000 Ksi	f <sub>u</sub>	= 59 Ksi
t <sub>f</sub>	= 0,505 in	f <sub>y</sub>	= 36 Ksi	f <sub>r</sub>	= 10 Ksi
r <sub>x</sub>	= 9,1343 in	G	= 11154 Ksi	C <sub>w</sub>	= 3656,83 in <sup>6</sup>
r <sub>y</sub>	= 1,3361 in	h <sub>c</sub>	= 22,42 in	J	= 1,14 in <sup>4</sup>

Kontrol rasio lebar terhadap tebal ( $b/t$ ) dan ( $h/t$ ),  $\lambda \leq \lambda_p$

$$\text{Sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{7,01}{2 \cdot 0,505} = 6,9406 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,667 \quad (\text{Pers. 3.5-2a})$$

$$\text{Badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{22,42}{0,395} = 56,759 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,667 \quad (\text{Pers. 3.5-2b})$$



Dari hasil kontrol rasio lebar terhadap tebal ( $b/t$ ) dan ( $h/t$ ) diatas, dapat disimpulkan bahwa profil W24X55 termasuk profil kompak

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

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

$$\Phi M_n = 0,9 \cdot Z_x \cdot f_y \quad (\text{Pers. 3.5-3})$$

$$= 0,9 \cdot 135 \cdot 36$$

$$= 4374 \text{ K-in}$$

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{f_y}} = 300 \cdot 1,3361 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 66,805 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.5-4})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{115,2542} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11154 \cdot 1,14 \cdot 16,3}{2}} \quad (\text{Pers. 3.5-9a})$$

$$= 1560,884 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{3656,83}{29,1} \left( \frac{115,2542}{11154 \cdot 1,14} \right)^2 \quad (\text{Pers. 3.5-9b})$$

$$= 0,0346 \text{ Ksi}$$

$$f_i = f_y - f_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi}$$

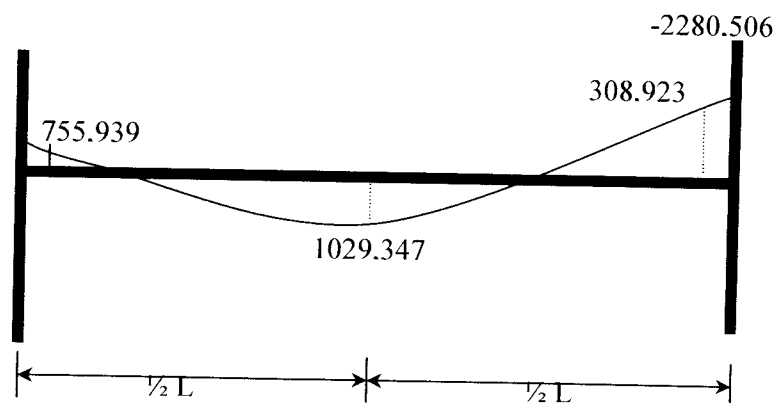
$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{f_i} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_i^2}} = \frac{1,3361 \cdot 1560,884}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0346 \cdot 26^2}} \quad (\text{Pers. 3.5-7})$$

$$= 195,4894 \text{ in}$$

$$L_b = 3,5 \text{ m} = 137,80 \text{ in}$$

Karena  $L_p \leq L_b \leq L_r$  maka termasuk bentang menengah

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



Gambar 5.8 Diagram Momen Balok

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{Pers. 3.5-10})$$

$$= \frac{12,5 \cdot 2280,506}{2,5 \cdot 2280,506 + 3 \cdot 308,923 + 4 \cdot 1029,347 + 3 \cdot 755,939}$$

$$= 2,19 < 2,3$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r) \quad (\text{Pers. 3.5.6})$$

$$= 115,2542 \cdot (36 - 10)$$

$$= 2996,609 \text{ K-in}$$

$$M_{n,tpl} = C_b \cdot \left[ M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (\text{Pers. 3.5-5})$$

$$= 2,19 \cdot \left[ 4860 - (4860 - 2996,609) \cdot \frac{(137,8 - 66,805)}{(195,4894 - 66,805)} \right]$$

$$= 8394,32 \text{ K-in} \geq M_p = 4860 \text{ K-in}$$

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

$$\phi M_n = \phi M_p \quad (\text{Pers. 3.5-3})$$

$$= 0,9 \cdot 4860 = 4374 \text{ K-in}$$

Kontrol rasio tegangan yang terjadi

$$\frac{M_{u,b}}{\Phi M_n} = \frac{2280,506}{4374} = 0,52 < 1,0 \dots\dots Ok \quad (\text{Pers. 3.5-1})$$

Perhitungan kuat lentur balok secara lengkap dapat dilihat pada lampiran B-1-2 (BSF) dan C-1-2 (USF). Tabel 5.15 sampai 5.16 merupakan tabel rekapitulasi momen rencana balok di sendi plastis dan kapasitas nominal balok untuk struktur BSF dan USF.

Tabel 5.15  $M_{u,b}$  dan  $M_n$  Balok Portal Tepi (B1)

Lantai	$M_{u,b}$ (K-in)		$\Phi M_n$ (K-in)		Rasio	
	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF
14	424.53	413.79	1749.60	1749.60	0.24	0.24
13	1078.84	956.75	2540.16	2154.60	0.42	0.44
12	1386.63	946.86	3090.96	2540.16	0.45	0.37
11	1579.88	942.20	3090.96	2540.16	0.51	0.37
10	1771.21	943.00	3090.96	2540.16	0.57	0.37
9	1921.64	946.41	3090.96	2540.16	0.62	0.37
8	2184.64	1078.11	3564.00	3090.96	0.61	0.35
7	2296.14	1017.83	3564.00	3090.96	0.64	0.33
6	2398.76	944.90	3564.00	3090.96	0.67	0.31
5	2459.71	1018.92	3564.00	3090.96	0.69	0.33
4	2656.57	1175.89	4082.40	3466.80	0.65	0.34
3	2658.36	1153.11	4082.40	3466.80	0.65	0.33
2	2633.37	1076.20	4082.40	3466.80	0.65	0.31
1	2485.76	1077.11	4082.40	3466.80	0.61	0.31

Tabel 5.16  $M_{u,b}$  dan  $M_n$  Balok Portal Tengah (B3)

Lantai	$M_{u,b}$ (K-in)		$\Phi M_n$ (K-in)		Rasio	
	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF
14	738.16	745.87	2154.60	2154.60	0.34	0.35
13	1677.88	1608.24	3564.00	3466.80	0.47	0.46
12	2033.55	1903.93	4082.40	3564.00	0.50	0.53
11	2293.70	1921.26	4082.40	3564.00	0.56	0.54
10	2557.04	1825.75	4082.40	3564.00	0.63	0.51
9	2766.80	1974.53	4082.40	3564.00	0.68	0.55
8	3156.35	2246.66	4374.00	4082.40	0.72	0.55
7	3304.91	2108.34	4374.00	4082.40	0.76	0.52

6	3446.99	1927.90	4374.00	4082.40	0.79	0.47
5	3529.42	2022.24	4374.00	4082.40	0.81	0.50
4	3791.99	2280.51	4989.60	4374.00	0.76	0.52
3	3799.63	2128.10	4989.60	4374.00	0.76	0.49
2	3778.45	1897.12	4989.60	4374.00	0.76	0.43
1	3538.73	1758.03	4989.60	4374.00	0.71	0.40

### 5.3.4 Gaya Geser Rencana Balok

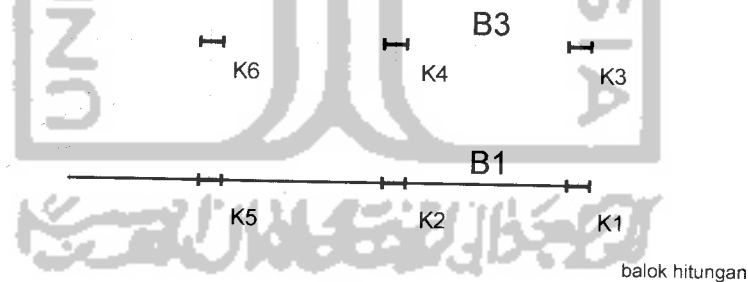
Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_u = V_p = 1,2V_D + 0,5V_L + \frac{2 \cdot \beta \cdot M_{pb}}{L} \quad (\text{Pers. 3.5.13})$$

$$V_u = 1,2V_D + 0,5V_L + \mu \cdot E \quad (\text{Pers. 3.5.14})$$

Dalam disain kapasitas, gaya geser pada balok lebih ditentukan oleh momen balok kapasitas plastis balok ( $M_{pb}$ ) pada kedua ujung balok pada arah yang berlawanan

#### Contoh hitungan gaya geser balok



Gambar 5.9 lokasi balok hitungan

Diambil contoh gaya geser pada lokasi sendi plastis balok tepi (B1), lantai 4 *braced frame* adalah

$$V_D = 8,03 \text{ Kips}$$

$$V_L = 3,21 \text{ Kips}$$

$$V_E = 3,35 \text{ Kips}$$

$$M_{pb} = 4237,2 \text{ K-in}$$

(lampiran B-1-3)

Jarak antara sendi plastis,  $L' = 5,38 \text{ m.} = 211,81 \text{ in}$

$$V_u = V_p = 1,2 \cdot 8,03 + 0,5 \cdot 3,35 + \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 4237,2}{211,81} = 43,79 \text{ Kips}$$

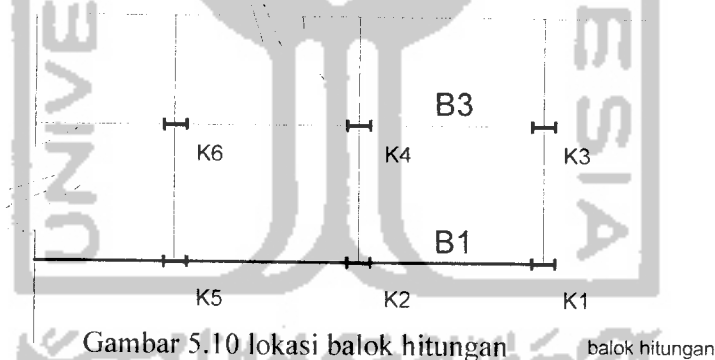
$$V_u = 1,2 \cdot 8,03 + 0,5 \cdot 3,35 + 4 \cdot 3,35 = 24,66 \text{ Kips}$$

Gaya geser rencana balok,  $V_{u,b} = 24,66 \text{ Kips}$

Perhitungan gaya geser rencana balok dapat dilihat pada lampiran B-1-3

### 5.3.5 Kuat Geser Nominal Balok Portal

Contoh hitungan kuat geser balok:



Diambil contoh gaya geser yang bekerja pada balok tepi (B1) lantai 8 *braced*

*frame* portal 1  $V_{u,b} = 21,332 \text{ Kips.}$  (lampiran B-1-4)

Profil yang digunakan adalah W21X44, dengan data sebagai berikut:

A	= 13 in <sup>2</sup>	I <sub>x</sub>	= 843 in <sup>4</sup>	I <sub>y</sub>	= 20,7 in <sup>4</sup>
d	= 20,7 in	S <sub>x</sub>	= 81,4493 in <sup>3</sup>	S <sub>y</sub>	= 6,3692 in <sup>3</sup>
t <sub>w</sub>	= 0,35 in	Z <sub>x</sub>	= 95,4 in <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub>	= 10,2 in <sup>3</sup>
b <sub>f</sub>	= 6,5 in	E <sub>s</sub>	= 29000 Ksi	f <sub>u</sub>	= 59 Ksi

$$\begin{array}{llll}
 t_r & = 0,45 \text{ in} & f_y & = 36 \text{ Ksi} & f_r & = 10 \text{ Ksi} \\
 r_x & = 8,0529 \text{ in} & G & = 11154 \text{ Ksi} & C_w & = 2001,24 \text{ in}^6 \\
 r_y & = 1,2619 \text{ in} & h_c & = 19,665 \text{ in} & J & = 1,14 \text{ in}^4
 \end{array}$$

Kontrol perbandingan tinggi terhadap tebal panel ( $h/t_w$ ) pendukung geser, menurut persamaan (3.5-16)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19,665}{0,35} = 56,19 < \frac{418}{\sqrt{F_y}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{Pers. 3.5-16})$$

$$A_w = d \cdot t_w \quad (\text{Pers. 3.5-18})$$

$$= 20,7 \cdot 0,35 = 7,245 \text{ in}$$

$$\Phi V_n = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (\text{Pers. 3.5-17})$$

$$= 0,90 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 7,245$$

$$= 140,84 \text{ Kips}$$

Rasio gaya geser yang terjadi

$$\frac{V_{u,b}}{\Phi V_n} = \frac{21,332}{140,84} = 0,15 < 1,0 \quad (\text{Pers. 3.5-19})$$

Perhitungan kuat geser nominal balok portal dapat dilihat pada lampiran B-1-4. Tabel 5.17 dan 5.18 merupakan rekapitulasi gaya geser rencana dan kuat geser nominal balok untuk struktur BSF dan USF.

Tabel 5.17 Gaya Geser Renc. ( $V_{u,b}$ ) dan Kuat Geser Nominal ( $V_n$ ) Balok Tepi (B1)

Lantai	$V_{u,b}$ (Kips)		$\Phi V_n$ (Kips)		Rasio	
	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF
14	5.606	5.160	85.00	85.00	0.07	0.06
13	21.844	12.407	109.61	103.23	0.20	0.12
12	32.551	14.549	140.84	109.61	0.23	0.13
11	40.418	14.508	140.84	109.61	0.29	0.13
10	40.863	12.985	140.84	109.61	0.29	0.12
9	40.814	16.029	140.84	109.61	0.29	0.15
8	45.318	21.332	153.65	140.84	0.29	0.15
7	45.285	19.405	153.65	140.84	0.29	0.14
6	45.222	16.574	153.65	140.84	0.29	0.12

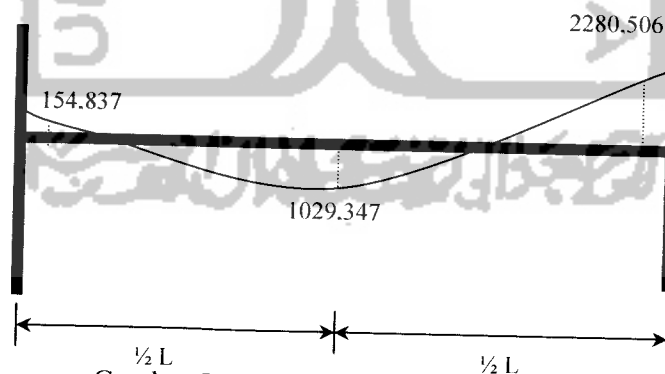
5	45.151	19.766	153.65	140.84	0.29	0.14
4	50.031	24.657	151.63	140.16	0.33	0.18
3	49.956	24.109	151.63	140.16	0.33	0.17
2	49.866	21.907	151.63	140.16	0.33	0.16
1	49.685	18.152	151.63	140.16	0.33	0.13

Tabel 5.18 Gaya Geser Renc.(Vu,b) dan Geser Nominal (Vn) Balok Tengah (B3)

Lantai	Vu,b (Kips)		$\phi V_n$ (Kips)		Rasio	
	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF
14	8.595	5.696	103.23	103.23	0.08	0.06
13	32.014	26.093	153.65	140.16	0.21	0.19
12	44.842	34.311	151.63	153.65	0.30	0.22
11	54.947	34.232	151.63	153.65	0.36	0.22
10	54.922	31.726	151.63	153.65	0.36	0.21
9	54.883	36.547	151.63	153.65	0.36	0.24
8	51.709	44.838	181.22	151.63	0.29	0.30
7	46.184	40.874	181.22	151.63	0.25	0.27
6	46.091	35.938	181.22	151.63	0.25	0.24
5	37.002	39.406	181.22	151.63	0.20	0.26
4	37.469	47.791	198.11	181.22	0.19	0.26
3	31.361	43.760	198.11	181.22	0.16	0.24
2	63.302	37.393	198.11	181.22	0.32	0.21
1	57.227	29.124	198.11	181.22	0.29	0.16

### 5.3.5 Kontrol Lendutan

Diambil contoh hitungan lendutan maksimum yang boleh terjadi pada balok B3 (lihat gambar 5.7) lantai 1, profil yang digunakan W24X55 adalah :



Gambar 5.11 Diagram Momen Balok

nilai momen dapat dilihat pada lampiran B-1-1

Untuk balok yang mendukung beban lantai,

$$L = 7 \text{ m} = 275,6 \text{ in}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{275,6}{360} = 0,76 \text{ in} \quad (\text{Pers.3.5-20b})$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dicari dengan menggunakan rumus persamaan (3.5-15),

$$\Delta_{\text{pertengahan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (\text{Pers.3.5-21})$$

$$= \frac{5 \cdot 275,6^2}{48 \cdot 29000 \cdot 984} [1029,347 - 0,1(2280,506 + 154,837)]$$

$$= 0,34 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,766 \text{ in} \rightarrow \text{OK!}$$

## 5.4 Perencanaan Kolom

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

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

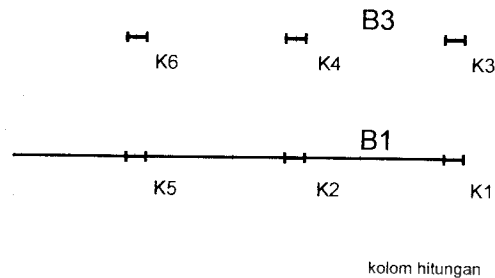
Besarnya  $M_{u,k}$  merupakan nilai terkecil dari :

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7(DMF) \cdot \alpha_k \left( \frac{L_{ki}}{L'_{ki}} M_{pb,ki} + \frac{L_{ka}}{L'_{ka}} M_{pb,ka} \right) \quad (\text{Pers. 3.6-1})$$

$$M_{u,k \text{ max}} = 1,2 \cdot M_D + 0,5 \cdot M_L + \mu \cdot E \quad (\text{Pers. 3.6-2})$$



### Contoh perhitungan



Gambar 5.12 Lokasi Kolom Hitungan

Diambil contoh perhitungan momen rencana kolom (M<sub>uk</sub>) atas arah x pada join lantai 3, kolom tepi 2 (K2) struktur (*BSF*), profil yang digunakan W14X193.

Di sebelah kiri kanan join terdapat balok dengan profil W21X48

Momen kolom yang dihasilkan dari analisis struktur adalah :

$$M_{D,k \times a} = 1,475 \text{ K-in}$$

$$M_{L,k \times a} = 0,868 \text{ K-in}$$

$$M_{E,k \times a} = 808,796 \text{ K-in}$$

$$M_{E,k \times b} = 239,627 \text{ K-in}$$

(lampiran B-3-2)

Nilai DMF usulan hasil dari *Reseach Grand* untuk lantai 3 portal tepi, kolom tepi 2 (K2) struktur *braced steel frame (BSF)* adalah 1,5.(lampiran D)

Koefisien distribusi momen kolom,  $\alpha_k$  :

$$\alpha_{k,a} = \frac{ME_{kol-n}}{\Sigma ME_{kol-n}} = \frac{808,796}{808,796 + 239,627} = 0,77 \quad (\text{Pers. 3.6-4})$$

$$\alpha_{k,b} = \frac{ME_{kol-n}}{\Sigma ME_{kol-n}} = \frac{239,627}{808,796 + 239,627} = 0,23 \quad (\text{Pers. 3.6-4})$$

Hasil selengkapnya mengenai hitungan  $\alpha_k$  dapat dilihat lampiran B -3 -1

Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

$$M_{pb,ki} = M_{pb,ka} = \beta_y \cdot f_y \cdot Z_x = 1,1 \cdot 36 \cdot 107 = 4237,2 \text{ K-in.} \quad (\text{Pers. 3.6-3})$$

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

$$M_{u,k,a} = \frac{127,04}{147,64} \cdot 0,7 \cdot (1,50) \cdot 0,77 \cdot \left( \frac{275,59}{211,02} \cdot 4.327,2 \right) \cdot 2 = 7719,291 \text{ K-in}$$

$$M_{u,k,max} = 1,2 \cdot 1,475 + 0,5 \cdot 0,868 + 4.808,796 = 3237,389 \text{ K-in}$$

Dengan demikian, momen rencana kolom ( $M_{u,k}$ ) atas arah x pada join lantai 3 portal tepi kolom tepi 2 (K2) struktur *braced steel frame (BSF)* adalah sebesar 3237,389 K-in

Perhitungan lengkap  $M_{u,k}$  struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran B-3-2

Dengan cara yang sama didapatkan  $M_{u,k}$  untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* adalah sebagai berikut :

$$M_{u,k,a} = 5865,913 \text{ K-in} \quad (\text{Desain Kapasitas})$$

$$M_{u,k,a} = 7775,290 \text{ K-in} \quad (\text{Beban Terfaktor})$$

$$M_{u,k,pakai} = 5865,913 \text{ K-in}$$

Perhitungan lengkap  $M_{u,k}$  struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-3-2

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

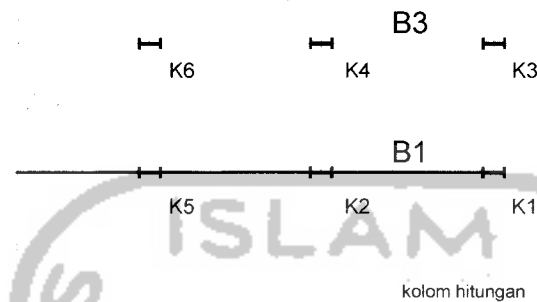
Gaya aksial rencana kolom ( $P_{u,k}$ ) dihitung dengan persamaan :

$$P_{u,k} = 0,7 \cdot R_v \cdot \left( \frac{M_{pb,ki}}{l'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{l'_{ka}} \right) + 1,05 \cdot N_{g,k} \quad (\text{Pers. 3.6-5})$$

Tetapi tidak lebih besar dari Persamaan (3.6-6):

$$P_{u,k,max} = 1,2.P_D + 0,5.P_L + \mu.E \quad (\text{Pers. 3.6-6})$$

**Contoh perhitungan:**



Gambar 5.13 Lokasi Kolom Hitungan

Hasil analisis struktur pada kolom lantai 1 portal tepi, kolom tepi 2 (K2) adalah

$$P_{D,k} = 484,29 \text{ Kips}$$

$$P_{L,k} = 117,24 \text{ Kips}$$

$$P_{E,k} = 167,44 \text{ Kips}$$

(lampiran B-3-4)

Kolom diapit tiga balok yang saling tegak lurus, yaitu dua balok arah x dengan profil W21X48 dan satu balok arah y dengan profil W12X30.

Data-data Profil W21X48  $Z_x = 107 \text{ in}^3$ ,  $L_n = 5,36 \text{ m} = 211,02 \text{ in}$

Data-data profil W12X30.  $Z_x = 43,1 \text{ in}^3$ ,  $L_n = 4,619 \text{ m} = 181,85 \text{ in}$

dengan  $f_y = 36 \text{ ksi}$

Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

$$M_{pb,ki} (\text{W21X48}) = M_{pb,ka} = 1,1.f_y.Z_x$$

$$= 1,1.36.107$$

$$= 4237,2 \text{ K-in.}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pb,ki} (W12X30) &= M_{pb,ka} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x \\
 &= 1,1 \cdot 36.43,1 \\
 &= 1706,76 \text{ K-in.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{u,k} &= 0,7 \cdot 0,75 \cdot \left( \left( \frac{2.4237,2}{211,02} - \frac{2.4237,2}{211,02} \right) + \left( \frac{2 \cdot 1706,76}{181,85} \right) \right) + 1,05 \cdot (484,29 + 117,24) \\
 &= 768,218 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

$$P_{u,k \text{ max}} = 1,2 \cdot 484,29 + 0,5 \cdot 117,24 + 4 \cdot 167,44 = 1309,530 \text{ Kips}$$

Nilai terkecil dari gaya aksial rencana kolom ( $P_{u,k}$ ) diatas = 768,218 Kips

Perhitungan lengkap  $P_{u,k}$  struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran B-3-4

Dengan cara yang sama didapatkan  $P_{u,k}$  untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* adalah sebagai berikut :

$$P_{u,k} = 795,411 \text{ Kips (Desain Kapasitas)}$$

$$P_{u,k \text{ max}} = 701,030 \text{ Kips (Beban Terfaktor)}$$

$$P_{u,k \text{ pakai}} = 701,030 \text{ Kips}$$

Perhitungan lengkap  $P_{u,k}$  struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-2-4

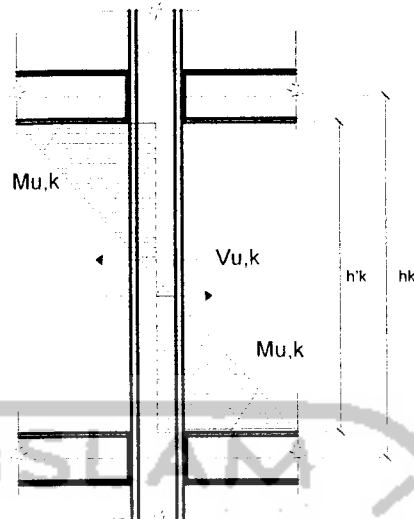
### 5.4.3 Gaya Geser Rencana Kolom

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

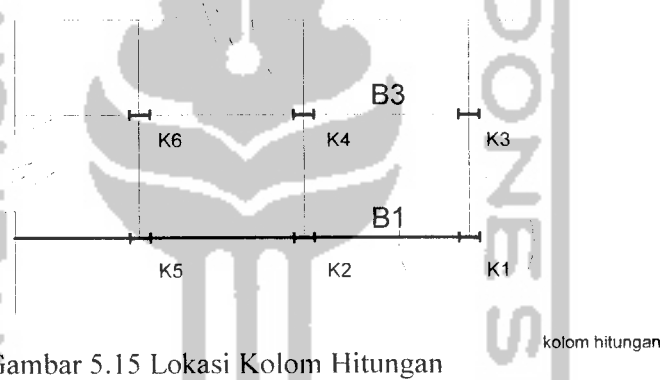
$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k \text{ bawah}} + M_{u,k \text{ atas}}}{h'_k} \quad (\text{Pers. 3.6-7})$$

$$V_{u,k} = 1,2V_D + 0,5V_L + \mu \cdot E \quad (\text{Pers. 3.6-8})$$

Contoh perhitungan:



Gambar 5.14 Gaya Geser Kolom



Gambar 5.15 Lokasi Kolom Hitungan

Hasil analisis struktur pada kolom lantai 4 portal tepi kolom tepi (K1) adalah :

$$V_{D,k} = 4,378 \text{ Kips}$$

$$V_{L,k} = 1,232 \text{ Kips}$$

$$V_{E,k} = 4,708 \text{ Kips}$$

$M_{u,k \text{ desain}} = 2179,497 \text{ Kips}$  (dari hitungan momen rencana kolom)

$$h'k = 127,04 \text{ in}$$

(lampiran B-3-3)

$$V_{u,k} = \frac{2.2179,497}{127,04} = 34,313 \text{ Kips}$$

$$V_{u,k} = 1,2.4,378 + 0,5.1,232 + 4.4,706 = 24,7016$$

Gaya geser rencana kolom pakai,  $V_{u,k} = 24,7016$  Kips.

Perhitungan Lengkap  $V_{u,k}$  struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat lampiran B-3-3

Dengan cara yang sama didapatkan  $V_{u,k}$  untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* adalah sebagai berikut :

$$V_{u,k} = 49,011 \quad (\text{Desain Kapasitas})$$

$$V_{u,k} = 59,123 \text{ Kips} \quad (\text{Beban Terfaktor})$$

$$V_{u,k} \text{ pakai} = 49,011 \text{ Kips}$$

Perhitungan lengkap  $V_{u,k}$  struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-2-3

Tabel 5.19 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K1 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vuk, y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	772.92	898.69	757.48	1096.24	21.747	13.820	11.675	11.815	2.046	5.881
13	1260.77	619.52	1217.55	830.22	60.914	51.654	8.760	11.246	6.030	17.750
12	1012.33	732.49	1287.96	830.22	153.355	98.314	10.243	13.152	7.608	20.293
11	648.35	669.53	1613.75	822.70	204.902	150.955	9.082	6.521	9.852	25.426
10	1032.11	681.48	2121.76	815.17	256.471	207.118	9.427	9.691	11.752	33.430
9	1687.52	650.66	2897.51	807.64	307.995	253.518	9.537	18.608	11.926	42.854
8	1848.50	731.69	2900.53	800.12	394.538	301.759	10.591	20.783	11.815	45.736
7	913.73	611.76	2846.11	792.59	449.874	349.886	8.375	7.313	11.704	44.878
6	706.13	589.97	2602.19	785.07	505.163	397.896	7.942	6.723	11.593	41.032
5	1775.05	543.57	2947.39	777.54	560.359	445.745	8.027	20.596	11.482	46.475
4	2179.50	517.66	3108.21	770.02	642.536	495.515	7.644	24.702	11.371	49.011
3	1431.90	397.97	3127.87	762.49	700.133	545.123	5.674	12.976	11.260	49.321
2	1327.71	325.15	3184.18	781.10	757.685	594.523	4.801	15.180	11.534	50.209
1	1129.53	188.26	3131.92	781.10	815.006	663.432	2.660	16.449	11.037	45.642

Tabel 5.20 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K2 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vuk, y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	348.57	494.59	888.47	1129.15	21.261	20.335	6.901	5.328	5.115	7.933
13	1395.97	476.45	2131.72	990.40	68.240	71.823	7.041	12.437	10.146	21.789
12	1373.96	509.43	3621.00	990.40	117.141	124.293	7.528	18.159	14.636	37.510
11	790.80	465.69	4292.85	981.42	195.335	176.713	6.882	7.748	14.503	49.097
10	544.29	464.60	4508.63	972.45	256.056	228.947	6.387	1.826	14.371	60.650
9	2443.81	447.32	4767.49	963.47	307.953	280.856	6.610	28.868	14.238	68.693
8	2755.28	456.39	5542.83	954.49	368.974	333.824	6.745	32.628	14.105	82.298
7	1373.17	424.71	5502.88	945.51	417.406	386.833	6.276	12.852	13.973	86.770
6	1094.69	406.69	5277.06	936.54	478.242	439.527	6.010	11.656	13.840	83.210
5	2625.87	379.08	5842.20	927.56	532.911	492.037	5.602	32.210	13.707	92.121
4	3237.39	371.17	6268.99	918.58	593.979	544.634	5.485	38.581	13.575	98.851
3	2074.06	329.54	6126.91	909.60	644.397	597.058	4.870	20.504	13.442	96.610
2	1698.17	338.55	6080.32	932.16	705.303	648.998	5.003	20.244	13.775	95.876
1	1728.12	217.32	6367.65	932.16	768.218	701.030	3.072	25.166	13.177	92.797

Tabel 5.21 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K3 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vuk, y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	916.33	667.28	1179.68	2192.49	30.045	23.096	8.096	9.847	0.783	10.127
13	2535.65	474.96	1652.61	1660.44	98.542	84.724	7.014	26.536	4.717	26.059
12	2627.00	607.51	1508.97	1660.44	173.217	150.682	8.971	35.295	7.146	23.794
11	1966.18	516.90	2089.91	1645.39	244.502	213.908	7.633	22.891	10.182	32.954
10	1695.37	520.47	2945.62	1630.34	315.648	277.112	7.456	16.408	12.758	46.447
9	3591.02	506.45	3625.25	1615.29	386.724	340.246	7.479	42.209	15.213	57.802
8	3662.16	520.67	3548.95	1600.24	461.289	404.769	7.689	43.892	16.454	57.224
7	2287.10	456.08	3464.30	1585.19	535.716	469.200	6.735	24.072	18.671	55.859
6	1943.88	420.14	3162.11	1570.13	610.004	533.562	6.204	21.996	20.218	50.986
5	3398.12	378.50	3561.16	1555.08	684.130	597.762	5.589	41.650	21.776	57.444
4	3920.09	345.34	3752.78	1540.03	760.188	664.338	5.100	47.414	21.870	60.559
3	2595.32	235.15	3770.61	1524.98	836.085	730.822	3.472	26.822	22.519	60.847
2	2350.27	152.25	3953.12	1562.21	911.750	797.190	2.248	28.061	23.069	63.792
1	1681.76	59.83	3865.35	1562.21	987.000	879.522	0.845	24.761	22.075	56.932

Tabel 5.22 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K4 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vuk, y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	659.51	268.04	1194.38	2258.29	36.983	37.584	3.247	1.593	3.265	10.993
13	3627.15	226.92	3264.32	1980.80	121.783	122.938	3.353	37.644	8.967	30.362
12	3456.75	227.40	5220.99	1980.80	206.214	209.355	3.360	46.220	15.050	50.618
11	2496.66	220.92	5172.76	1962.85	290.529	295.772	3.265	29.260	20.372	68.290
10	2116.17	210.19	5539.55	1944.89	374.959	382.236	3.106	20.068	25.150	84.154
9	5027.87	197.52	6853.18	1926.94	459.482	468.791	2.919	60.205	28.476	100.294
8	5306.69	194.68	6894.71	1908.98	544.398	555.555	2.877	64.605	28.211	111.171
7	3114.09	172.89	6740.81	1891.03	629.452	642.434	2.555	32.974	27.945	108.690
6	2599.44	151.21	6377.60	1873.07	714.783	729.521	2.235	29.388	27.680	102.833
5	4863.43	126.57	7019.69	1855.12	800.369	816.816	1.870	60.764	27.415	113.232
4	5777.43	106.75	7608.18	1837.16	886.509	905.174	1.578	70.970	27.149	122.774
3	3652.18	78.27	7342.69	1819.20	972.926	993.693	1.157	37.981	26.884	118.490
2	2955.28	45.60	7664.10	1864.33	1059.689	1082.443	0.674	35.607	27.551	123.677
1	2426.43	19.24	7547.56	1864.33	1147.192	1171.701	0.272	35.725	26.353	111.167

Tabel 5.23 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K5 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vuk, y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	140.25	247.17	960.24	1129.15	10.307	19.789	3.619	2.144	5.353	8.272
13	1689.97	293.27	2307.23	990.40	60.161	70.587	4.334	17.072	11.119	23.760
12	1717.75	304.06	3666.36	990.40	110.607	122.131	4.493	23.144	14.636	38.280
11	1169.93	281.65	4320.90	981.42	161.091	173.653	4.162	13.200	14.503	49.984
10	951.22	282.88	4503.36	972.45	185.808	225.148	4.180	7.920	14.371	61.424
9	2746.38	274.69	4822.05	963.47	236.163	276.617	4.059	34.144	14.238	69.432
8	3135.55	283.25	5562.54	954.49	286.708	328.957	4.186	38.808	14.105	83.248
7	1820.85	271.84	5512.53	945.51	337.280	381.234	4.017	19.712	13.973	86.923
6	1559.44	271.77	5267.41	936.54	362.657	433.499	4.016	18.304	13.840	83.057
5	2947.39	264.12	5853.18	927.56	413.142	485.701	3.903	37.136	13.707	92.294
4	3486.18	274.05	6258.01	918.58	463.945	538.404	4.050	43.296	13.575	98.677
3	2267.30	256.39	6106.80	909.60	514.736	591.059	3.789	24.288	13.442	96.293
2	1796.90	299.03	6082.72	932.16	549.237	643.713	4.419	22.176	13.775	95.913
1	1759.75	198.68	6283.60	932.16	599.852	696.214	2.808	25.627	13.177	91.572



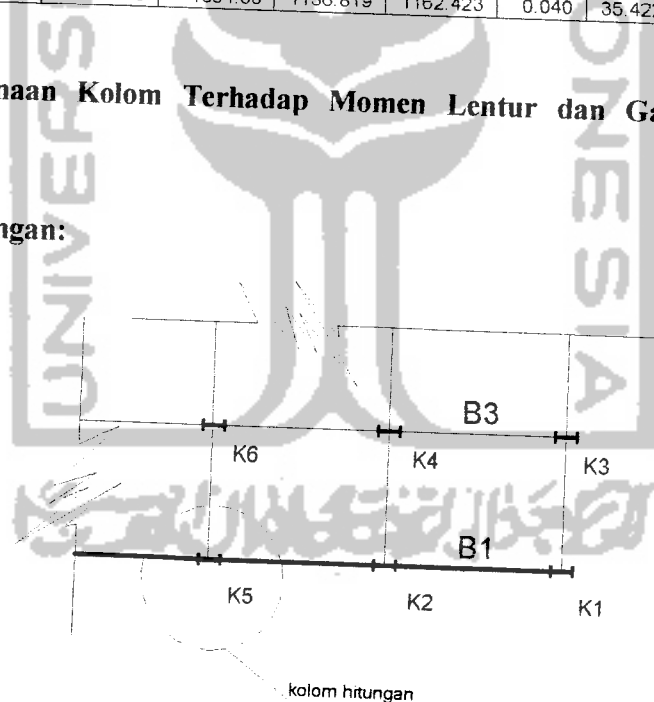
Tabel 5.24 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K6 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vu,k y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	772.43	38.66	1342.12	2258.29	36.914	37.491	0.571	4.312	4.147	13.288
13	3418.48	26.71	3237.27	1980.80	120.052	121.583	0.395	36.432	9.654	31.680
12	3410.85	32.42	5310.51	1980.80	203.643	207.126	0.479	46.024	16.053	52.888
11	2503.02	28.88	5431.76	1962.85	287.245	292.684	0.427	29.920	20.937	69.256
10	2187.46	26.65	5782.92	1944.89	370.964	378.316	0.394	22.352	25.731	85.272
9	4802.96	22.08	6703.46	1926.94	454.837	464.028	0.326	57.640	28.476	97.944
8	5406.32	21.14	7005.33	1908.98	539.746	550.739	0.312	66.792	28.211	112.955
7	3170.96	17.94	6732.46	1891.03	624.628	637.461	0.265	33.616	27.945	108.555
6	2666.54	15.19	6393.25	1873.07	709.575	724.209	0.224	30.272	27.680	103.085
5	4910.23	11.09	7026.60	1855.12	794.559	810.995	0.164	61.336	27.415	113.343
4	5817.01	8.25	7601.27	1837.16	880.040	898.821	0.122	71.544	27.149	122.663
3	3681.98	5.03	7320.24	1819.20	965.532	986.647	0.074	38.368	26.884	118.128
2	2965.44	6.59	7649.49	1864.33	1051.125	1074.495	0.097	35.904	27.551	123.441
1	2405.82	2.79	7507.68	1864.33	1136.819	1162.423	0.040	35.422	26.353	110.580

#### 5.4.4 Perencanaan Kolom Terhadap Momen Lentur dan Gaya Aksial

Rencana

Contoh perhitungan:



Gambar 5.16 Lokasi Kolom Hitungan

Diambil kolom lantai 6 portal tepi kolom tengah (K5) struktur *braced steel frame* (BSF) dengan data perencanaan sebagai berikut :

$$M_{u,k-x} = 1559,44 \text{ K-in}$$

$$M_{u,k-y} = 271,77 \text{ K-in}$$

$$P_{u,k} = 362,657 \text{ Kips}$$

(lampiran B-3-6)

Profil yang digunakan adalah W14X159 dengan data sebagai berikut:

$A = 46,7 \text{ in}^2$	$I_x = 1900 \text{ in}^4$	$f_y = 36 \text{ Ksi}$
$d = 15 \text{ in}$	$I_y = 748 \text{ in}^4$	$f_r = 10 \text{ Ksi}$
$t_w = 0,748 \text{ in}$	$S_x = 253,233 \text{ in}^3$	$h_c = 14,25 \text{ in}$
$b_f = 15,6 \text{ in}$	$S_y = 95,897 \text{ in}^3$	
$t_f = 1,19 \text{ in}$	$Z_x = 287 \text{ in}^3$	
$r_x = 6,379 \text{ in}$	$Z_y = 146 \text{ in}^3$	
$r_y = 4,002 \text{ in}$	$E_s = 29000 \text{ Ksi}$	

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

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_x = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{15,6}{2 \cdot 1,19} = 6,554 < \lambda_{px} = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \text{ (Pers.3.5-2a)}$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{14,25}{0,748} = 19,05 < \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \text{ (Pers.3.5-2b)}$$

Dari hasil cek penampang diatas dapat disimpulkan bahwa profil W14X159 merupakan profil yang kompak

**Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk lokal,  $\Phi M_n$**

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y = \frac{300}{\sqrt{36}} \cdot 4,002 = 200,1 \text{ in} \text{ (Pers. 3.5-4)}$$

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

Karena  $L_b \leq L_p$  maka termasuk bentang pendek, maka:

$$\Phi M_n = \Phi M_p$$

$$\Phi M_{n-x} = 0,9 \cdot Z_x \cdot f_y \text{ (Pers. 3.5-3)}$$

$$= 0,9.287.36$$

$$= 9298,8 \text{ K-in}$$

$$\Phi M_{n-y} = 0,9.Z_y.f_y \quad (\text{Pers. 3.5-3})$$

$$= 0,9.146.36$$

$$= 4730,4 \text{ K-in}$$

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

$$G_{A,x} = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left( \frac{1900}{147.638} + \frac{1900}{147.638} \right)}{\left( \frac{843}{275.591} + \frac{843}{275.591} \right)} = 4,21 \quad (\text{Pers. 3.6-9})$$

$$G_{B,x} = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left( \frac{1900}{147.638} + \frac{1900}{147.638} \right)}{\left( \frac{843}{275.591} + \frac{843}{275.591} \right)} = 4,21 \quad (\text{Pers. 3.6-9})$$

Dari nomogram untuk portal tidak bergoyang diperoleh  $k_{c,x} = 0,935$

$$G_{A,y} = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left( \frac{748}{147.638} + \frac{748}{147.638} \right)}{\left( \frac{238}{196.591} \right)} = 4,19 \quad (\text{Pers. 3.6-9})$$

$$G_{B,y} = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left( \frac{748}{147.638} + \frac{748}{147.638} \right)}{\left( \frac{238}{196.591} \right)} = 4,19 \quad (\text{Pers. 3.6-9})$$

Dari nomogram untuk portal tidak bergoyang diperoleh  $k_{c,y} = 0,922$

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L}{\pi \cdot r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,935 \cdot 147.638}{\pi \cdot 6.379} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,387 \quad (\text{Pers. 3.6-10})$$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0.922 \cdot 147,638}{\pi \cdot 4,002} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,382 \quad (\text{Pers. 3.6-10})$$

Diambil  $\lambda_c$  adalah  $\lambda$  terbesar = 0,387 ; karena  $\lambda_c < 1,5$  maka:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y = (0,658^{0,387^2}) 36 = 33,812 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.6-11})$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 46,7 \cdot 33,812 = 1342,178 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.6-13})$$

$$\Phi P_n = 1342,178 \text{ Kips} > P_{u,k} = 362,657 \text{ Kips}$$

Kontrol rasio beban aksial:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{362,657}{1342,178} = 0,27 > 0,2 \text{ maka:}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Pers. 3.6-15})$$

$$\frac{362,657}{1342,178} + \frac{8}{9} \left( \frac{1559,44}{9298,8} + \frac{271,77}{4730,4} \right) = 0,47 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

Perhitungan lengkap perencanaan kolom terhadap momen lentur dan gaya aksial struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran B-3-6

Dengan cara yang sama, perencanaan kolom struktur *unbraced steel frame (USF)* terhadap kuat lentur dan kuat dukung nominal diperoleh hasil sebagai berikut:

$$\Phi M_{n-x} = 15778,8 \text{ K-in}$$

$$\Phi M_{n-y} = 7970,4 \text{ K-in}$$

$$P_u = 433,499 \text{ Kips}$$

$$\Phi P_n = 1457,344 \text{ Kips}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{433,499}{1457,344} = 0,297 > 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Pers. 3.6-15})$$

$$\frac{433,499}{1342,178} + \frac{8}{9} \left( \frac{5267,41}{9298,8} + \frac{936,54}{4730,4} \right) = 0,70 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

Perhitungan lengkap perencanaan kolom terhadap momen lentur dan gaya aksial struktur *braced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C-2-6

Tabel 5.25 Interaksi Aksial-Momen Kolom K1 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF										
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	752.8	5086.8	2449.4	273.59	4503.6	1451.5	0.03	0.05	0.16	0.17	0.38	0.76	0.53	0.95
13	826.1	5605.2	2708.6	551.59	5605.2	2708.6	0.07	0.09	0.23	0.22	0.24	0.31	0.49	0.57
12	1003	6868.8	3304.8	551.59	5605.2	2708.6	0.15	0.18	0.15	0.23	0.23	0.31	0.45	0.63
11	1002	6868.8	3304.8	547.19	5605.2	2708.6	0.20	0.28	0.1	0.29	0.21	0.30	0.47	0.80
10	995.2	6868.8	3304.8	693.86	7581.6	3661.2	0.26	0.3	0.15	0.29	0.21	0.22	0.57	0.75
9	1003	6868.8	3304.8	679.37	7581.6	3661.2	0.31	0.37	0.26	0.39	0.2	0.22	0.70	0.91
8	1223	8424	4309.2	740.41	8424	4309.2	0.32	0.41	0.23	0.34	0.18	0.19	0.67	0.88
7	1223	8424	4309.2	710.46	8424	4309.2	0.37	0.49	0.11	0.34	0.15	0.18	0.59	0.96
6	1223	8424	4309.2	801.15	10368	5281.2	0.41	0.5	0.09	0.25	0.14	0.15	0.61	0.85
5	1222	8424	4309.2	783.56	10368	5281.2	0.46	0.57	0.22	0.28	0.13	0.15	0.76	0.95
4	1337	9298.8	4730.4	934.6	12636	6415.2	0.48	0.53	0.24	0.25	0.11	0.12	0.79	0.86
3	1336	9298.8	4730.4	926.34	12636	6415.2	0.52	0.59	0.16	0.25	0.09	0.12	0.74	0.91
2	1336	9298.8	4730.4	1017.6	14126	7160.4	0.57	0.58	0.15	0.23	0.07	0.11	0.76	0.88
1	1336	9298.8	4730.4	1040.3	14126	7160.4	0.61	0.64	0.13	0.23	0.04	0.11	0.75	0.93

Tabel 5.26 Interaksi Aksial-Momen Kolom K2 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF										
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	832.5	5605.2	2708.6	659.56	5605.2	2708.6	0.03	0.03	0.07	0.17	0.19	0.42	0.26	0.59
13	1107	7581.6	3661.2	1009.9	9298.8	4730.4	0.06	0.07	0.19	0.24	0.14	0.21	0.35	0.47

12	1341	9298.8	4730.4	1120.6	10368	5281.2	0.09	0.11	0.16	0.37	0.11	0.19	0.30	0.59
11	1341	9298.8	4730.4	1088.7	10368	5281.2	0.15	0.16	0.09	0.41	0.1	0.19	0.26	0.68
10	1341	9298.8	4730.4	1269.7	12636	6415.2	0.19	0.18	0.06	0.36	0.1	0.15	0.25	0.60
9	1344	9298.8	4730.4	1231.5	12636	6415.2	0.23	0.23	0.28	0.4	0.1	0.15	0.55	0.70
8	1491	10368	5281.2	1329.3	14126	7160.4	0.25	0.25	0.28	0.4	0.09	0.13	0.56	0.72
7	1490	10368	5281.2	1319.9	14126	7160.4	0.28	0.29	0.14	0.39	0.08	0.13	0.47	0.76
6	1490	10368	5281.2	1452.2	15779	7970.4	0.32	0.3	0.11	0.33	0.08	0.12	0.48	0.70
5	1489	10368	5281.2	1405.9	15779	7970.4	0.36	0.35	0.27	0.37	0.07	0.12	0.65	0.78
4	1636	11502	5832	1514	17561	8877.6	0.36	0.36	0.3	0.36	0.07	0.10	0.67	0.77
3	1634	11502	5832	1497.1	17561	8877.6	0.39	0.4	0.19	0.35	0.06	0.10	0.60	0.80
2	1634	11502	5832	1497.1	17561	8877.6	0.43	0.43	0.15	0.35	0.06	0.11	0.61	0.83
1	1632	11502	5832	1418.5	17561	8877.6	0.47	0.49	0.16	0.38	0.04	0.11	0.64	0.91

Tabel 5.27 Interaksi Aksial-Momen Kolom K3 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF			BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
14	912.3	6220.8	3003.5	729.25	6868.8	3304.8	0.03	0.03	0.15	0.18	0.23	0.66	0.39	0.85
13	1003	6868.8	3304.8	620.89	6868.8	3304.8	0.1	0.14	0.39	0.24	0.15	0.50	0.56	0.81
12	1483	10368	5281.2	737.41	8424	4309.2	0.12	0.2	0.27	0.18	0.12	0.39	0.43	0.71
11	1481	10368	5281.2	680.73	8424	4309.2	0.17	0.31	0.2	0.26	0.1	0.38	0.37	0.87
10	1481	10368	5281.2	913.99	12636	6415.2	0.21	0.3	0.17	0.24	0.1	0.25	0.45	0.74
9	1480	10368	5281.2	853.08	12636	6415.2	0.26	0.4	0.36	0.29	0.1	0.25	0.65	0.88
8	1623	11502	5832	946.02	14126	7160.4	0.28	0.43	0.33	0.25	0.09	0.22	0.65	0.85
7	1623	11502	5832	906.61	14126	7160.4	0.33	0.52	0.21	0.25	0.08	0.22	0.58	0.93
6	1623	11502	5832	906.61	14126	7160.4	0.38	0.59	0.18	0.22	0.08	0.18	0.59	0.79
5	1623	11502	5832	1077.4	17561	8877.6	0.42	0.55	0.31	0.2	0.07	0.18	0.74	0.89
4	1773	12636	6415.2	1145.4	19537	9849.6	0.43	0.58	0.33	0.19	0.06	0.16	0.75	0.89
3	1772	12636	6415.2	1090.8	19537	9849.6	0.47	0.67	0.21	0.19	0.04	0.15	0.69	0.98
2	1772	12636	6415.2	1157.6	23846	11988	0.51	0.69	0.19	0.17	0.02	0.13	0.70	0.95
1	1774	12636	6415.2	1543.2	23846	11988	0.56	0.57	0.14	0.17	0.01	0.13	0.68	0.83

]Tabel 5.28 Interaksi Aksial-Momen Kolom K4 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF			BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
14	1112	7581.6	3661.2	1000.4	8424	4309.2	0.03	0.04	0.09	0.15	0.08	0.52	0.18	0.68
13	1787	12636	6415.2	1273.9	12636	6415.2	0.07	0.1	0.3	0.27	0.04	0.31	0.36	0.62
12	1971	14126	7160.4	1457.3	15779	7970.4	0.1	0.14	0.26	0.33	0.03	0.25	0.33	0.65

11	1969	14126	7160.4	1364.7	15779	7970.4	0.15	0.22	0.19	0.33	0.03	0.25	0.28	0.73
10	1969	14126	7160.4	1616.2	19537	9849.6	0.19	0.24	0.16	0.28	0.03	0.20	0.27	0.66
9	1968	14126	7160.4	1597.9	19537	9849.6	0.23	0.29	0.37	0.35	0.03	0.20	0.57	0.78
8	2177	15779	7970.4	1776	21773	10951	0.25	0.31	0.35	0.32	0.03	0.17	0.57	0.75
7	2176	15779	7970.4	1669.3	21773	10951	0.29	0.38	0.21	0.31	0.02	0.17	0.48	0.81
6	2176	15779	7970.4	1751.3	23846	11988	0.33	0.42	0.17	0.27	0.02	0.16	0.49	0.79
5	2174	15779	7970.4	1737.2	23846	11988	0.37	0.47	0.32	0.29	0.02	0.15	0.66	0.87
4	2398	17561	8877.6	1971.9	28156	14062	0.37	0.46	0.35	0.27	0.01	0.13	0.67	0.82
3	2398	17561	8877.6	1893.2	28156	14062	0.41	0.52	0.22	0.26	0.01	0.13	0.60	0.87
2	2398	17561	8877.6	1893.2	28156	14062	0.44	0.57	0.18	0.27	0.01	0.13	0.60	0.93
1	2396	17561	8877.6	2051.5	28156	14062	0.48	0.57	0.15	0.28	0	0.13	0.60	0.93

Tabel 5.29 Interaksi Aksial-Momen Kolom K5 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF			BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
14	831.8	5605.2	2708.6	659.56	5605.2	2708.6	0.01	0.03	0.03	0.18	0.09	0.42	0.12	0.60
13	1008	6868.8	3304.8	1009.9	9298.8	4730.4	0.06	0.07	0.26	0.26	0.09	0.21	0.36	0.49
12	1227	8424	4309.2	1106.5	10368	5281.2	0.09	0.11	0.21	0.37	0.07	0.19	0.32	0.60
11	1226	8424	4309.2	1088.7	10368	5281.2	0.13	0.16	0.15	0.42	0.07	0.19	0.27	0.68
10	1226	8424	4309.2	1269.7	12636	6415.2	0.15	0.18	0.12	0.36	0.07	0.15	0.25	0.60
9	1228	8424	4309.2	1231.5	12636	6415.2	0.19	0.22	0.34	0.4	0.07	0.15	0.49	0.70
8	1345	9298.8	4730.4	1329.3	14126	7160.4	0.21	0.25	0.35	0.4	0.06	0.13	0.57	0.72
7	1344	9298.8	4730.4	1319.9	14126	7160.4	0.25	0.29	0.21	0.39	0.06	0.13	0.48	0.75
6	1344	9298.8	4730.4	1457.3	15779	7970.4	0.27	0.29	0.18	0.33	0.06	0.12	0.47	0.70
5	1344	9298.8	4730.4	1405.9	15779	7970.4	0.3	0.34	0.33	0.37	0.06	0.12	0.64	0.78
4	1491	10368	5281.2	1514	17561	8877.6	0.31	0.35	0.35	0.36	0.05	0.10	0.66	0.76
3	1491	10368	5281.2	1508.4	17561	8877.6	0.34	0.39	0.23	0.35	0.05	0.10	0.58	0.79
2	1491	10368	5281.2	1508.4	17561	8877.6	0.36	0.42	0.18	0.35	0.06	0.11	0.57	0.83
1	1488	10368	5281.2	1457.7	17561	8877.6	0.4	0.47	0.18	0.38	0.04	0.11	0.59	0.89

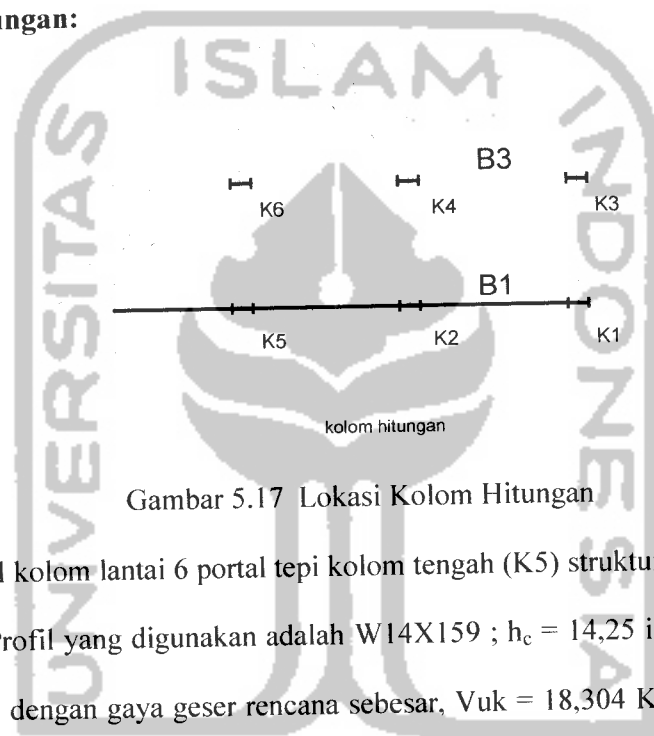
Tabel 5.30 Interaksi Aksial-Momen Kolom K6 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF			BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
14	1113	7581.6	3661.2	912.26	7581.6	4027.3	0.03	0.04	0.11	0.19	0.01	0.56	0.13	0.76
13	1493	10368	5281.2	1282.4	12636	7056.7	0.08	0.1	0.35	0.27	0.01	0.28	0.37	0.58
12	1785	12636	6415.2	1457.3	15779	8767.4	0.12	0.14	0.28	0.35	0.01	0.23	0.33	0.63
11	1784	12636	6415.2	1375	15779	8767.4	0.16	0.22	0.21	0.34	0.01	0.22	0.28	0.72
10	1784	12636	6415.2	1659	19537	10835	0.21	0.23	0.18	0.3	0	0.18	0.37	0.65
9	1784	12636	6415.2	1597.9	19537	10835	0.26	0.29	0.4	0.34	0	0.18	0.60	0.75

8	2177	15779	7970.4	1822.1	23846	13187	0.25	0.31	0.36	0.29	0	0.14	0.55	0.69
7	2176	15779	7970.4	1807.9	23846	13187	0.29	0.36	0.21	0.28	0	0.14	0.47	0.73
6	2176	15779	7970.4	1807.9	23846	13187	0.33	0.4	0.18	0.27	0	0.14	0.48	0.77
5	2175	15779	7970.4	1751.3	23846	13187	0.37	0.47	0.33	0.29	0	0.14	0.64	0.85
4	2398	17561	8877.6	1971.9	28156	15468	0.37	0.46	0.35	0.27	0	0.12	0.66	0.80
3	2395	17561	8877.6	1893.2	28156	15468	0.41	0.53	0.22	0.26	0	0.12	0.59	0.86
2	2395	17561	8877.6	1893.2	28156	15468	0.44	0.57	0.18	0.27	0	0.12	0.59	0.92
1	2393	17561	8877.6	2051.5	28156	15468	0.48	0.57	0.14	0.28	0	0.12	0.60	0.91

#### 5.4.5 Perencanaan Kolom Terhadap Geser

Contoh perhitungan:



Gambar 5.17 Lokasi Kolom Hitungan

Diambil kolom lantai 6 portal tepi kolom tengah (K5) struktur *braced steel frame (BSF)*, Profil yang digunakan adalah W14X159 ;  $h_c = 14,25$  in,  $t_w = 0,748$  in,  $f_y = 36$  ksi, dengan gaya geser rencana sebesar,  $V_{uk} = 18,304$  Kips (lampiran B-3-3)

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal panel ( $h/t_w$ ) dihitung menurut persamaan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{14,25}{0,748} = 19,05 < \frac{418}{\sqrt{f_y}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{Pers. 3.5-13})$$

Maka kuat geser nominal kolom  $V_n$  dihitung menurut persamaan :

$$A_w = d t_w = 15.0,748 = 11,22 \text{ in}^2$$

$$\Phi V_n = 0,9.0,6.f_y.A_w \quad (\text{Pers. 3.5-14})$$



$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 11,22 = 217,242 \text{ Kips}$$

Rasio tegangan geser yang terjadi

$$\frac{V_{u,k}}{\phi V_n} = \frac{18.304}{217,2425} = 0,08 \leq 1,0 \quad \text{Ok!}$$

Perhitungan lengkap gaya geser struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada Lampiran B-3-6

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

$$V_{u,k} = 83,057 \text{ Kips}$$

$$\phi V_n = 376,203 \text{ Kips}$$

$$\frac{V_{u,b}}{\phi V_n} = 0,22 \leq 1,0 \quad \text{Ok!}$$

Perhitungan lengkap gaya geser struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada Lampiran C-2-6

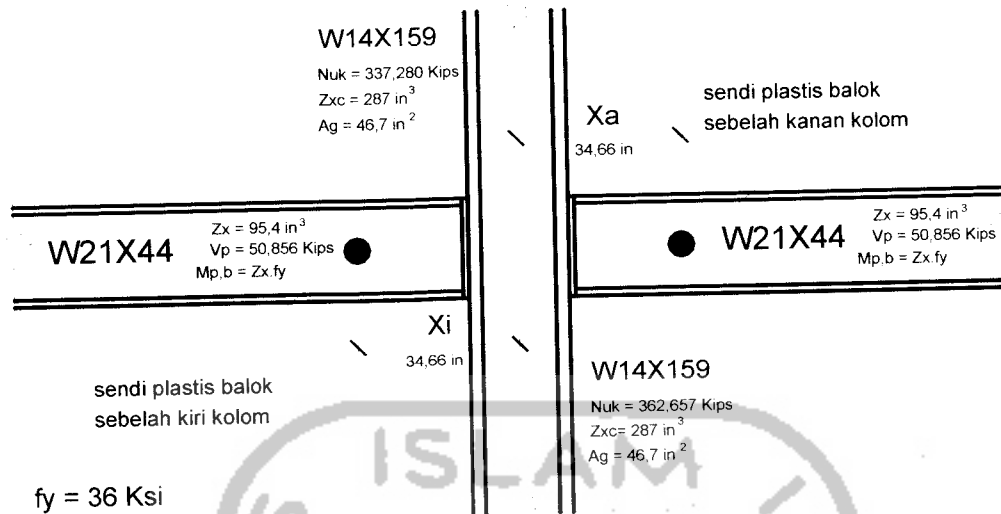
#### 5.4.6 Kontrol Kolom Kuat Balok Lemah (*Strong Column Weak Beam*)

Pada perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen khusus dikehendaki agar terjadi mekanisme kolom kuat balok lemah (*Strong Column Weak Beam*), dengan persyaratan harus memenuhi persamaan :

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0 \quad (\text{Pers. 3.6-16})$$

#### Contoh perhitungan:

Diambil contoh pada kolom tengah (K5) (lihat gambar 5.19), portal tepi lantai 6 struktur *braced frame*.



Gambar 5.18 Lokasi Contoh Hitungan SCWB

$$\Sigma M^*_{pc} = \Sigma Z_c (f_{yc} - N_{uc}/A_g) \quad (\text{Pers. 3.6-17})$$

$$= 287 \left( 36 - \frac{362,657}{46,7} \right) + 287 \left( 36 - \frac{337,280}{46,7} \right)$$

$$= 16362,462 \text{ K-in}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = \Sigma (1,1M_p + M_y) \quad (\text{Pers. 3.6-18})$$

$$= (1,1M_p + V_p \cdot X_a) + (1,1M_p + V_p \cdot X_i)$$

$$= (1,1 \cdot 95,4 \cdot 36 + 45,592 \cdot 34,66) \cdot 2$$

$$= 10716,13 \text{ K-in}$$

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}} = \frac{16362,462}{10716,13} = 1,53 > 1,0 \quad \text{OK!}$$

Perhitungan lengkap SCWB untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada Lampiran B-3-7

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

$$\Sigma M^*_{pc} = 28008,949 \text{ K-in}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = 12674,51$$

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}} = 2,21 > 1,0 \quad \text{OK!}$$

Perhitungan lengkap SCWB untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada Lampiran C -2-7

Tabel berikut ini merupakan tabel Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* (SCWB), untuk struktur BSF dan USF

Tabel 5.31 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K1

Lantai	BSF						USF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	$\Sigma M_{pc}$	$\Sigma M_{pb}$	Rasio	$\Sigma M_{pc}$	$\Sigma M_{pb}$	Rasio	$\Sigma M_{pc}$	$\Sigma M_{pb}$	Rasio	$\Sigma M_{pc}$	$\Sigma M_{pb}$	Rasio
14	5520	2445.8	2.257	2658.3	1473.1	1.805	4923.9	2423.9	2.031	1587	1473.12	1.077
13	11383	3174.3	3.586	5491.4	1473.1	3.728	10846	3905.1	2.777	4448.9	1473.12	3.02
12	12574	3724.7	3.376	6062	1473.1	4.115	11567	4886.4	2.367	5589.6	1473.12	3.794
11	13112	3724	3.521	6308.8	1473.1	4.283	10974	5104.3	2.15	5302.9	1473.12	3.6
10	12493	3669.6	3.404	6010.9	1473.1	4.08	12504	5321.4	2.35	6040	1473.12	4.1
9	11874	3779.3	3.142	5713	1473.1	3.878	14070	5506.8	2.555	6794.5	1473.12	4.612
8	12740	4647.1	2.741	6341.2	1473.1	4.305	14418	6325.6	2.279	7177.8	1473.12	4.872
7	13578	4577.7	2.966	6945.9	1473.1	4.715	14752	6323.8	2.333	7546.3	1473.12	5.123
6	12905	4478.8	2.881	6601.3	1473.1	4.481	16292	6337.3	2.571	8314.1	1473.12	5.644
5	12232	4594.3	2.662	6257.2	1473.1	4.248	17828	6336.1	2.814	9081.3	1473.12	6.165
4	12331	5232.4	2.357	6289.8	1473.1	4.27	19689	7180.3	2.742	10011	1473.12	6.796
3	12412	5212.1	2.381	6314.4	1473.1	4.286	21534	7201.1	2.99	10933	1473.12	7.421
2	11705	5137.9	2.278	5954.4	1473.1	4.042	22523	7195.9	3.13	11425	1473.12	7.756
1	10999	5170.1	2.127	5595.2	1473.1	3.798	23385	7186.1	3.254	11853	1473.12	8.047

Tabel 5.32 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K2

Lantai	BSF						USF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio
14	6101	4891.5	1.247	2948.4	1473.1	2.001	6107.3	4847.8	1.26	2951.3	1473.12	2.003
13	14116	6348.6	2.224	6818.9	1706.8	3.995	16000	7810.2	2.049	7983.8	1706.76	4.678
12	17632	7449.4	2.367	8762.9	1706.8	5.134	20649	9772.7	2.113	10512	1706.76	6.159
11	18749	7447.9	2.517	9537.8	1706.8	5.588	21192	10209	2.076	10795	1706.76	6.325
10	17890	7339.3	2.438	9100.8	1706.8	5.332	23045	10643	2.165	11717	1706.76	6.865
9	17198	7558.7	2.275	8748.7	1706.8	5.126	24895	11014	2.26	12639	1706.76	7.405
8	17680	9294.1	1.902	9000.2	1706.8	5.273	25873	12651	2.045	13125	1706.76	7.69
7	18182	9155.3	1.985	9261.5	1706.8	5.426	26841	12648	2.122	13605	1706.76	7.971
6	17507	8957.6	1.954	8917.6	1706.8	5.225	27977	12675	2.207	14155	1706.76	8.294
5	16793	9188.7	1.828	8554.2	1706.8	5.012	29114	12672	2.297	14706	1706.76	8.616
4	17296	10465	1.653	8788.8	1706.8	5.149	30390	14361	2.116	15357	1706.76	8.998
3	17820	10424	1.709	9035.6	1706.8	5.294	31663	14402	2.199	16007	1706.76	9.379
2	17124	10276	1.666	8682.8	1706.8	5.087	30993	14392	2.154	15668	1706.76	9.18
1	16350	10340	1.581	8290.4	1706.8	4.857	30326	14372	2.11	15331	1706.76	8.983

Tabel 5.33 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K3

Lantai	BSF						USF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio
14	6729	3090.1	2.178	3248.7	2946.2	1.103	7492.9	3126.2	2.397	3605.1	2946.24	1.224
13	13760	5504.2	2.5	6631.8	2946.2	2.251	14613	5649.1	2.587	7031	2946.24	2.386
12	17481	5939.8	2.943	8706	2946.2	2.955	15563	6658.3	2.337	7744.6	2946.24	2.629
11	20459	5938.6	3.445	10422	2946.2	3.537	16500	6954.9	2.372	8440.4	2946.24	2.865
10	19580	5842	3.352	9973.4	2946.2	3.385	20354	7257.2	2.805	10365	2946.24	3.518
9	18701	6022.7	3.105	9525.8	2946.2	3.233	24197	7516	3.219	12284	2946.24	4.17
8	19028	6972.4	2.729	9669.3	2946.2	3.282	25019	7994.5	3.13	12692	2946.24	4.308
7	19329	6820.9	2.834	9800.5	2946.2	3.326	25829	7991.9	3.232	13092	2946.24	4.444
6	18399	6642	2.77	9329.2	2946.2	3.166	25009	8008.2	3.123	12677	2946.24	4.303
5	17472	6770.8	2.58	8858.9	2946.2	3.007	27923	7994.9	3.493	14132	2946.24	4.797
4	17762	7448.7	2.385	9012.3	2946.2	3.059	32948	9000.8	3.661	16632	2946.24	5.645
3	18039	7291.6	2.474	9158.2	2946.2	3.108	34212	9029.1	3.789	17248	2946.24	5.854
2	17086	7060.3	2.42	8674.2	2946.2	2.944	38000	9023.4	4.211	19127	2946.24	6.492
1	16136	6965.3	2.317	8192.2	2946.2	2.781	41670	9010.5	4.625	20948	2946.24	7.11

Tabel 5.34 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K4

Lantai	BSF						USF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio
14	8201	6180.1	1.327	3960.3	2946.2	1.344	9131.2	6252.4	1.46	4670.9	2946.24	1.585
13	21475	11008	1.951	10699	3413.5	3.134	22398	11298	1.982	11406	3413.52	3.342
12	27657	11880	2.328	14030	3413.5	4.11	29450	13317	2.212	14910	3413.52	4.368
11	28230	11877	2.377	14309	3413.5	4.192	31810	13910	2.287	16068	3413.52	4.707
10	27156	11684	2.324	13765	3413.5	4.032	34813	14514	2.398	17566	3413.52	5.146
9	26081	12045	2.165	13220	3413.5	3.873	37801	15032	2.515	19057	3413.52	5.583
8	26797	13945	1.922	13558	3413.5	3.972	39111	15989	2.446	19694	3413.52	5.769
7	27502	13642	2.016	13892	3413.5	4.07	40413	15984	2.528	20327	3413.52	5.955
6	26405	13284	1.988	13338	3413.5	3.907	41488	16016	2.59	20862	3413.52	6.111
5	25304	13542	1.869	12782	3413.5	3.744	42551	15990	2.661	21391	3413.52	6.267
4	26120	14897	1.753	13200	3413.5	3.867	45972	18002	2.554	23029	3413.52	6.746
3	26925	14583	1.846	13612	3413.5	3.988	49367	18058	2.734	24655	3413.52	7.223
2	25799	14121	1.827	13042	3413.5	3.821	48135	18047	2.667	24040	3413.52	7.042
1	24665	13931	1.771	12469	3413.5	3.653	46897	18021	2.602	23422	3413.52	6.861

Tabel 5.35 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K5

Lantai	BSF						USF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio
14	6169	5170.2	1.193	2980.9	1473.1	2.024	6110.7	4847.8	1.261	2952.9	1473.12	2.005
13	13442	7682.4	1.75	6480.6	1706.8	3.797	16012	7810.2	2.05	7989.7	1706.76	4.681
12	15966	9231.8	1.729	7945.8	1706.8	4.655	20672	9772.7	2.115	10523	1706.76	6.166
11	17078	9229.4	1.85	8735.8	1706.8	5.118	21227	10209	2.079	10812	1706.76	6.335
10	16627	9049.3	1.837	8505.4	1706.8	4.983	23091	10643	2.17	11741	1706.76	6.879
9	16178	9394.5	1.722	8275.5	1706.8	4.849	24950	11014	2.265	12667	1706.76	7.422
8	16523	11351	1.456	8427.9	1706.8	4.938	25935	12651	2.05	13156	1706.76	7.708
7	16865	11061	1.525	8579.3	1706.8	5.027	26912	12648	2.128	13641	1706.76	7.992
6	16362	10716	1.531	8346.7	1706.8	4.89	28008	12675	2.214	14196	1706.76	8.317
5	15951	10963	1.455	8114.4	1706.8	4.754	29199	12672	2.304	14749	1706.76	8.642
4	16507	12489	1.322	8402.9	1706.8	4.923	30476	14361	2.122	15401	1706.76	9.024
3	17059	12189	1.4	8689.6	1706.8	5.091	31748	14402	2.204	16050	1706.76	9.404
2	16543	11741	1.409	8426.4	1706.8	4.937	31072	14392	2.159	15708	1706.76	9.203
1	16027	11560	1.386	8163.8	1706.8	4.783	30397	14372	2.115	15367	1706.76	9.003

Tabel 5.36 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K6

Lantai	BSF						USF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio	$\Sigma$ Mpc	$\Sigma$ Mpb	Rasio
14	8201	6180.1	1.327	3960.5	2946.2	1.344	8197.9	6252.4	1.311	3958.8	2946.24	1.344
13	18972	11008	1.723	9447	3413.5	2.768	21466	11298	1.9	10695	3413.52	3.133
12	23516	11880	1.979	11957	3413.5	3.503	29452	13317	2.212	14911	3413.52	4.368
11	24956	11877	2.101	12670	3413.5	3.712	31811	13910	2.287	16069	3413.52	4.707
10	23889	11684	2.045	12128	3413.5	3.553	34812	14514	2.398	17566	3413.52	5.146
9	22820	12045	1.895	11586	3413.5	3.394	37798	15032	2.515	19056	3413.52	5.582
8	25154	13945	1.804	12734	3413.5	3.731	41350	15989	2.586	20814	3413.52	6.098
7	27468	13642	2.014	13875	3413.5	4.065	44882	15984	2.808	22563	3413.52	6.61
6	26360	13284	1.984	13316	3413.5	3.901	43699	16016	2.728	21968	3413.52	6.436
5	25252	13542	1.865	12756	3413.5	3.737	42515	15990	2.659	21373	3413.52	6.261
4	26062	14897	1.749	13170	3413.5	3.858	45931	18002	2.552	23008	3413.52	6.74
3	26864	14583	1.842	13581	3413.5	3.978	49323	18058	2.731	24633	3413.52	7.216
2	25737	14121	1.823	13011	3413.5	3.812	48091	18047	2.665	24018	3413.52	7.036
1	24608	13931	1.766	12440	3413.5	3.644	46858	18021	2.6	23402	3413.52	6.856

### 5.5 Perencanaan Pengaku Diagonal Struktur (*Bracing*)

*Bracing* digunakan untuk mengurangi simpangan horizontal yang terjadi.

#### Contoh perhitungan:

Diambil contoh hitungan *bracing* pada lantai 1 - 2 struktur *braced steel frame (BSF)* dengan gaya aksial tekan rencana,

$$P_{u,bracing} \text{ Tekan maks} = 518,303 \text{ Kips} \quad (\text{Lampiran B-2-2})$$

$$P_{u,bracing} \text{ Tarik maks} = 346,395 \text{ Kips} \quad (\text{Lampiran B-2-1})$$

$$L_b = 7,94 \text{ m} = 312,638 \text{ in.}$$

Digunakan profil W12X120 dengan data propertis sebagai berikut :

$$\begin{aligned} d &= 13,1 \text{ in} & I_x &= 1070 \text{ in}^4 & f_y &= 36 \text{ Ksi} \\ b_f &= 12,3 \text{ in} & I_y &= 345 \text{ in}^4 & E_s &= 29000 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
 t_w & = 0,71 \text{ in} & r_x & = 5,506 \text{ in} \\
 t_f & = 1,11 \text{ in} & r_y & = 3,126 \text{ in} \\
 A & = 35,3 \text{ in}^2 & Z_x & = 186 \text{ in}^3 \\
 w & = 119,88 \text{ lb/ft} & Z_y & = 85,4 \text{ in}^3
 \end{array}$$

Kontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t),  $\lambda \leq \lambda_p$ .

$$\text{Sayap, } \lambda_s = \frac{bf}{2tf} = \frac{12,3}{2 \cdot 1,11} = 5,541 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,667 \quad (\text{Pers. 3.5-2a})$$

$$\text{Badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{13,1}{0,71} = 18,45 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,667 \quad (\text{Pers. 3.5-2b})$$

Dari hasil kontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) diatas, dapat disimpulkan bahwa profil W12X120 termasuk profil kompak

### 5.5.1 Perencanaan *Bracing* Terhadap Aksial Tekan

Kuat dukung nominal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan seperti pada perhitungan kuat dukung nominal kolom. Dukungan pada kedua ujung dianggap sendi-sendi, sehingga  $k = 1$  (dapat dilihat pada gambar 3.9).

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1,312,638}{\pi \cdot 3,126} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,122 \quad (\text{Pers. 3.6-10})$$

karena  $\lambda_c < 1,5$  maka tegangan kritis dihitung dengan persamaan :

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y = (0,658^{1,122^2}) 36 = 18,068 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.6-11})$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 35,3 \cdot 18,068 = 637,82 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.6-13})$$

$$\Phi P_n = 637,82 \text{ Kips} > P_{u,bracing \text{ Tekan maks}} = 518,303 \text{ Kips} \dots \text{Ok}$$

Rasio beban aksial:

$$\frac{P_{u,bracing \text{ Tekan}}}{\phi P_n} = \frac{518,303}{637,82} = 0,81 < 1,0 \quad \text{Ok!}$$

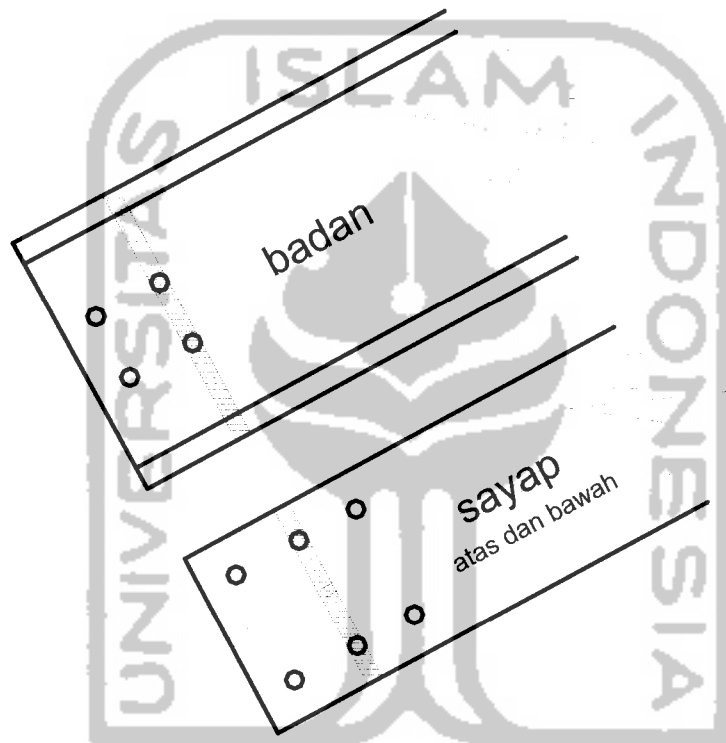
Perhitungan mengenai desain *bracing* tekan dapat dilihat pada lampiran B-2-2

### 5.5.2 Perencanaan *Bracing* Terhadap Aksial Tarik

Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang, maka :

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y && \text{(Pers. 3.7-1)} \\ &= 0,9 \cdot 35,3 \cdot 36 \\ &= 1143,72 \text{ Kips}\end{aligned}$$

Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif, maka :



Gambar 5.19 Bidang Baut Menerima Tarik

Pada badan terdapat 2 baut yang berada pada bidang tarik sedangkan pada sayap ada 4 baut yang berada pada bidang tarik yaitu 2 baut pada sayap atas dan 2 baut pada sayap bawah

Bila digunakan diameter baut  $\frac{3}{4}$  in, maka :

$$A_{nt} = A_g - (\text{jml baut} \cdot (db + (1/16)) \cdot t_w) - (\text{jml baut} \cdot (db + (1/16)) \cdot t_f) \quad \text{(Pers. 3.7-2)}$$



$$= 35,3 - (2 \cdot (\frac{3}{4} + 1/16) \cdot 0,71) - (4 \cdot (\frac{3}{4} + 1/16) \cdot 1,11)$$

$$= 30,54 \text{ in}^2$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 1 \cdot 30,54 = 30,54 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.7-3})$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 30,54 = 1328,45 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.7-4})$$

Dari kedua nilai kuat dukung tersebut diambil yang terkecil,  $\phi P_n = 1143,72 \text{ Kips}$

$$\text{Sehingga, } \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{346,395}{1143,72} = 0,30 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

Perhitungan mengenai desain *bracing* tarik dapat dilihat pada lampiran B-2-1

Tabel 5.37 Gaya Aksial Rencana ( $P_{u,br}$ ) dan Gaya Aksial Nominal ( $\phi P_n$ ) *Bracing*

Lantai	Profil terpakai	$P_{u, br}$ (Kips)		$\phi P_n$ (Kips)		Rasio	
		Desak	Tarik	Desak	Tarik	Desak	Tarik
13, 14	W12X50	66.365	21.523	122.82	473.04	0.54	0.05
11,12	W12X53	172.151	167.402	206.40	505.44	0.83	0.33
9,10	W12X72	272.771	205.132	369.87	683.64	0.74	0.30
7,8	W12X87	265.888	310.989	453.34	829.44	0.72	0.37
5,6	W12X96	434.954	315.298	504.00	913.68	0.86	0.35
3,4	W12X106	480.628	358.242	559.87	1010.88	0.86	0.35
1,2	W12X120	518.303	346.395	637.82	1143.72	0.81	0.30

## 5.6 Perencanaan Balok Anak

Dalam perencanaan balok anak, baja didesain komposit dengan beton (pelat). Prosedur desain balok komposit akan dipaparkan dalam sub bab berikut :

### 5.6.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

Diambil contoh perhitungan balok anak lantai 1-13 struktur *Braced steel frame (BSF)*..Digunakan profil baja W12X30 dengan data properties sebagai

berikut :

$$\begin{array}{lll} A & = & 8,79 \text{ in}^2 \\ d & = & 12,3 \text{ in} \\ t_w & = & 0,26 \text{ in} \\ I_x & = & 238 \text{ in}^4 \\ I_y & = & 20,3 \text{ in}^4 \\ S_x & = & 38,699 \text{ in}^3 \\ f_y & = & 36 \text{ Ksi} \\ f_r & = & 10 \text{ Ksi} \\ f_c & = & 4 \text{ Ksi} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 b_f = 6,52 \text{ in} & S_y = 6,227 \text{ in}^3 & h = 11,685 \text{ in} \\
 t_f = 0,44 \text{ in} & Z_x = 43,1 \text{ in}^3 & \\
 r_x = 5,204 \text{ in} & Z_y = 9,56 \text{ in}^3 & \\
 r_y = 1,520 \text{ in} & E_s = 29000 \text{ Ksi} & 
 \end{array}$$

Data slab beton:

$$\text{Tebal slab, } t_s = 120 \text{ mm} = 4,72 \text{ in}$$

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

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{f_c' (\text{Ksi})} = 4700 \cdot \sqrt{4} = 3500 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.8-1})$$

$$\text{Rasio modular, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3500} = 8,29 \quad (\text{Pers. 3.8-2})$$

**Balok bentang 5 m = 196,85 in**

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

$$b_E \leq \frac{1}{4} \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 196,85 = 49,21 \text{ in} \quad (\text{menentukan}) \quad (\text{Pers. 3.8-3})$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f = 16 \cdot 4,72 + 6,52 = 82,04 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-4})$$

$$\text{Lebar beton ekuivalen, } \frac{b_E}{n} = \frac{49,21}{8,29} = 5,94 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-5})$$

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = \left( \frac{b_E}{n} \times 4,72 \right) + A_s = (5,94 \times 4,72) + 8,79 = 36,83 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.8-6})$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$\begin{aligned}
 Y_a &= \frac{\left( \left( \frac{b_E}{n} \times t_s \right) \times 0,5 t_s \right) + (A_s \times ((0,5 \cdot d) + t_s))}{\left( \frac{b_E}{n} \times t_s \right) + A_s} \quad (\text{Pers. 3.8-7}) \\
 &= \frac{((5,94 \times 4,72) \times 0,5 \cdot 4,72) + (8,79 \times ((0,5 \cdot 12,3) + 4,72))}{(5,94 \times 4,72) + 8,79}
 \end{aligned}$$

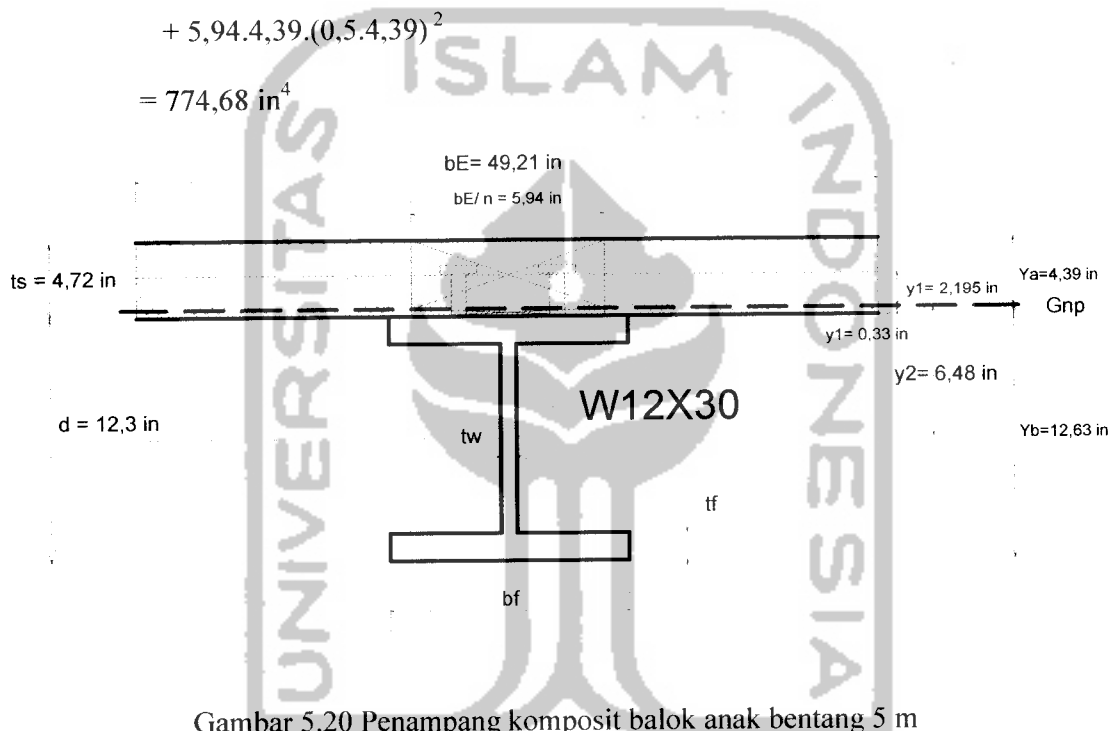
$$= 4,39 \text{ in}$$

$$Y_b = d + t_s - Y_a = 12,3 + 4,72 - 4,39 = 12,63 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-9})$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{\text{komp}} = I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{x_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2 \quad (\text{Pers. 3.8-10})$$

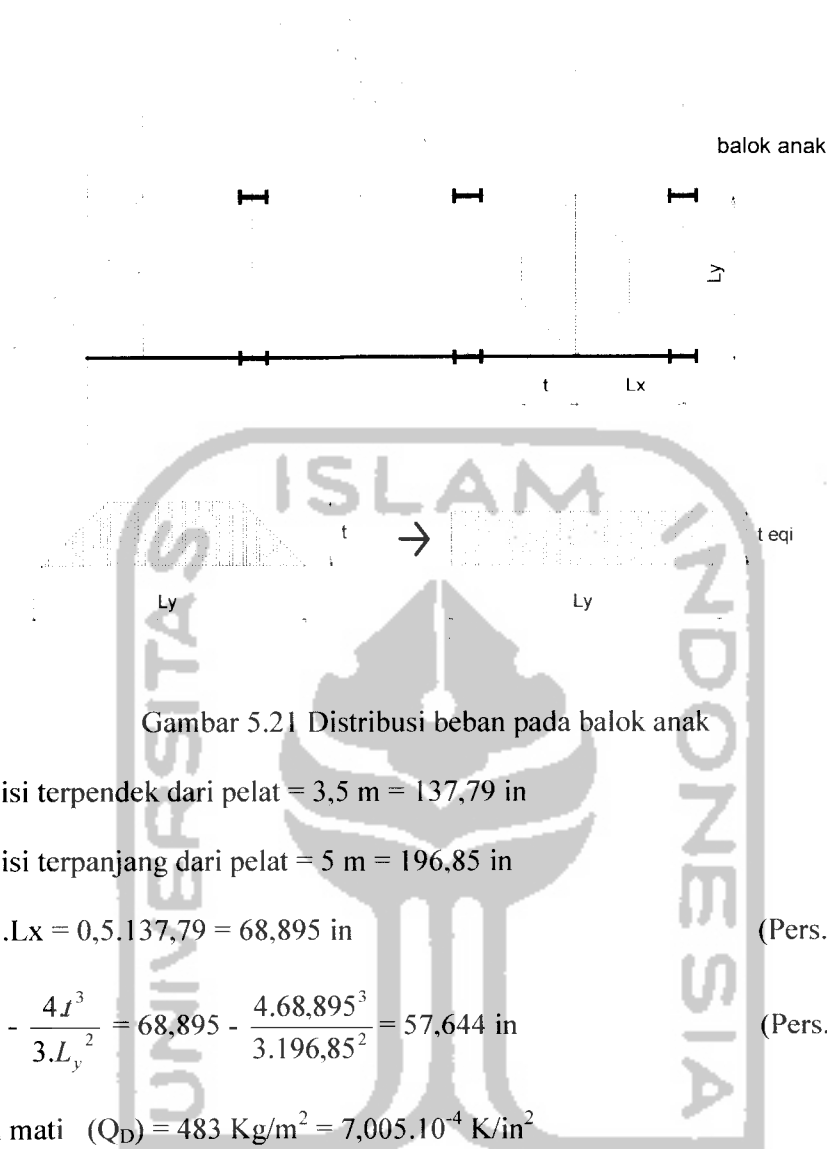
$$\begin{aligned} &= 238 + 8,79 \cdot (12,63 - 0,5 \cdot 12,3)^2 + (1/12) \cdot 5,94 \cdot (12,63 - 12,3)^3 \\ &+ 5,94 \cdot (12,63 - 12,3) \cdot (0,5 \cdot (12,63 - 12,3))^2 + (1/12) \cdot 5,94 \cdot 4,39^3 \\ &+ 5,94 \cdot 4,39 \cdot (0,5 \cdot 4,39)^2 \\ &= 774,68 \text{ in}^4 \end{aligned}$$



Gambar 5.20 Penampang komposit balok anak bentang 5 m

### 5.6.2 Pembebanan dan Gaya Dalam Penampang Komposit

Pembebanan yang menentukan pada balok anak komposit adalah beban gravitasi (1,2D+1,6L), Balok anak diasumsikan sebagai balok sederhana sehingga dukungan pada balok anak adalah sendi-rol.



Gambar 5.21 Distribusi beban pada balok anak

$$L_x = \text{sisi terpendek dari pelat} = 3,5 \text{ m} = 137,79 \text{ in}$$

$$L_y = \text{sisi terpanjang dari pelat} = 5 \text{ m} = 196,85 \text{ in}$$

$$t = 0,5 \cdot L_x = 0,5 \cdot 137,79 = 68,895 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-11})$$

$$t_{eq} = t - \frac{4t^3}{3 \cdot L_y^2} = 68,895 - \frac{4 \cdot 68,895^3}{3 \cdot 196,85^2} = 57,644 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-12})$$

$$\text{Beban mati } (Q_D) = 483 \text{ Kg/m}^2 = 7,005 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$Q_{D \text{ eqiv}} = Q_D \cdot t_{eq} \quad (\text{Pers. 3.8-13})$$

$$Q_{D \text{ eqiv}} = 7,005 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2 \cdot 57,644 \cdot 2 = 8,08 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$\text{Beban hidup } (Q_L) = 250 \text{ Kg/m}^2 = 3,626 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$Q_{L \text{ eqiv}} = Q_L \cdot t_{eq} \quad (\text{Pers. 3.8-14})$$

$$Q_{L \text{ eqiv}} = 3,626 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2 \cdot 57,644 \cdot 2 = 4,2 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$\text{Berat sendiri profil baja W12X30, } q_s = 2,487 \cdot 10^{-3} \text{ K/in}$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \quad (\text{Pers. 3.8-15})$$

$$= 1,2 \cdot (8,08 \cdot 10^{-2} + 2,487 \cdot 10^{-3}) + 1,6 (4,2 \cdot 10^{-2})$$

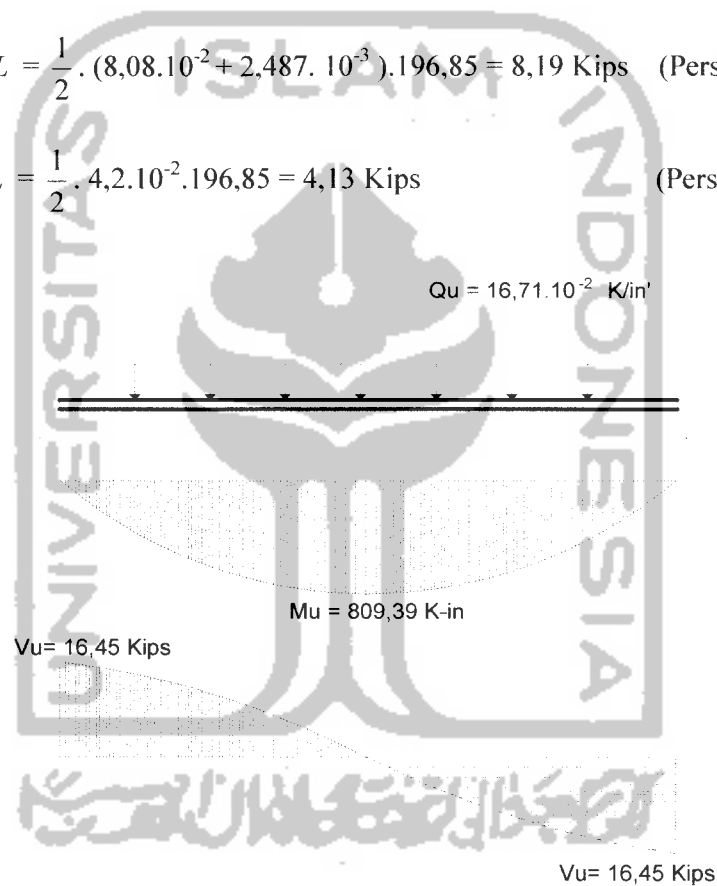
$$= 16,71 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$M_u = \frac{1}{8} Q_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} 16,71 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85^2 = 809,39 \text{ K-in} \quad (\text{Pers. 3.8-16})$$

$$V_u = \frac{1}{2} Q_u \cdot L = \frac{1}{2} 16,71 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85 = 16,45 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.8-17})$$

$$V_D = \frac{1}{2} Q_D \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (8,08 \cdot 10^{-2} + 2,487 \cdot 10^{-3}) \cdot 196,85 = 8,19 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.8-18})$$

$$V_L = \frac{1}{2} Q_L \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 4,2 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85 = 4,13 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.8-19})$$



Gambar 5.22 Gaya Dalam Pada Balok Anak

### 5.6.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

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

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{11,685}{0,26} = 44,94 \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,67 \quad (\text{Pers. 3.8-20})$$

**Balok anak lantai 1 - 13 bentang 5 m = 196,85 in**

Gaya desak beton,  $C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a$  (Pers. 3.8-21)

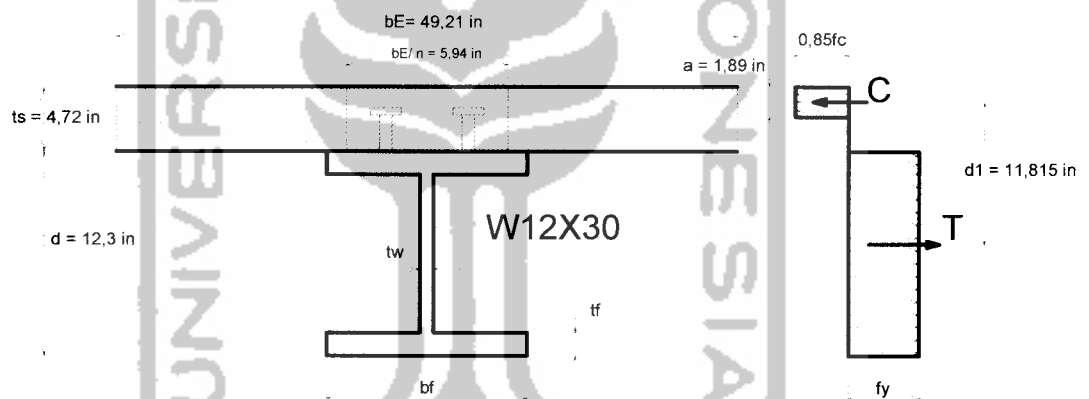
Gaya tarik penampang baja,  $T = A_s \cdot f_y$  (Pers. 3.8-22)

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{8,79 \times 36}{0,85 \times 4 \times 49,21} = 1,89 \text{ in} < t_s = 4,72 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-23})$$



Gambar 5.23 Diagram tegangan lentur plastis

Dikarenakan  $a < t_s$ , maka garis netral plastis berada pada beton. Dengan demikian

kapasitas nominal balok komposit,  $M_n$

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \quad (\text{Pers. 3.8-24})$$

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

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

$$M_n = (8,79 \times 36)(12,3/2 + 4,72 - 1,89/2) = 3140,667 \text{ K-in}$$

Kontrol kapasitas:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (\text{Pers. 3.8-26})$$

$$\phi_b M_n = 0,85 \times 3140,667 = 2669,57 \text{ K-in} > M_u = 809,39 \text{ K-in} \quad \text{Ok!}$$

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

#### 5.6.4 Kontrol Terhadap Lendutan

Lendutan yang terjadi pada balok anak adalah

$$\begin{aligned} Q &= Q_D + Q_L && (\text{Pers. 3.8-27}) \\ &= (8,08 \cdot 10^{-2} + 2,487 \cdot 10^{-3}) + (4,2 \cdot 10^{-2}) \\ &= 12,5 \cdot 10^{-2} \text{ K/in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{E_s \cdot I_{K_{\text{omp}}}} && (\text{Pers. 3.8-28}) \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{12,5 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85^4}{29000 \cdot 774,68} \end{aligned}$$

$$= 0,11 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,547 \text{ in} \quad \dots \text{Ok} \quad (\text{Pers. 3.8-29})$$

#### 5.6.5 Perencanaan Konektor Geser (*Shear Conector*)

*Shear Conector* adalah alat penghubung antara beton dan profil baja yang berupa baut besar, yang berfungsi menahan gaya geser yang terjadi pada komposit, sehingga gaya geser yang terjadi dapat bekerja secara efektif.

Gaya geser horizontal ( $V_n$ ) merupakan nilai terkecil dari;

$$A_c = b_E \cdot t_s = 49,21 \cdot 4,72 = 232,27 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,85 \cdot f_c \cdot A_c = 0,85 \cdot 4 \cdot 232,27 = 789,718 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.8-30a})$$

$$V_n = A_s \cdot f_y = 8,79 \cdot 36 = 316,44 \text{ Kips} \quad (\text{Menentukan}) \quad (\text{Pers. 3.8-30b})$$

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

Baut yang digunakan  $\frac{1}{2}$  in,  $f_u = 58$  Ksi

$$A_{sc} \cdot f_u = \frac{1}{4} \pi \cdot \frac{1}{2}^2 \times 58 = 11,39 \text{ Kips}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (\text{Pers. 3.8-31})$$

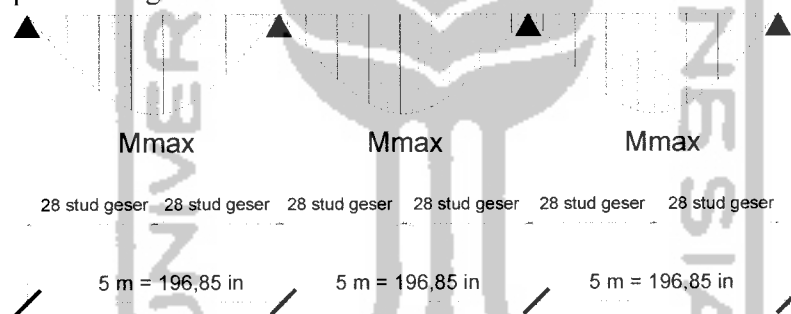
$$Q_n = 0,5 \times \frac{1}{4} \pi \cdot \frac{1}{2}^2 \sqrt{4 \times 3500} = 11,616 \text{ Kips} > 11,39 \text{ Kips}$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{316,44}{11,39} = 27,78 \approx 28 \text{ stud geser} \quad (\text{Pers. 3.8-32})$$

maka digunakan 28 stud geser per setengah bentang balok.

Penempatan stud geser:



Gambar 5.24 Rencana Penempatan Stud Geser

### 5.6.6 Kapasitas Geser Nominal Balok

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal panel ( $h/t_w$ ) pendukung geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{11,685}{0,26} = 44,94 < \frac{418}{\sqrt{f_y} \cdot (Ksi)} = \frac{418}{36} = 69,67 \quad (\text{Pers. 3.5-16})$$

Maka kuat geser nominal balok  $V_n$ , dihitung berdasarkan persamaan (3.5-17)

$$A_w = d \cdot t_w = 12,3 \cdot 0,26 = 3,198 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.5-18})$$



$$\begin{aligned}\Phi V_n &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 3,198 \\ &= 62,17 \text{ Kips}\end{aligned}$$

(Pers. 3.8-17)

Rasio gaya geser yang terjadi

$$\frac{V_{u,b}}{\Phi V_n} = \frac{16,45}{62,17} = 0,26 < 1,0$$

(Pers. 3.5-19)

### 5.7 Pendetailan Khusus Pada Struktur

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

#### 1. Baut

Baut yang digunakan adalah baut berkekuatan tinggi A325, dengan tidak menggunakan ulir pada bidang gesernya dan kuat tarik bahan baut  $F_u^b = 120$  ksi.

#### 2. Las

Elektroda las yang digunakan E70XX dengan kuat tarik  $F_{EXX} = 70$  ksi.

#### 3. Pelat Sambung

Pelat geser yang digunakan mempunyai  $F_y = 36$  ksi dan  $F_u = 58$  ksi.

#### 5.7.1 Sambungan Balok ke Kolom

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

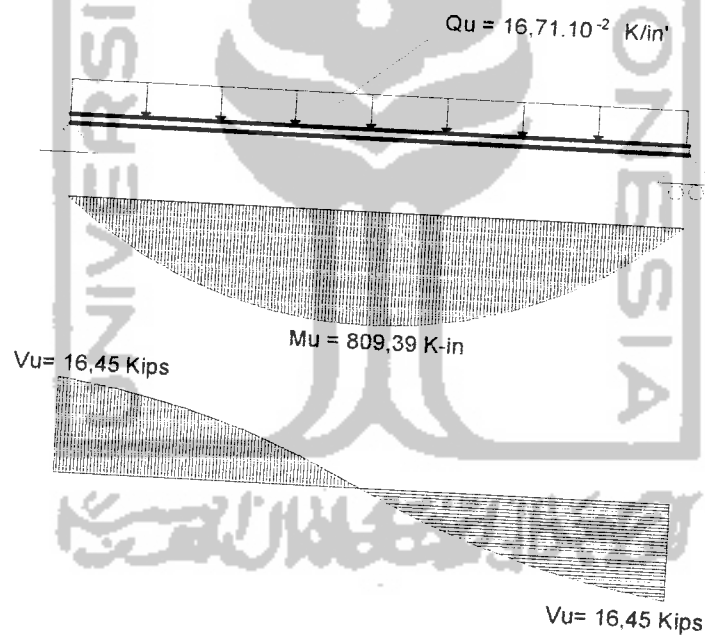
$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
 &= 1,2 \cdot (8,08 \cdot 10^{-2} + 2,487 \cdot 10^{-3}) + 1,6 (4,2 \cdot 10^{-2}) \\
 &= 16,71 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}
 \end{aligned}
 \tag{3.8-15}$$

$$M_u = \frac{1}{8} Q_u L^2 = \frac{1}{8} 16,71 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85^2 = 809,39 \text{ K-in}
 \tag{3.8-16}$$

$$V_u = \frac{1}{2} Q_u L = \frac{1}{2} 16,71 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85 = 16,45 \text{ Kips}
 \tag{3.8-17}$$

$$V_D = \frac{1}{2} Q_D L = \frac{1}{2} \cdot (8,08 \cdot 10^{-2} + 2,487 \cdot 10^{-3}) \cdot 196,85 = 8,19 \text{ Kips}
 \tag{3.8-18}$$

$$V_L = \frac{1}{2} Q_L L = \frac{1}{2} \cdot 4,2 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85 = 4,13 \text{ Kips}
 \tag{3.8-19}$$



Gambar 5.22 Gaya Dalam Pada Balok Anak

### 5.6.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

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

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{11,685}{0,26} = 44,94 \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,67 \quad (3.8-20)$$

Balok anak lantai 1 - 13 bentang 5 m = 196,85 in

$$\text{Gaya desak beton, } C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a \quad (3.8-21)$$

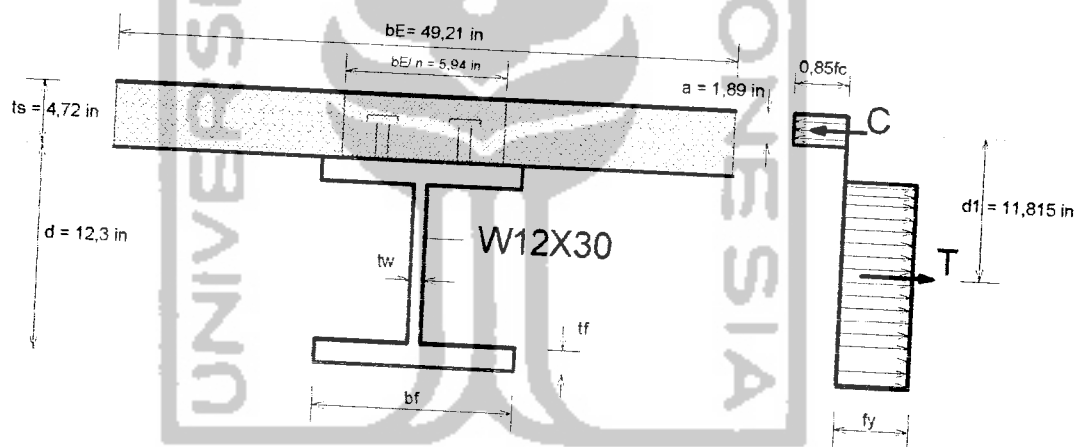
$$\text{Gaya tarik penampang baja, } T = A_s \cdot f_y \quad (3.8-22)$$

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{8,79 \cdot 36}{0,85 \cdot 4 \cdot 49,21} = 1,89 \text{ in} < t_s = 4,72 \text{ in} \quad (3.8-23)$$



Gambar 5.23 Diagram tegangan lentur plastis

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

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \quad (3.8-24)$$

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

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

$$M_n = (8,79 \times 36)(12,3/2 + 4,72 - 1,89/2) = 3140,667 \text{ K-in}$$

Kontrol kapasitas:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (3.8-26)$$

$$\phi_b M_n = 0,85 \times 3140,667 = 2669,57 \text{ K-in} > M_u = 809,39 \text{ K-in} \quad \text{Ok!}$$

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

#### 5.6.4 Kontrol Terhadap Lendutan

Lendutan yang terjadi pada balok anak adalah

$$Q = Q_D + Q_L \quad (3.8-27)$$

$$= (8,08 \cdot 10^{-2} + 2,487 \cdot 10^{-3}) + (4,2 \cdot 10^{-2})$$

$$= 12,5 \cdot 10^{-2} \text{ K/in}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{E_s \cdot I_{\text{Komp}}} \quad (3.8-28)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{12,5 \cdot 10^{-2} \cdot 196,85^4}{29000,774,68}$$

$$= 0,11 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,547 \text{ in} \quad \dots \text{Ok} \quad (3.8-29)$$

#### 5.6.5 Perencanaan Konektor Geser (*Shear Conector*)

*Shear Conector* adalah alat penghubung antara beton dan profil baja yang berupa baut besar, yang berfungsi menahan gaya geser yang terjadi pada komposit, sehingga gaya geser yang terjadi dapat bekerja secara efektif.

Gaya geser horizontal ( $V_n$ ) merupakan nilai terkecil dari:

$$A_c = b_F \cdot t_s = 49,21 \cdot 4,72 = 232,27 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,85 \cdot f_c \cdot A_c = 0,85 \cdot 4 \cdot 232,27 = 789,718 \text{ Kips} \quad (3.8-30a)$$

$$V_n = A_s \cdot f_y = 8,79 \cdot 36 = 316,44 \text{ Kips} \quad (\text{Menentukan}) \quad (3.8-30b)$$

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

Baut yang digunakan  $\frac{1}{2}$  in,  $f_u = 58$  Ksi

$$A_{sc} \cdot f_u = \frac{1}{4} \pi \cdot \frac{1}{2}^2 \times 58 = 11,39 \text{ Kips}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.8-31)$$

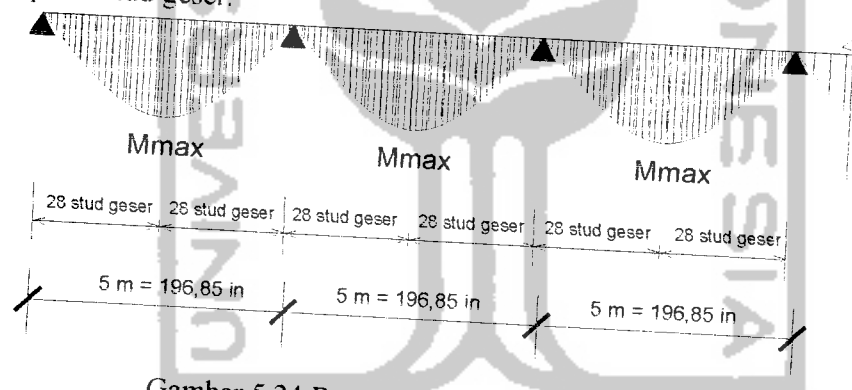
$$Q_n = 0,5 \times \frac{1}{4} \pi \cdot \frac{1}{2}^2 \sqrt{4 \times 3500} = 11,616 \text{ Kips} > 11,39 \text{ Kips}$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{316,44}{11,39} = 27,78 \approx 28 \text{ stud geser} \quad (3.8-32)$$

maka digunakan 28 stud geser per setengah bentang balok.

Penempatan stud geser:



Gambar 5.24 Rencana Penempatan Stud Geser

### 5.6.6 Kapasitas Geser Nominal Balok

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal panel ( $h/t_w$ ) pendukung geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{11,685}{0,26} = 44,94 < \frac{418}{\sqrt{f_y} \cdot (Ksi)} = \frac{418}{36} = 69,67 \quad (3.5-16)$$

Maka kuat geser nominal balok  $V_n$ , dihitung berdasarkan persamaan (3.5-17)

$$Aw = d \cdot t_w = 12,3 \cdot 0,26 = 3,198 \text{ in}^2 \quad (3.5-18)$$

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_v \cdot A_w \\
 &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 3,198 \\
 &= 62,17 \text{ Kips}
 \end{aligned}
 \tag{3.8-17}$$

Rasio gaya geser yang terjadi

$$\frac{V_{u,b}}{\Phi V_n} = \frac{16,45}{62,17} = 0,26 < 1,0
 \tag{3.5-19}$$

### 5.7 Pendetailan Khusus Pada Struktur

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

#### 1. Baut

Baut yang digunakan adalah baut berkekuatan tinggi A325, dengan tidak menggunakan ulir pada bidang gesernya dan kuat tarik bahan baut  $F_u^b = 120$  ksi.

#### 2. Las

Elektroda las yang digunakan E70XX dengan kuat tarik  $F_{EXX} = 70$  ksi.

#### 3. Pelat sambung

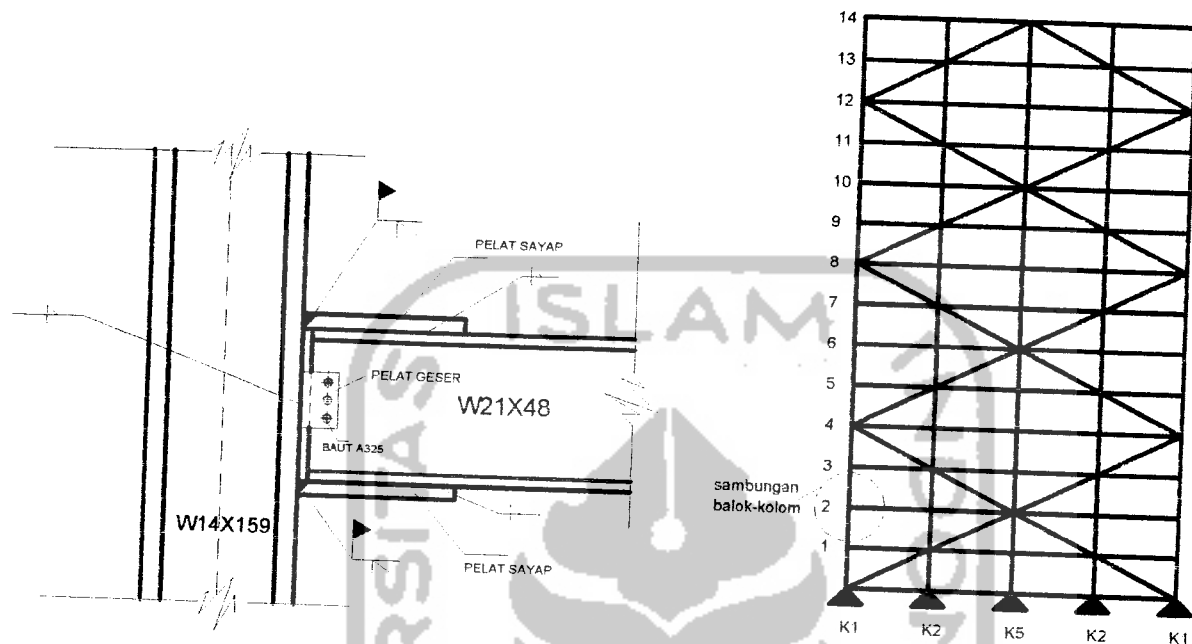
Pelat sambung yang digunakan mempunyai  $F_y = 36$  ksi dan  $F_u = 58$  ksi.

#### 5.7.1 Sambungan Balok ke Kolom

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

**Contoh perhitungan :**

Diambil contoh hitungan struktur *braced frame* portal tepi lantai 2 tepi.



Gambar 5.25 Rencana dan Lokasi Sambungan Balok-Kolom

Data Profil desain yang di pakai:

Balok W21X48

$A_s = 14,1 \text{ in}^2$	$Z_x = 107 \text{ in}^4$
$d = 20,6 \text{ in}$	$Z_y = 14,9 \text{ in}^4$
$t_w = 0,35 \text{ in}$	$F_y = 36 \text{ ksi}$
$b_f = 8,14 \text{ in}$	$F_u = 58 \text{ ksi}$
$t_f = 0,43 \text{ in}$	

Kolom W14X159

$A_s = 46,7 \text{ in}^2$	$Z_x = 287 \text{ in}^4$
$d = 15 \text{ in}$	$Z_y = 146 \text{ in}^4$
$t_w = 0,745 \text{ in}$	$F_y = 36 \text{ ksi}$
$b_f = 15,6 \text{ in}$	$F_u = 58 \text{ ksi}$
$t_f = 1,19 \text{ in}$	$k = 1,84 \text{ in}$

### Prosedur Desain

- a. Menentukan beban yang bekerja berdasarkan kapasitas plastis balok

Momen kapasitas plastis balok  $M_{pb}$

$$\begin{aligned} M_{pb} &= \beta Z_x \cdot F_y && \text{(Pers. 3.5-15)} \\ &= 1,1 \cdot 107 \cdot 36 \\ &= 4237,2 \text{ k-in.} \end{aligned}$$

Dari analisis struktur didapatkan gaya geser pada balok W21X48

$$V_d = 10,086 \text{ Kips}$$

$$V_l = 2,808 \text{ Kips}$$

$$V_e = 2,488 \text{ Kips}$$

(Lampiran B-1-3)

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

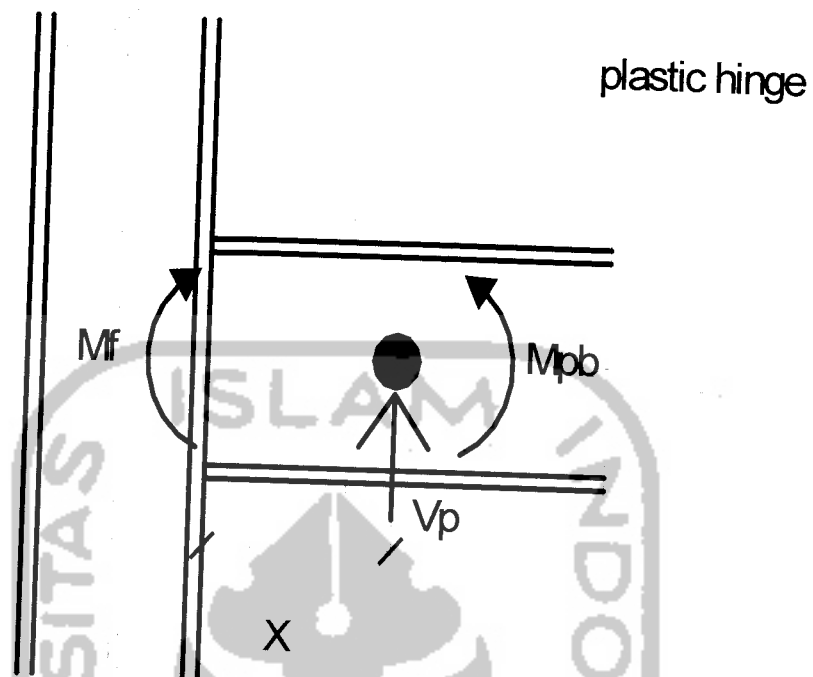
$$\begin{aligned} V_p &= 1,2V_d + 0,5V_l + \frac{2 M_p}{L'} && \text{(Pers. 3.5-13)} \\ &= 1,2 \cdot 10,086 + 0,5 \cdot 2,808 + \frac{2 \cdot 4237,2}{211,81} \\ &= 57,518 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$V_p = 1,2V_d + 0,5V_l + \mu \cdot E \quad \text{(Pers. 3.5-14)}$$

$$= 1,2 \cdot 10,086 + 0,5 \cdot 2,808 + 4 \cdot 2,488$$

$$= 23,458 \text{ kips} \quad \text{(menentukan)}$$





Gambar. 5.26 Gaya dalam pada sendi plastis

Momen pada muka kolom,  $M_f$ .

$$\begin{aligned} M_f &= M_{pb} + V_p \cdot X \\ &= 4237,2 + 23,458 \cdot 24,84 = 4818,87 \text{ K-in} \end{aligned}$$

b. Sambungan *flange plate* ke sayap kolom

Gaya tarik terfaktor,  $T_u$ .

$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} = \frac{4818,87}{0,95 \cdot 20,6} = 246,24 \text{ kips.} \quad (\text{Pers. 3.9-1})$$

**Menentukan ukuran *flange plate* dan panjang las bagian atas :**

Untuk mendapatkan ruang untuk menempatkan las, maka lebar plat  $b_{pl}$  :

$$b_{pl} = b_f - 1\frac{1}{2}'' = 8,14 - 1\frac{1}{2}'' = 6,64 \approx 7 \text{ in.} \quad (\text{Pers. 3.9-4a})$$

Kondisi leleh:

$$T_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.9-2})$$

$$A_{g \text{ min}} = \frac{246,24}{0,9 \cdot 36} = 7,6 \text{ in}^2; \quad (\text{Pers. 3.9-5})$$

$$t_{pl} = \frac{7,6}{7} = 1,09 \text{ in}; \text{ pakai } t_{pl} = 1 \frac{1}{4} \text{ in}; \quad (\text{Pers. 3.9-6})$$

$$A_g = 1 \frac{1}{4} \cdot 7 = 8,75 \text{ in}^2 \geq 7,6 \text{ in}^2. \text{ pakai plat } 1 \frac{1}{4} \times 7. \quad (\text{Pers. 3.9-7})$$

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

$$a_{\text{max}} = t_{pl} - \frac{1}{16} = 1 \frac{1}{4} - \frac{1}{16} = 1 \frac{3}{16} \text{ in}; \text{ dan } a_{\text{min}} = \frac{5}{16} \text{ in}.$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{3}{8} \text{ in}. \quad a_{\text{min}} < a_{\text{pakai}} < a_{\text{max}}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,265 \text{ in}.$$

$$\begin{aligned} \Phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e; \quad (\text{Pers. 3.9-8a}) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,265 = 8,35 \text{ k/in}. \end{aligned}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{T_u}{\Phi R_{nw}} = \frac{246,24}{8,35} = 29,50 \text{ in.} \approx 30 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.9-9})$$

Pakai 5 in melintang, dan 12,5 in memanjang pada setiap sisinya.

### Menentukan ukuran *flange plate* dan panjang las bagian bawah :

Dengan cara yang sama digunakan untuk menentukan ukuran *flange plate* dan panjang las dengan  $b_{pl} = b_f + 1 \frac{1}{2}'' = 8,14 + 1 \frac{1}{2}'' = 9,64 \approx 10 \text{ in}$ . (Pers. 3.9-4b)

Kondisi leleh:

$$T_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.9-2})$$

$$A_{g \min} = \frac{246,24}{0,9.36} = 7,6 \text{ in}^2; \quad (\text{Pers. 3.9-5})$$

$$t_{pl} = \frac{7,6}{10} = 0,76 \text{ in}; \text{ pakai } t_{pl} = \frac{7}{8} \text{ in}; \quad (\text{Pers. 3.9-6})$$

$$A_g = \frac{7}{8} \cdot 10 = 8,75 \text{ in}^2 \geq 7,6 \text{ in}^2. \text{ pakai plat } \frac{7}{8} \times 10. \quad (\text{Pers. 3.9-7})$$

Akan digunakan las fillet, bila  $t_{pl} = \frac{7}{8} \text{ in} \geq \frac{1}{4} \text{ in}$ ,

$$a_{\max} = t_{pl} - \frac{1}{16} = \frac{7}{8} - \frac{1}{16} = \frac{7}{8} \text{ in}; \text{ dan } a_{\min} = \frac{5}{16} \text{ in}.$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{3}{4} \text{ in}. \quad a_{\min} < a_{\text{pakai}} < a_{\max}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,53 \text{ in}.$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_{EXX}) \cdot t_e \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,53 = 16,695 \text{ k/in}. \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.9-8a})$$

Panjang las yang dibutuhkan.

$$P_{\text{las}} = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} = \frac{246,24}{16,695} = 14,74 \text{ in} \approx 15 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.9-9})$$

Maka panjang las 7,5 in memanjang pada setiap sisinya.

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

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

$$\begin{aligned} V_f &= \frac{2 \cdot M_f}{L_n} + V_g \quad (\text{Pers. 3.9-10}) \\ &= \frac{2.4818,87}{254,99} + 1,2 \cdot 10,086 + 0,5 \cdot 2,808 = 51,304 \text{ kips}. \end{aligned}$$

$$V_f = (1,2V_D + 0,5V_L + \mu E) \cdot \left( \frac{L_n}{L'} \right)$$

$$= (1,2 \cdot 10,086 + 0,5 \cdot 2,808 + 4,2,488) \cdot \left( \frac{254,99}{211,81} \right) = 28,878 \text{ kips}$$

Digunakan baut dengan diameter  $\frac{1}{2}$  in, maka kuat geser satu baut :

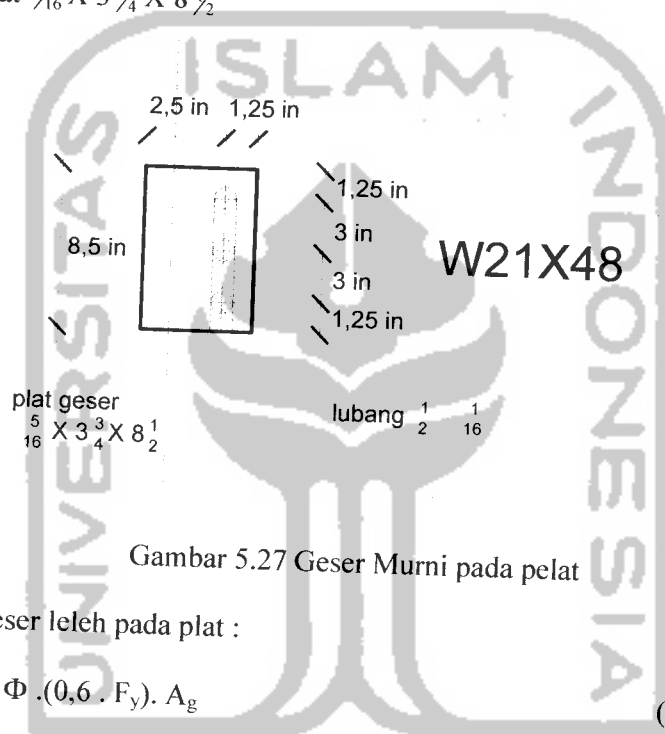
$$\Phi R_n = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (\text{Pers. 3.9-11})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{1}{2}^2) = 10,60 \text{ in}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_r}{\Phi R_n} = \frac{28,878}{10,60} = 2,72 \approx 3 \text{ buah.}$$

Kontrol kuat geser pada pelat

Coba plat  $\frac{5}{16} \times 3 \frac{3}{4} \times 8 \frac{1}{2}$



Gambar 5.27 Geser Murni pada pelat

Kontrol geser leleh pada plat :

$$\Phi R_n = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.9-12})$$

$$= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (\frac{5}{16} \cdot 8 \frac{1}{2}) = 51,6375 \text{ kips} > V_r = 28,878 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

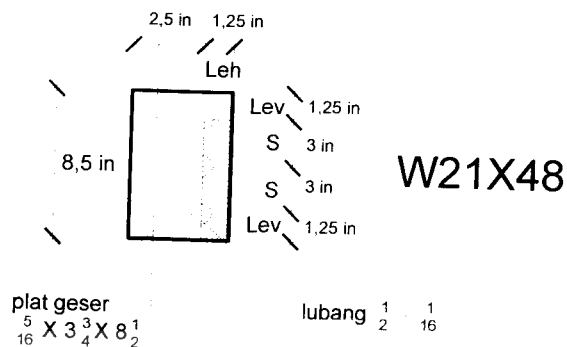
Kontrol geser fraktur pada plat :

$$\Phi R_n = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (\text{Pers. 3.9-13})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot [\frac{5}{16} \cdot (8 \frac{1}{2} - 3 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{16}))]$$

$$= 55,56 \text{ kips} > V_r = 28,878 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

Cek blok geser dari plat :



Gambar 5.28 Geser blok pada pelat

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

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

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

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

$$= \frac{5}{16} \cdot (1,25 - 0,5 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{16})) = 0,302 \text{ in}^2$$

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

$$= 3,84 - \frac{5}{16} \cdot (2,5 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{16})) = 1,82 \text{ in}^2$$

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

$$= \frac{5}{16} \cdot 1,25 = 0,39 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.11-5a})$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 2,26 + 58 \cdot 0,302 = 66,332 \text{ kips}$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.11-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 1,82 + 36 \cdot 0,39 = 77,376 \text{ kips (menentukan)}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi V_n = 0,75 \cdot 77,376 = 58,032 \text{ kips} > V_f = 28,878 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

### Menentukan panjang las fillet pada plat geser

Digunakan las fillet, bila  $t_{pl} = \frac{5}{16} \text{ in} \geq \frac{1}{4} \text{ in}$ ,

$$a_{\max} = t_{pl} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} - \frac{1}{16} = \frac{1}{4} \text{ in}; \text{ dan } a_{\min} = \frac{3}{16} \text{ in.}$$

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

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

Kekuatan las terhadap geser,

$$\begin{aligned} \Phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e && \text{(Pers. 3.9-8a)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,177 = 5,575 \text{ k/in. (menentukan)} \end{aligned}$$

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\begin{aligned} \Phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} && \text{(Pers. 3.9-8b)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{5}{16} = 7,6125 \text{ k/in.} \end{aligned}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_f}{\phi R_{nw}} = \frac{28,878}{5,575} = 5,18 \text{ in.} \sim 6 \text{ in} \quad \text{(Pers. 3.9-9)}$$

Pakai 6 in pada satu sisinya.

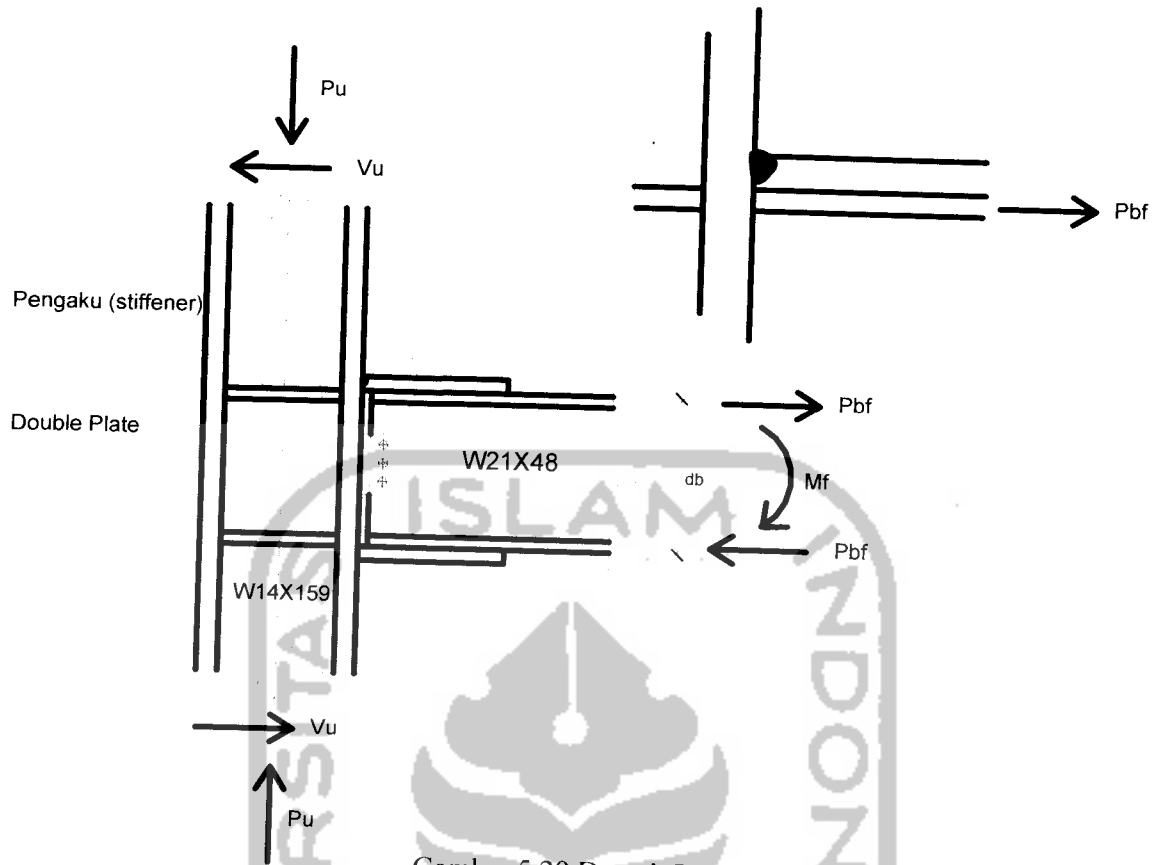
### 5.7.2 Perencanaan Daerah Panel Zone

#### Pelat Pengaku (*stiffener*):

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

Untuk menghindari robeknya las antara sayap kolom dan flange plate maka harus dipenuhi persamaan

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



Gambar 5.29 Daerah Panel

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

$$P_{bf} = 1,8 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F_y \quad (\text{Pers. 3.10-1})$$

$$= 1,8 \cdot 8,14 \cdot 0,43 \cdot 36 = 226,81 \text{ kips.}$$

Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*):

$$\phi R_n = \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} \quad (\text{Pers. 3.10-2a})$$

$$= 0,9 \cdot 6,25 \cdot 1,19^2 \cdot 36 = 286,76 \text{ kips}$$

Pelelehan badan lokal (*Local Web Yielding*):

$$\phi R_n = \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} \quad (\text{Pers. 3.10-2b})$$

$$= 1 \cdot (5 \cdot 1,84 + 0,43) \cdot 36 \cdot 0,745 = 258,277 \text{ kips}$$

Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} F_{fc}}{t_{wc}}} && \text{(Pers. 3.10-2c)} \\ &= 0,75 \cdot 135 \cdot 0,745^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{0,505}{15} \right) \left( \frac{0,745}{1,19} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{36 \cdot 1,19}{0,745}} \\ &= 447,46 \text{ kips}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} && \text{(Pers. 3.10-2d)} \\ &= \frac{0,9 \cdot 4100 \cdot 0,745^3 \cdot \sqrt{36}}{(15 - 2 \cdot 1,84)} \\ &= 808,72 \text{ in}\end{aligned}$$

Karena  $\phi R_n > P_{bf}$ , maka tidak diperlukan pelat pengaku (*stiffener*).

**Geser pada panel zone:**

$$\begin{aligned}P_{uc} &= 757,685 \text{ kips (lampiran B-3-4)} \\ P_y &= F_y \cdot A \\ &= 36 \cdot 46,7 = 1681,2 \text{ kips} \\ P_{uc} &= 757,685 < 0,75 \cdot P_y = 1260,9 \text{ kips}\end{aligned}$$

Gaya geser pada kolom :

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{2 \cdot M_p \left( \frac{L}{L_n} \right)}{h} && \text{(Pers. 3.10-4)} \\ &= \frac{2 \cdot 4237,2 \cdot \left( \frac{275,59}{255,91} \right)}{147,64} \\ &= 61,81 \text{ kips}\end{aligned}$$



Gaya geser pada *panel zone* :

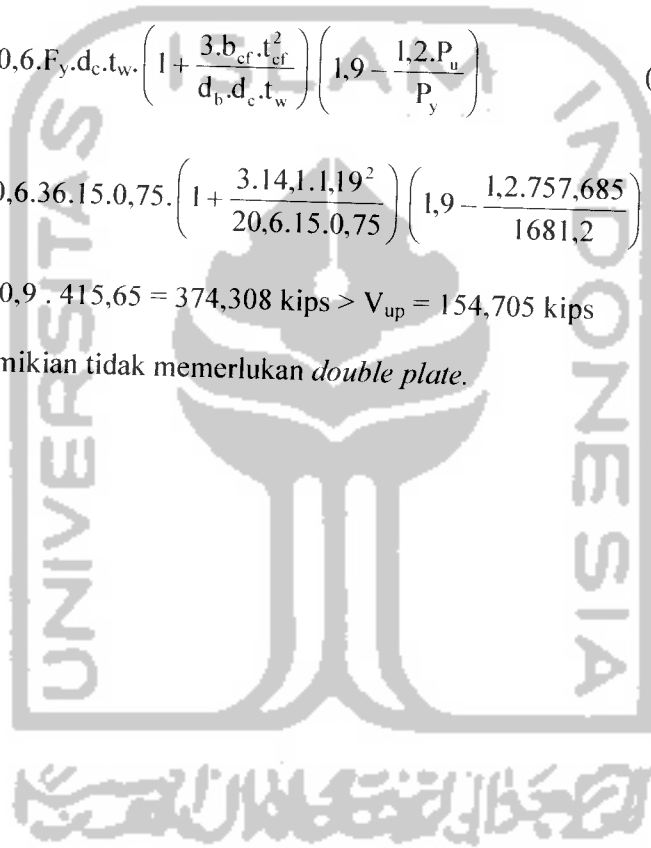
$$\begin{aligned}
 V_{up} &= \frac{M_{pl}}{0,95d_{bt}} - V_c && \text{(Pers. 3.10-5)} \\
 &= \frac{4237,2}{0,95 \cdot 20,6} - 61,81 \\
 &= 154,705 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

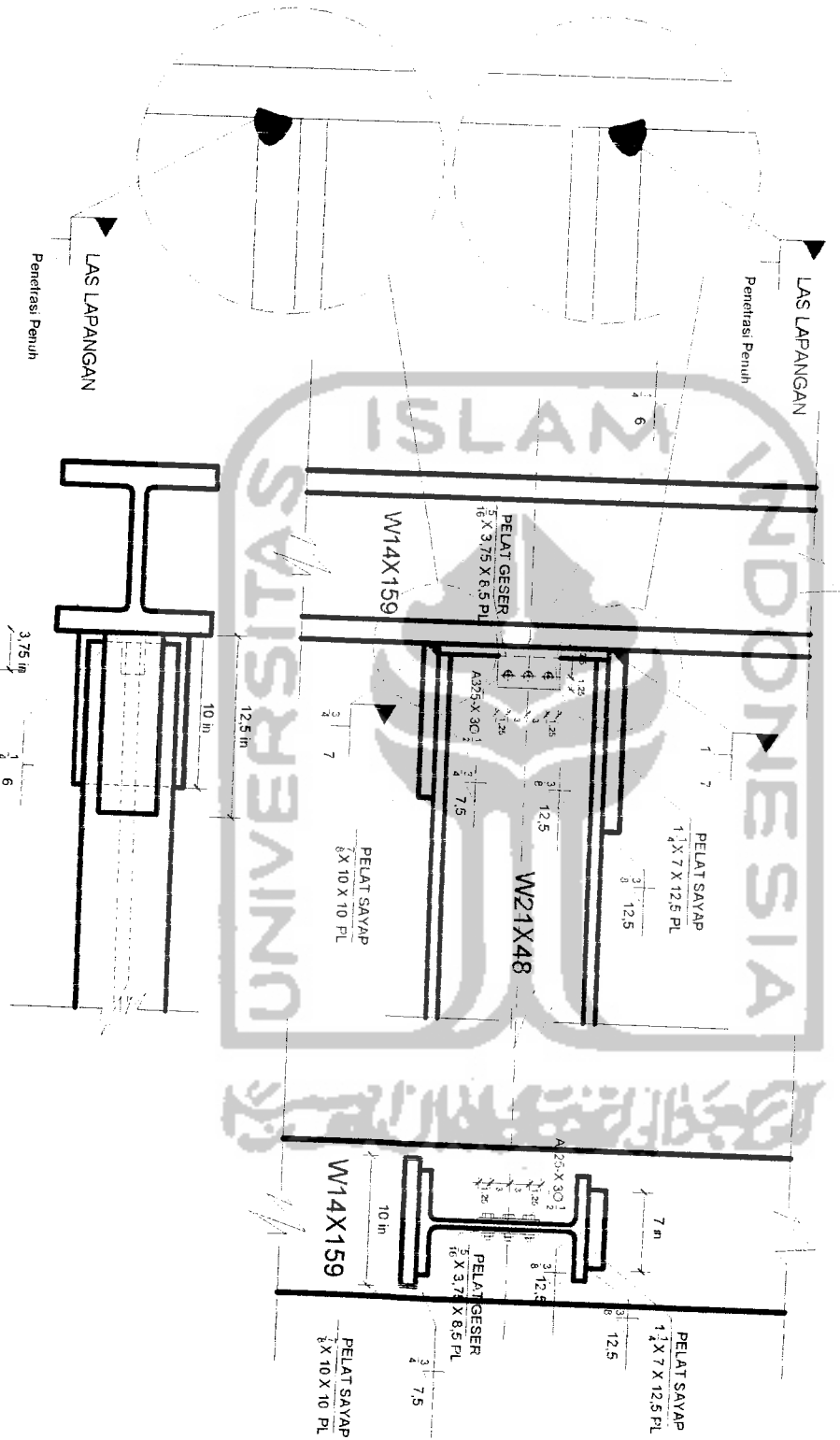
Kuat geser daerah *panel zone* :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \left( 1,9 - \frac{1,2 \cdot P_u}{P_y} \right) && \text{(Pers. 3.10-5a)} \\
 &= 0,6 \cdot 36 \cdot 15 \cdot 0,75 \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot 14 \cdot 1,1 \cdot 1,19^2}{20,6 \cdot 15 \cdot 0,75} \right) \left( 1,9 - \frac{1,2 \cdot 757,685}{1681,2} \right) = 415,65 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

$$\Phi V_n = 0,9 \cdot 415,65 = 374,308 \text{ kips} > V_{up} = 154,705 \text{ kips}$$

Dengan demikian tidak memerlukan *double plate*.





Gambar 5.30 Detail Sambungan Balok ke Kolom

### 5.7.3 Sambungan Balok Anak ke Balok

#### Contoh perhitungan :

Diambil contoh hitungan untuk struktur *braced frame* balok anak lantai 3 dengan balok B1 W21X48 yang mempunyai bentang bentang 5 m = 196,85 in, dengan data balok anak sebagai berikut :

Balok W12X30

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

Dari perhitungan balok anak diperoleh :

$$V_d = 8,19 \text{ Kips}$$

$$V_l = 4,13 \text{ kips}$$

Maka :

$$\begin{aligned} V_u &= 1,2 V_d + 1,6 V_l \\ &= 1,2 \cdot 8,19 + 1,6 \cdot 4,13 = 16,436 \text{ kips.} \end{aligned}$$

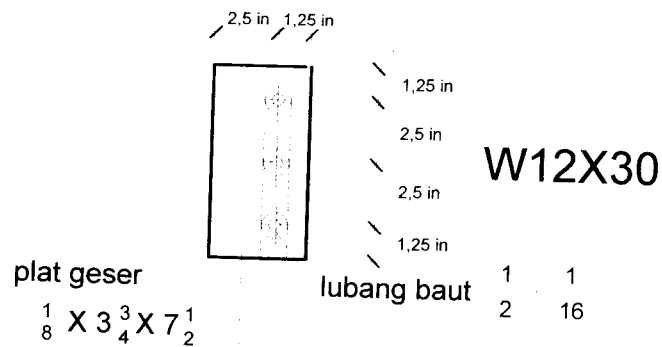
Dicoba menggunakan baut A325  $\frac{1}{2}$  in, dengan  $A_b = 0,196 \text{ in}^2$ .

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b && \text{(Pers. 3.11-1)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot 0,196 = 10,584 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\Phi R_n} = \frac{16,436}{10,584} = 1,55 \quad \text{(Pers. 3.11-2)}$$

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

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



Gambar 5.31 Bidang geser murni pada pelat

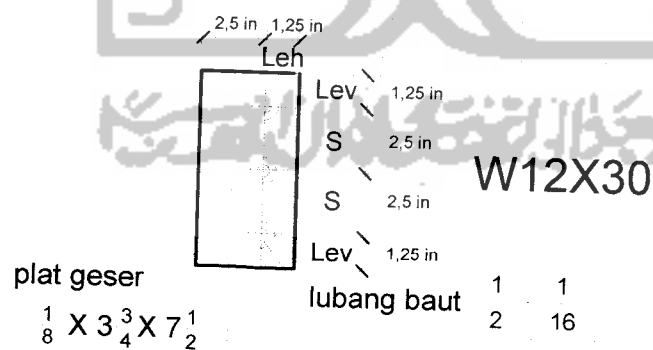
Kontrol leleh geser pada plat :

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g && \text{(Pers. 3.11-4a)} \\ &= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (\frac{1}{8} \cdot 7\frac{1}{2}) = 18,225 \text{ kips} > V_u = 11,893 \text{ kips} \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Kontrol fraktur geser pada plat :

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n && \text{(Pers. 3.11-4c)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot [\frac{1}{8} \cdot (7,5 - 3 \cdot (\frac{1}{2} + \frac{1}{16}))] \\ &= 18,96 \text{ kips} > V_u = 11,893 \text{ kips} \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Cek blok geser pada penampang plat (tampang kritis).



Gambar 5.32 Bidang blok geser pada pelat

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

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

$$= 0.125 \cdot (1.25 + 2 \cdot 2) = 0.66 \text{ in}^2$$

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

$$= 0.125 \cdot (1.25 - 0.5(\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 0.11 \text{ in}^2$$

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

$$= 0.66 - 0.125 \cdot (2.5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 0.45 \text{ in}^2$$

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

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

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$V_n = 0.6.F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.11-5a})$$

$$= 0.6 \cdot 36 \cdot 0.66 + 58 \cdot 0.11 = 20.64 \text{ kips}$$

$$V_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.11-5b})$$

$$= 0.6 \cdot 58 \cdot 0.45 + 36 \cdot 0.16 = 21.42 \text{ kips (menentukan)}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,  $\Phi V_n = 0.75 \cdot 21.42 = 16.07 \text{ kips} > V_u = 9.125 \text{ kips}$ .

**Menentukan panjang las :**

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

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

$$\Phi R_{nw} = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (\text{Pers. 3.9-8a})$$

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

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

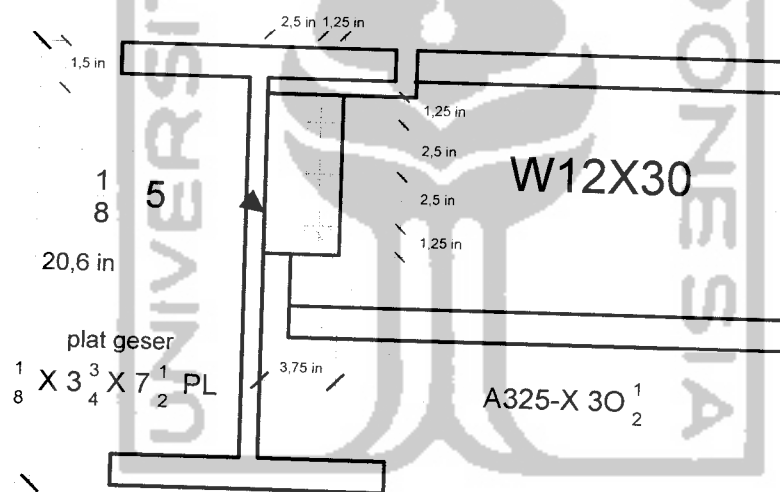
$$\Phi R_{nw} = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad (\text{Pers. 3.9-8b})$$

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

Panjang las yang dibutuhkan,

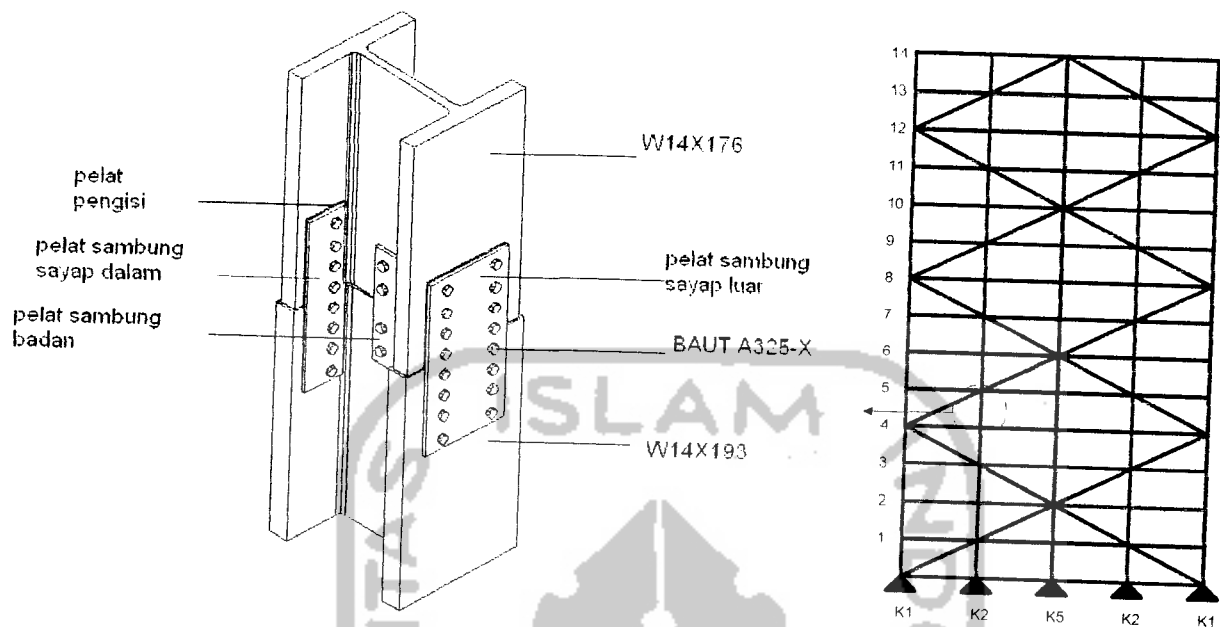
$$P_{las} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{11,893}{2,83} = 4,20 \text{ in} \approx 5 \text{ in.} \quad (\text{Pers. 3.9-9})$$

Panjang las 5 in pada satu sisi balok.



Gambar 5.33 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok

### 5.7.4 Sambungan Kolom



Gambar 5.34 Rencana dan lokasi sambungan kolom

Direncanakan sambungan kolom K2 pada lantai 4 (W14X193) dan kolom lantai 5 (W14X176) struktur *braced steel frame (BSF)*.

Data propertis profil W14X176 sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll}
 A_s = 51,8 \text{ in}^2 & F_u = 58 \text{ ksi} \\
 d = 15,2 \text{ in} & F_y = 36 \text{ ksi} \\
 t_w = 0,83 \text{ in} & \\
 b_f = 15,7 \text{ in} & \\
 t_f = 1,31 \text{ in} & 
 \end{array}$$

Data propertis profil W14X193 sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll}
 A_s = 56,8 \text{ in}^2 & F_u = 58 \text{ ksi} \\
 d = 15,5 \text{ in} & F_y = 36 \text{ ksi} \\
 t_w = 0,89 \text{ in} & \\
 b_f = 15,7 \text{ in} & \\
 t_f = 1,44 \text{ in} & 
 \end{array}$$

$$M_{u,K} = 2625,866 \text{ K-in (Lampiran B-3-2)}$$

$$P_{u,K} = 532,911 \text{ Kips (Lampiran B-3-4)}$$

Gaya pada sayap

$$P_{u_f} = \frac{M_{u,K}}{0,95 \cdot d} = \frac{2625,866}{0,95 \cdot 15,2} = 190,94 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.12-1a})$$

Gaya pada badan

$$P_{u_w} = \frac{P_u (d_w t_w)}{A} = \frac{532,911(15,2 \cdot 0,83)}{51,8} = 129,79 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.12-1b})$$

**Sambungan pada sayap**

**Menentukan ukuran flange plate dan menahan tarik dan desak**

Kondisi leleh tarik:

$$T_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.12-2a})$$

$$A_{g \min} = \frac{190,94}{2,0 \cdot 9,36} = 2,95 \text{ in}^2 ;$$

Kondisi fraktur :

$$T_u \leq \Phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n \quad (\text{Pers. 3.12-2b})$$

$$\text{Untuk } A_n \leq 0,85 \cdot A_g$$

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

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

$$A_{g \min} = \frac{190,94}{2,0 \cdot 75,58 \cdot 1,0 \cdot 0,85} = 2,582 \text{ in}^2$$

Jika digunakan lebar flange plate,  $b_{pl} = 10 \text{ in}$

$$\text{Maka tebal flange plate, } t_{pl} = \frac{2,95}{10} = 0,29 \text{ in} \approx \frac{1}{2} \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.12-3})$$



**Menentukan jumlah baut yang diperlukan sayap untuk mentransfer gaya tarik dan tekan**

Digunakan tipe baut A325 X diameter  $\frac{5}{8}$

Kuat geser satu baut A325-X diameter  $\frac{5}{8}$  in, terdapat 2 bidang geser

$$\Phi R_n = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (\text{Pers. 3.11-1})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2\right) = 33,134 \text{ kips}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

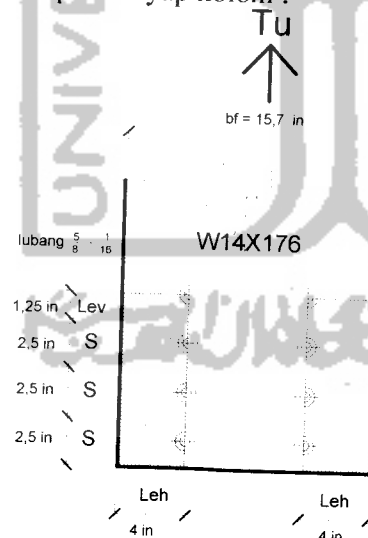
$$n_{\min} = \frac{T_u}{\Phi R_n} \quad (\text{Pers. 3.11-2})$$

$$= \frac{190,94}{33,134} = 5,763 \rightarrow 6 \text{ baut}$$

Karena sayap pada kolom lebih kritis maka digunakan baut 8-buah.

**Kontrol blok geser pada sayap kolom :**

cek blok geser pada sayap kolom :



Gambar 5.35 Blok geser pada sayap kolom

Ambil  $l_{ev} = 1,25 \text{ in}$  dan  $l_{eh} = 4 \text{ in}$

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

$$= 2 \cdot 1,31 \cdot (1,25 + 3 \cdot 2,5) = 22,925 \text{ in}^2$$

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

$$= 2 \cdot 1,31 \cdot (4 - 0,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 9,58 \text{ in}^2$$

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

$$= 22,925 - 2 \cdot 1,31 \cdot (3,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 16,62 \text{ in}^2$$

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

$$= 2 \cdot 1,31 \cdot 4 = 10,48 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.11-5a})$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 22,925 + 58 \cdot 9,58 = 1050,82 \text{ kips}$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.11-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 16,62 + 36 \cdot 10,48 = 955,656 \text{ kips (menentukan)}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi T_n = 0,75 \cdot 1050,84 = 788,13 \text{ kips} > \frac{P_{uf}}{2} = 95,47 \text{ kips...ok} \quad (\text{Pers. 3.11-6})$$

**Kontrol kekuatan pada pelat sayap**

**Pelat sayap luar**

pakai plat  $\frac{1}{2} \times 10$

Kontrol tarik leleh pada plat :

$$\Phi R_n = \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.11-4b})$$

$$= 0,9 \cdot 36 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 10) = 162 \text{ kips} > \frac{P_{uf}}{2} = 95,47 \text{ kips... ok}$$

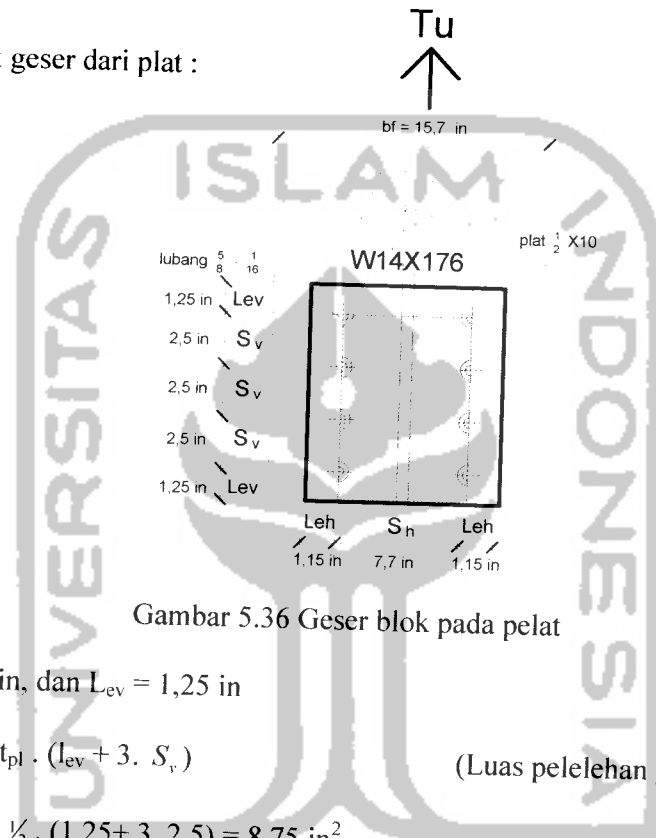
Kontrol Tarik fraktur pada plat :

$$\Phi R_n = \Phi \cdot F_u \cdot A_n \quad (\text{Pers. 3.11-4d})$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot (10 - 4 \left( \frac{5}{8} + \frac{1}{16} \right)) \right]$$

$$= 148,625 \text{ kips} > \frac{P_u}{2} = 95,47 \text{ kips... ok}$$

Cek blok geser dari plat :



Gambar 5.36 Geser blok pada pelat

$$L_{eh} = 1,15 \text{ in, dan } L_{ev} = 1,25 \text{ in}$$

$$A_{vg} = 2 \cdot t_{pl} \cdot (L_{ev} + 3 \cdot S_v) \quad (\text{Luas pelelehan geser})$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,25 + 3 \cdot 2,5) = 8,75 \text{ in}^2$$

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

$$= \frac{1}{2} \cdot (7,7 - 0,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 3,68 \text{ in}^2$$

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

$$= 8,75 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 6,34 \text{ in}^2$$

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

$$= \frac{1}{2} \cdot 7,7 = 3,85 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$\begin{aligned} T_n &= 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} && \text{(Pers. 3.11-5a)} \\ &= 0,6 \cdot 36 \cdot 8,75 + 58 \cdot 3,68 = 402,44 \text{ kips (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} && \text{(Pers. 3.11-5b)} \\ &= 0,6 \cdot 58 \cdot 6,34 + 36 \cdot 3,85 = 359,232 \text{ kips} \end{aligned}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi T_n = 0,75 \cdot 402,44 = 301,83 \text{ kips} > \frac{P_{uf}}{2} = 95,47 \text{ kips... ok} \quad \text{(Pers. 3.11-6)}$$

Kuat tumpu pelat sayap luar

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_p && \text{(Pers. 3.11-3)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot \frac{5}{8} \cdot 8 \cdot \frac{1}{2} = 261 \text{ kips} > P_{uf} = 190,94 \text{ kips} \end{aligned}$$

**pelat sayap dalam**

$$P_{uf \text{ dalam}} = \frac{P_{uf}}{2 \cdot n} = \frac{190,94}{2 \cdot 2} = 47,735 \text{ Kips}$$

**Menentukan ukuran pelat sayap dalam**

Kondisi leleh tarik:

$$T_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad \text{(Pers. 3.12-2a)}$$

$$A_{g \text{ min}} = \frac{47,735}{0,9 \cdot 36} = 1,47 \text{ in}^2 ;$$

Kondisi fraktur :

$$T_u \leq \Phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n \quad \text{(Pers. 3.12-2b)}$$

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

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

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

$$A_{g \min} = \frac{47,735}{0,75 \cdot 58 \cdot 1 \cdot 0,85} = 1,29 \text{ in}^2$$

Jika digunakan lebar *flange plate*,  $b_{pl} = 5 \text{ in}$

$$\text{Maka tebal } \textit{flange plate}, t_{pl} = \frac{1,47}{5} = 0,294 \text{ in} \approx \frac{5}{16} \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.12-3})$$

### Kontrol kekuatan pada pelat dalam

pakai plat  $\frac{5}{16} \times 5$

Kontrol tarik leleh pada plat :

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot F_y \cdot A_g && (\text{Pers. 3.11-4b}) \\ &= 0,9 \cdot 36 \cdot \left( \frac{5}{16} \cdot 5 \right) = 50,625 \text{ kips} > P_{uf \text{ dalam}} = 47,735 \text{ kips} \dots \textit{ok} \end{aligned}$$

Kontrol tarik fraktur pada plat :

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot F_u \cdot A_n && (\text{Pers 3.11-4d}) \\ &= 0,75 \cdot 58 \cdot \left[ \frac{5}{16} \cdot \left( 5 - 1 \left( \frac{5}{8} + \frac{1}{16} \right) \right) \right] \\ &= 58,6 \text{ kips} > P_{uf \text{ dalam}} = 47,735 \text{ kips} \dots \textit{ok} \end{aligned}$$

### Desain pelat badan

#### Menentukan ukuran pelat badan

Pelat sambung pada badan dipasang pada dua sisi badan kolom

Kondisi leleh tarik:

$$T_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.12-2a})$$

$$A_{g \min} = \frac{129,79}{2,0 \cdot 9,36} = 2,00 \text{ in}^2 ;$$

Kondisi fraktur :

$$T_u \leq \Phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n \quad (\text{Pers. 3.12-2b})$$

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

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

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

$$A_{g \min} = \frac{129,79}{2,0 \cdot 75,58 \cdot 1,0 \cdot 0,85} = 1,74 \text{ in}^2$$

Jika digunakan lebar *flange plate*,  $b_{pl} = 7 \text{ in}$

$$\text{Maka tebal } \textit{flange plate}, t_{pl} = \frac{2,00}{7} = 0,29 \text{ in} \approx \frac{5}{16} \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.12-3})$$

**Menentukan jumlah baut yang diperlukan badan untuk mentransfer gaya tarik dan tekan**

Digunakan tipe baut A325 X diameter  $\frac{5}{8}$

Kuat geser satu baut A325-X diameter  $\frac{5}{8}$  in, terdapat 2 bidang geser

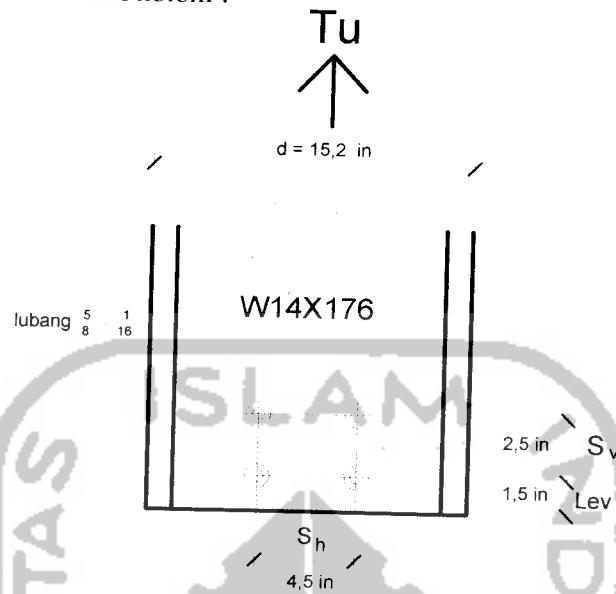
$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2\right) = 33,134 \text{ kips} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.11-1})$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$\begin{aligned} n_{\min} &= \frac{P_{uw}}{\Phi R_n} \\ &= \frac{129,79}{33,134} = 3,92 \rightarrow 4 \text{ baut.} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.11-2})$$

**Kontrol blok geser pada badan kolom :**

cek blok geser pada badan kolom :



Gambar 5.37 Blok geser pada badan kolom

Ambil  $l_{ev} = 1,5$  in

$$A_{vg} = 2 \cdot t_w \cdot (l_{ev} + 1 \cdot S_v) \quad (\text{Luas pelelehan geser})$$

$$= 2 \cdot 0,83 \cdot (1,5 + 1 \cdot 2,5) = 8,332 \text{ in}^2$$

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

$$= 2 \cdot 0,83 \cdot (4,5 - 0,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 6,90 \text{ in}^2$$

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

$$= 8,332 - 2 \cdot 0,83 \cdot (1,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 6,62 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = 2 \cdot t_w \cdot S_h \quad (\text{Luas leleh tarik})$$

$$= 2 \cdot 0,83 \cdot 4,5 = 7,47 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.11-5a})$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 8,332 + 58 \cdot 6,90 = 580,17 \text{ kips (menentukan)}$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.11-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 6,62 + 36 \cdot 7,47 = 499,296 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi T_n = 0,75 \cdot 580,17 = 435,13 \text{ kips} > P_{u_w} = 129,79 \text{ kips} \dots \dots \text{ok}$$

### Kontrol kuat tarik pada pelat badan

pakai plat  $\frac{7}{16} \times 7$

Kontrol tarik leleh pada plat :

$$\Phi R_n = \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.11-4b})$$

$$= 0,9 \cdot 36 \cdot (\frac{7}{16} \cdot 7) \cdot 2 = 198,45 \text{ kips} \geq 129,79 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

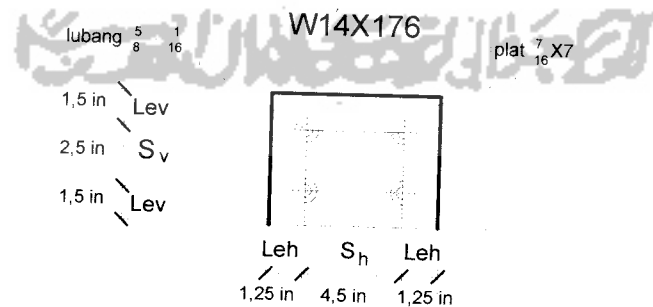
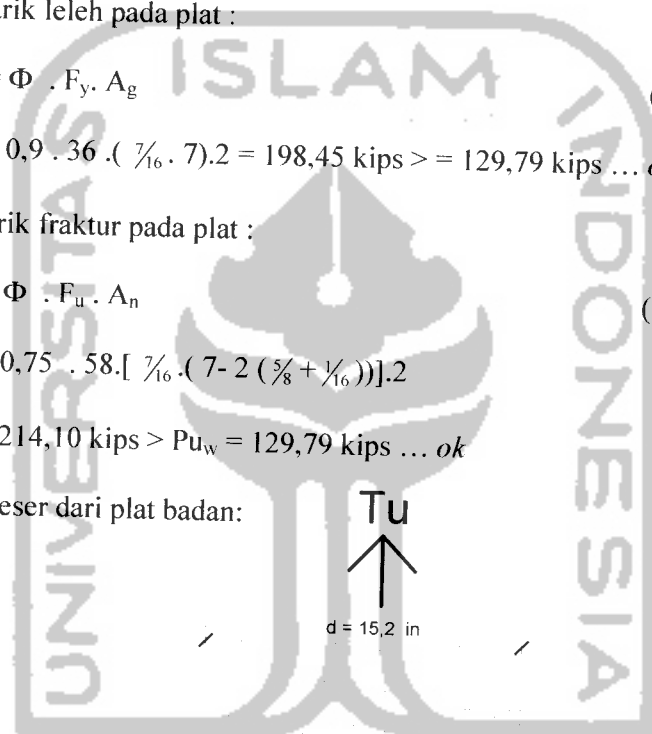
Kontrol tarik fraktur pada plat :

$$\Phi R_n = \Phi \cdot F_u \cdot A_n \quad (\text{Pers. 3.11-4d})$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot [\frac{7}{16} \cdot (7 - 2(\frac{5}{8} + \frac{1}{16}))] \cdot 2$$

$$= 214,10 \text{ kips} > P_{u_w} = 129,79 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

Cek blok geser dari plat badan:



Gambar 5.38 Geser blok pada pelat



$$L_{eh} = 1,15 \text{ in, dan } L_{ev} = 1,25 \text{ in}$$

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

$$= 2 \cdot \frac{7}{16} \cdot (2 \cdot 1,5 + 1 \cdot 2,5) = 4,82 \text{ in}^2$$

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

$$= \frac{7}{16} \cdot (4,5 - 0,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 1,82 \text{ in}^2$$

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

$$= 4,82 - 2 \cdot \frac{7}{16} \cdot (1,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 3,91 \text{ in}^2$$

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

$$= \frac{7}{16} \cdot 4,5 = 1,97 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.11-5a})$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 4,82 + 58 \cdot 1,80 = 209,672 \text{ kips (menentukan)}$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.11-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 3,91 + 36 \cdot 1,97 = 206,988 \text{ kips}$$

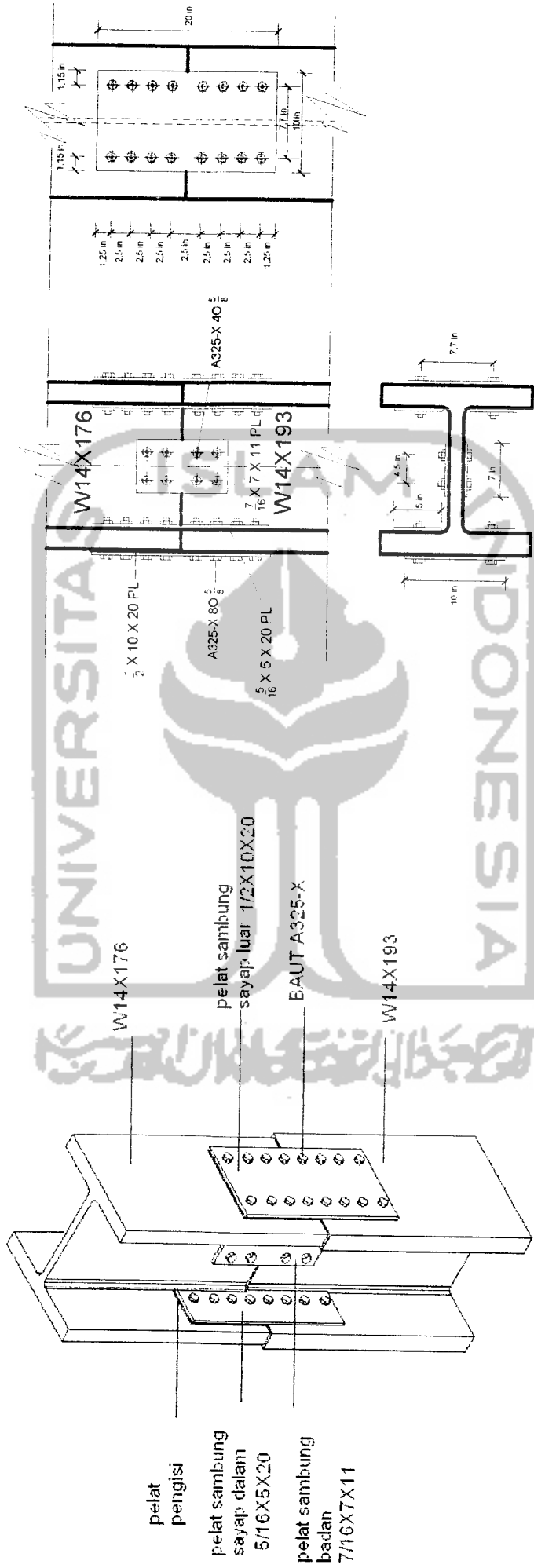
Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi T_n = 0,75 \cdot 209,672 = 157,254 \text{ kips} > P_{uw} = 129,79 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

Kuat tumpu pelat badan

$$\Phi R_n = \Phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_p \quad (\text{Pers. 3.11-3})$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot (\frac{5}{8} \cdot 4) \cdot \frac{7}{16} \cdot 2 = 228,375 \text{ kips} > P_{uw} = 129,79 \text{ kips}$$



Gambar 5.39 Detail sambungan kolom

### 5.7.5 Sambungan *Bracing*

Perencanaan bracing direncanakan berdasarkan gaya aksial tarik yang terjadi, sedangkan gaya aksial tekan dianggap dapat ditahan oleh sistem sambungan yang ada

Di ambil contoh perhitungan sambungan *bracing* pada lantai 10,. Dengan data-data sebagai berikut :

$$P_{u,bracing} \text{ Tekan maks} = 272,771 \text{ Kips} \quad (\text{Lampiran B-2-2})$$

$$P_{u,bracing} \text{ Tarik maks} = 205,132 \text{ Kips} \quad (\text{Lampiran B-2-1})$$

Profil yang digunakan W12X72, dengan data properties sebagai berikut :

$A_s = 21,1 \text{ in}^2$	$F_u = 58 \text{ ksi}$
$d = 12,3 \text{ in}$	$F_y = 36 \text{ ksi}$
$t_w = 0,43 \text{ in}$	$I_x = 597 \text{ in}^4$
$b_f = 12 \text{ in}$	$I_y = 195 \text{ in}^4$
$t_f = 0,67 \text{ in}$	$Z_x = 108 \text{ in}^3$
$Z_y = 49,2 \text{ in}^3$	

#### Prosedur disain:

##### 1). Sambungan *brace*-ke-pelat (*gusset*)

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

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} = \frac{205,132 \cdot (12 \cdot 0,67)}{21,1} = 78,164 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-1})$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 205,132 - (2 \cdot 78,164) = 48,804 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-2})$$

### Disain pelat sayap

**Menentukan jumlah baut yang diperlukan sayap untuk menahan gaya tarik**

Digunakan tipe baut A325 X diameter  $\frac{3}{4}$

Kuat geser satu baut A<sub>325</sub>-X diameter  $\frac{3}{4}$  in

$$\Phi R_n = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (\text{Pers. 3.11-1})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 2 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{3}{4}^2) = 23,86 \text{ kips}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{T_u}{\Phi R_n} \quad (\text{Pers. 3.11-2})$$

$$= \frac{78,164}{23,86} = 3,27 \rightarrow 4 \text{ baut}$$

Kuat tumpu sayap brace

$$\Phi R_{nb} = \Phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_p \quad (\text{Pers. 3.11-3})$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,67 = 84,825 \text{ kips} > \Phi R_n = 23,86 \text{ kips}$$

### Desain pelat sayap brace

**(sambungan sayap-brace-ke-pelat sambung (brace-flange-to-gusset))**

Coba profil 2L 4x4x  $\frac{3}{8}$  ; ( $A_g = 2,86 \text{ in}^2$ ), baut disusun dalam satu baris

Kontrol kekuatan pelat sambung

Kondisi leleh,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y \quad (\text{Pers. 3.11-4b})$$

$$= 0,9 \cdot 2,86 \cdot 36 = 92,664 \text{ Kips} > P_{uf} = 78,164 \text{ kips}$$

Kondisi fraktur,

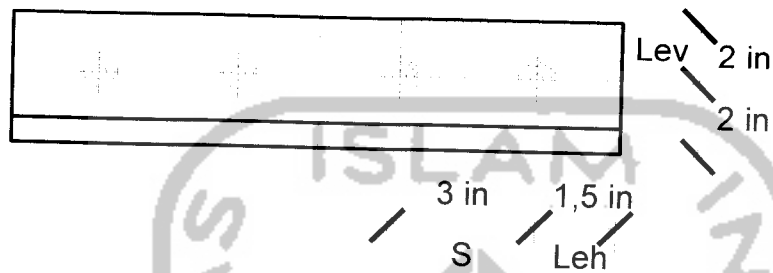
$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad (\text{Pers. 3.11-4d})$$

$$A_n = 2,86 - 1\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{16}\right) \cdot \frac{3}{8} = 2,55 \text{ in}^2 ; U = 1$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 58 \cdot 2,55 \cdot 1 = 110,9 \text{ Kips} > P_{uf} = 78,164 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.11-6})$$

### Kontrol blok geser pada pelat sayap brace:

cek blok geser pada pelat sayap :



Gambar 5.40 Blok geser pada pelat sayap brace

Ambil  $l_{ch} = 1,5 \text{ in}$ ,  $l_{ev} = 2 \text{ in}$

$$A_{vg} = 2 \cdot t_p \cdot (l_{ch} + 1.S) \quad (\text{Luas pelelehan geser})$$

$$= 2 \cdot \frac{3}{8} \cdot (1,50 + 1 \cdot 3) = 3,375 \text{ in}^2$$

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

$$= 2 \cdot \frac{3}{8} \cdot (2 - 0,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 1,2 \text{ in}^2$$

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

$$= 3,375 - 2 \cdot \frac{3}{8} \cdot (1,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 2,46 \text{ in}^2$$

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

$$= 2 \cdot \frac{3}{8} \cdot 2 = 1,5 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.11-5a})$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 3,375 + 58 \cdot 1,20 = 142,50 \text{ kips (menentukan)}$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.11-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 2,46 + 36 \cdot 1,5 = 139,608 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi T_n = 0,75 \cdot 142,50 = 103,875 \text{ kips} > P_{uf} = 78,164 \text{ kips...ok} \quad (\text{Pers. 3.11-6})$$

### Disain pelat badan

**Menentukan jumlah baut yang diperlukan badan untuk menahan gaya tarik**

Digunakan tipe baut A325 X diameter  $\frac{3}{4}$

Kuat geser satu baut A325-X diameter  $\frac{3}{4}$  in

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b && (\text{Pers. 3.11-1}) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{3}{4}\right)^2\right) = 23,86 \text{ kips} \end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$\begin{aligned} n_{\min} &= \frac{T_u}{\Phi R_n} && (\text{Pers. 3.11-2}) \\ &= \frac{48,804}{23,86} = 2,05 \rightarrow 4 \text{ baut} \end{aligned}$$

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut

$$\begin{aligned} \Phi R_{nb} &= \Phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_p && (\text{Pers. 3.11-3}) \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{6}\right) \cdot 0,43 = 36,474 \text{ kips} > \Phi R_n = 23,86 \text{ kips} \end{aligned}$$

### Desain pelat badan brace

**(sambungan badan-brace-ke-pelat sambung (*brace-web-to-gusset*))**

Coba profil P  $\frac{1}{2}$  x 5; baut disusun dalam dua baris

Kontrol kekuatan pelat sambung

Kondisi leleh,

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y && \text{(Pers. 3.11-4b)} \\ &= 0,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 36 = 81,00 \text{ Kips} > P_{uw} = 48,804 \text{ kips}\end{aligned}$$

Kondisi fraktur,

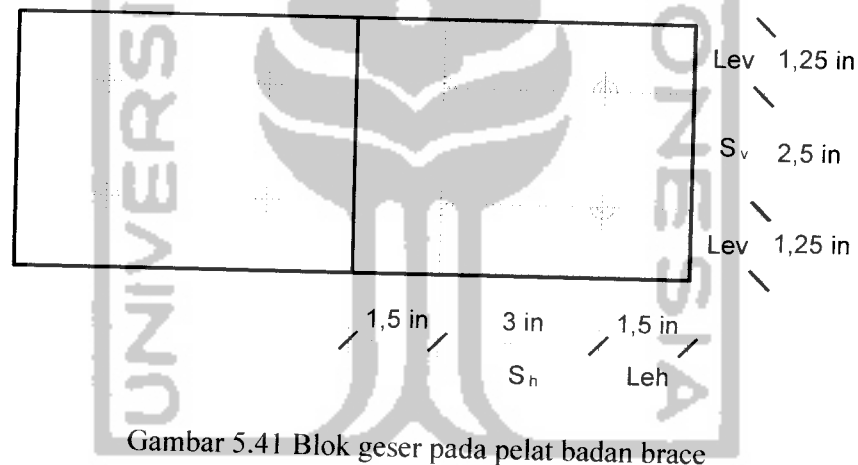
$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad \text{(Pers. 3.11-4d)}$$

$$A_n = 5 \cdot \frac{1}{2} - 2 \left( \frac{3}{4} + \frac{1}{16} \right) \cdot \frac{1}{2} = 1,69 \text{ in}^2; U = 1$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 58 \cdot 1,69 \cdot 1 = 73,52 \text{ Kips} > P_{uw} = 48,804 \text{ kips}$$

**Kontrol blok geser pada pelat badan brace:**

cek blok geser pada pelat badan :



Gambar 5.41 Blok geser pada pelat badan brace

Ambil  $l_{ch} = 1,5 \text{ in}$ ,  $l_{ev} = 1,25 \text{ in}$

$$A_{vg} = 2 \cdot t_p \cdot (l_{ch} + 1 \cdot S_h) \quad \text{(Luas pelelehan geser)}$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,50 + 1 \cdot 3) = 4,5 \text{ in}^2$$

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

$$= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,25 - 0,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 0,8 \text{ in}^2$$

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

$$= 4,5 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 3,28 \text{ in}^2$$

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

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

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.11-5a})$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 4,5 + 58 \cdot 0,80 = 143,60 \text{ kips (menentukan)}$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.11-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 3,28 + 36 \cdot 1,25 = 159,144 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi T_n = 0,75 \cdot 159,144 = 119,358 \text{ kips} > P_{uw} = 48,804 \text{ kips} \dots \text{ok} \quad (\text{Pers. 3.11-6})$$

#### Kontrol tarik kekuatan *brace*

Kondisi leleh,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y \quad (\text{Pers. 3.11-4b})$$

$$= 0,9 \cdot 21,1 \cdot 36 = 683,64 \text{ Kips} > P_u = 205,132 \text{ Kips} \quad \text{OK!}$$

Kondisi fraktur,

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad (\text{Pers. 3.11-4d})$$

$$A_n = 21,1 - 6 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,43 = 19,00 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 58 \cdot 19,00 = 826,663 \text{ Kips} > P_u = 205,132 \text{ Kips}$$

#### Disain pelat sambung (*gusset*)

Dipakai pelat sambung (*gusset*) PL  $\frac{1}{2}$  in

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut

$$\Phi R_{nb} = \Phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_p \quad (\text{Pers. 3.11-3})$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot \frac{1}{2} = 42,412 \text{ kips} > \Phi R_n = 23,86 \text{ kips}$$



Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan

Tarik fraktur

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

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (\frac{1}{2} (2,5 - (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}))) = 52,4625 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{vg} = 2 \cdot t_p \cdot (l_{eh} + 1 \cdot S_h)$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,50 + 1 \cdot 3) = 4,5 \text{ in}^2$$

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

$$= 4,5 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 3,28 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 3,28 = 114,114 \text{ Kips}$$

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

$$A_{gt} = 2 \cdot (2,5) \cdot \frac{1}{2} = 2,5 \text{ in}^2$$

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

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot 2,5 + 114,114)$$

$$= 153,08 \text{ Kips} > P_{uw} = 48,8892 \text{ Kips}$$

(Pers. 3.13-3)

OK!

Pengecekan geser blok akibat beban total *brace*

Tarik fraktur

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

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (\frac{1}{2} (2,5 - (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}))) = 52,4625 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{vg} = 4 \cdot t_p \cdot (l_{eh} + 1 \cdot S_h)$$

$$= 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,50 + 1 \cdot 3) = 9,50 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned} A_{ns} &= A_{vg} - 2 \cdot t_p \cdot (1,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \\ &= 9,5 - 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,5(\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 7,06 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 7,06 = 245,688 \text{ Kips}$$

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

$$A_{gt} = 2((2,5) \cdot \frac{1}{2}) = 2,5 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned} \phi_t R_n &= \phi_t \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) && \text{(Pers. 3.13-4)} \\ &= 0,75 \cdot (36 \cdot 2,5 + 245,688) \\ &= 251,766 \text{ Kips} > P_u = 205,132 \text{ Kips} \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung, dengan  $(L_w) = 15 \text{ in}$ ,  $7 \text{ in}$  pada pelat sambung, dan  $7 \text{ in}$  diteruskan pada badan balok, sisanya untuk *space* antara *bracing* dengan pelat (*gusset*)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot f_y \cdot A_w && \text{(Pers. 3.13-5)} \\ &= 0,9 \cdot (36 \cdot 7 \cdot \frac{1}{2} + 36 \cdot 7 \cdot 0,43) = 210,924 \text{ Kips} > P_u = 205,132 \text{ Kips} \end{aligned}$$

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

$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{17,9}{2} = 8,95 \text{ in}; \quad e_c = \frac{d_c}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ in}$$

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

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

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

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

$$\bar{\alpha} = e_b \cdot \tan \theta - e_c + \beta \cdot \tan \theta = 10,35 \cdot 0,536 - 6,25 + 12,5 \cdot 0,536 = 5,998 \text{ in}$$

Eksentrisitas yang terjadi

$$\alpha - \bar{\alpha} = 22,5 - 5,998 = 16,502 \text{ in}$$

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

Kalkulasi gaya pada pelat sambung menurut persamaan (3.13-10) :

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = \sqrt{(22,5 + 7,5)^2 + (12,5 + 8,95)^2} = 36,88 \text{ in}$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u = \frac{7,5}{36,88} \cdot 205,132 = 41,717 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-7})$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u = \frac{12,5}{36,88} \cdot 205,132 = 69,53 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-8})$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u = \frac{22,5}{36,88} \cdot 205,132 = 125,15 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-9})$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u = \frac{8,95}{36,88} \cdot 205,132 = 49,78 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-10})$$

5). Disain sambungan pelat-ke-kolom

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

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

$$a_{\max} = t_{pl} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} \text{ in}; \text{ dan } a_{\min} = \frac{3}{16} \text{ in}.$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{3}{8} \text{ in}.$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,707 \cdot \frac{3}{8} = 0,265 \text{ in}.$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\begin{aligned}\Phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,265 = 8,35 \text{ k/in. (menentukan)}\end{aligned}\quad (\text{Pers. 3.9-8a})$$

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\begin{aligned}\Phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{1}{2} = 13,05 \text{ k/in.}\end{aligned}\quad (\text{Pers. 3.9-8b})$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{las} = \frac{V_{uc}}{\phi R_{nw}} = \frac{69,53}{8,35} = 8,33 \text{ in} \approx 9 \text{ in.} \quad (\text{Pers. 3.9-9})$$

Panjang las 9 in pada satu sisi *gusset*

6). Disain sambungan pelat-ke-balok

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

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

$$a_{max} = t_{pl} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} \text{ in; dan } a_{min} = \frac{3}{16} \text{ in.}$$

$$a_{pakai} = \frac{3}{8} \text{ in.}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,707 \cdot \frac{3}{8} = 0,265 \text{ in.}$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\begin{aligned}\Phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,265 = 8,35 \text{ k/in. (menentukan)}\end{aligned}\quad (\text{Pers. 3.9-8a})$$

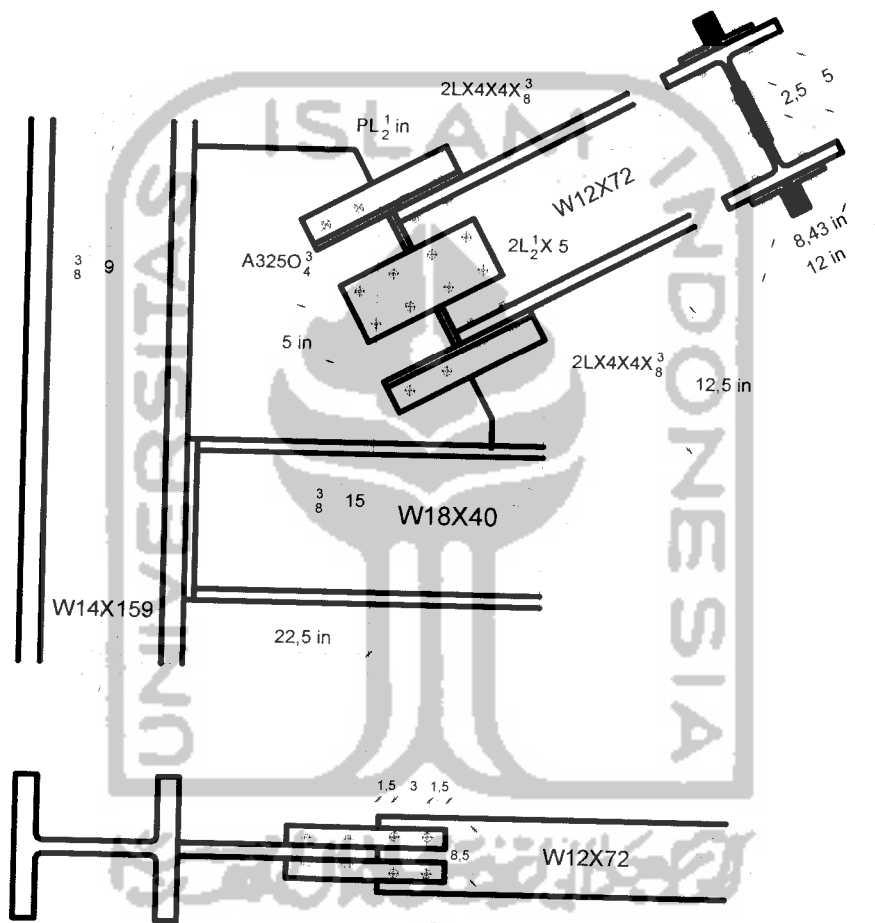
Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\begin{aligned}\Phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{1}{2} = 13,05 \text{ k/in.}\end{aligned}\quad (\text{Pers. 3.9-8b})$$

Panjang las yang dibutuhkan,

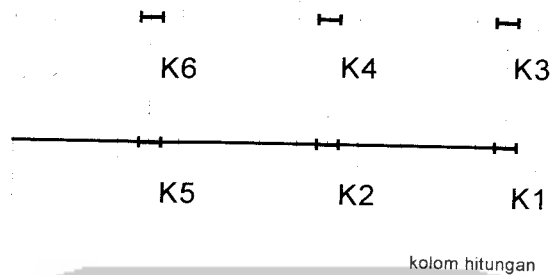
$$P_{\text{las}} = \frac{H_{\text{ub}}}{\phi R_{\text{nw}}} = \frac{125,15}{8,35} = 14,98 \text{ in} \approx 15 \text{ in.} \quad (\text{Pers. 3.9-9})$$

Panjang las 15 in pada satu sisi *gusset*



Gambar 5.42 Detail sambungan *bracing*

### 5.8 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 5.43 Lokasi hitungan

Direncanakan pelat dasar kolom K2 pada struktur braced steel frame (BSF), dengan beban yang bekerja di dasar kolom sebagai berikut :

$$M_{uK,x} = 1728,119 \text{ Kips-in} \quad (\text{Lampiran B-3-2})$$

$$M_{uK,y} = 518,4357 \text{ Kips-in}$$

$$P_{uK} = 768,218 \text{ Kips} \quad (\text{Lampiran B-3-4})$$

Digunakan kolom W14X193, dengan section properties :

$$\begin{aligned} d_c &= 15,5 \text{ in} & f_y &= 36 \text{ Ksi} \\ b_f &= 15,7 \text{ in} & f_c &= 4 \text{ Ksi} \\ t_w &= 0,89 \text{ in} \\ t_r &= 1,44 \text{ in} \\ A &= 56,8 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

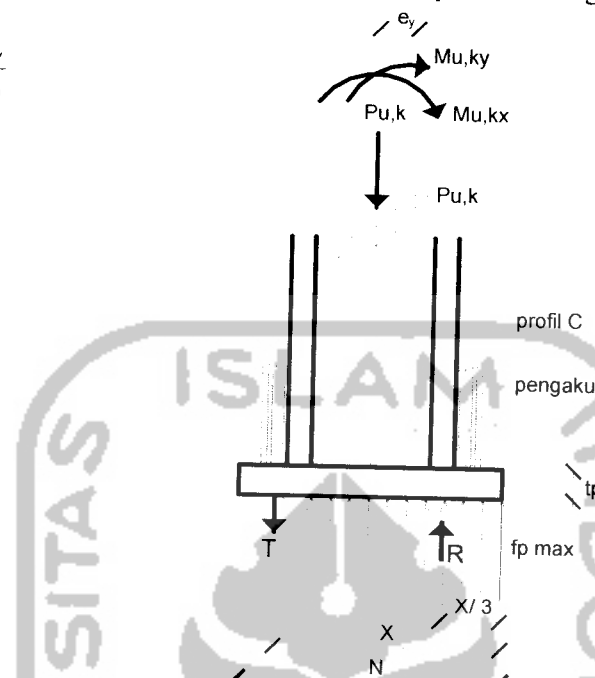
Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{uK,x}}{P_{uK}} = \frac{1728,119}{768,218} = 2,25 \text{ in} < \frac{1}{2} d_c = 7,75 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.14-1a})$$

$$e_x = \frac{M_{uK,y}}{P_{uK}} = \frac{518,4357}{768,218} = 0,67 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.14-1b})$$

Diberi sayap tambahan  $d_{canal} = 3,89$  in (profil C12X40), karena akibat eksentrisitas yang mengakibatkan terjadinya perbesaran gaya aksial, dengan

asumsi  $e > \frac{L}{6}$



Gambar 5.44 Analisis pelat dasar kolom

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

$$P_u = R = T$$

Kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T :

$$P_{uK} \left( \frac{d_c}{2} + \frac{d_{canal}}{2} + e_y \right) + P_{uK} \cdot e_x = R \left( d_c - \frac{t_f}{2} + \frac{d_{canal}}{2} \right) \quad (\text{Pers. 3.14-3})$$

$$T = \frac{768,218 \left( \frac{15,5}{2} + \frac{3,89}{2} + 2,25 \right) + 768,218 \cdot 0,67}{\left( 15,5 - \frac{1,44}{2} + \frac{3,89}{2} \right)}$$

$$T = P_u = 586,33 \text{ Kips}$$

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





Kontrol eksentrisitas,  $e_y = 2,36 \text{ in} < N/6 = 29,5/6 = 4,92 \text{ in}$ , sehingga dapat dianggap tidak ada tegangan tarik awal pada baut ankur.

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_{uK,x}}{\frac{1}{6} \cdot BL^2} \pm \frac{M_{uK,y}}{\frac{1}{6} \cdot B^2 L} \quad (\text{Pers. 3.14-9})$$

$$\begin{aligned} f_{p_{\max}} &= \frac{586,33}{27,5 \cdot 29,5} + \frac{1728,119}{\frac{1}{6} \cdot 27,5 \cdot 29,5^2} + \frac{518,4357}{\frac{1}{6} \cdot 27,5^2 \cdot 19,5} \\ &= 1,40 \text{ Ksi} < f_{\text{beton}} = 0,85 \cdot f_c' = 0,85 \cdot 4 = 3,4 \text{ Ksi} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{p_{\min}} &= \frac{586,33}{27,5 \cdot 29,5} - \frac{1728,119}{\frac{1}{6} \cdot 27,5 \cdot 29,5^2} - \frac{518,4357}{\frac{1}{6} \cdot 27,5^2 \cdot 19,5} \\ &= 0,05 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

Cek kapasitas penumpu (pedestal)

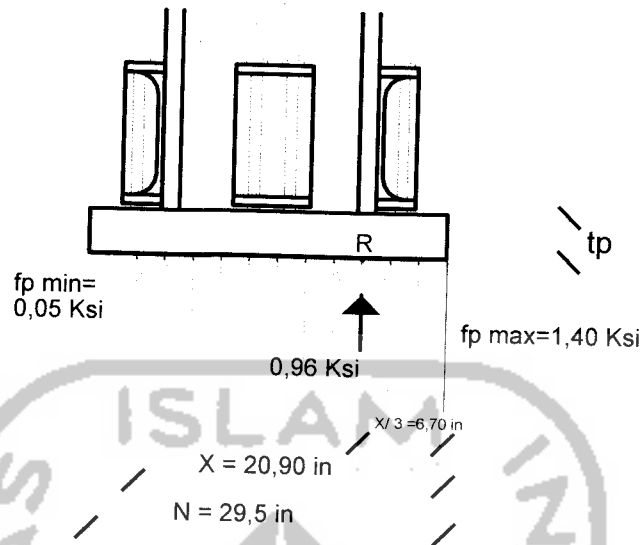
$$\phi P_p \geq P_u \quad (\text{Pers. 3.14-7})$$

$$\phi P_p = \phi_e \cdot F_p \cdot A \quad (\text{Pers. 3.14-8})$$

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

$$= 0,6 \cdot (1/2 \cdot (0,85 \cdot 4 \cdot 27,5 \cdot 29,5))$$

$$= 827,475 \text{ Kips} > P_u = 586,33 \text{ Kips}$$



Gambar 5.46 Distribusi tegangan pada pelat dasar kolom

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

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 0,96 \cdot 6,70 \cdot 1 \cdot \left( \frac{6,70}{3} \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,40 \cdot 6,70 \cdot 1 \cdot \left( \frac{2 \cdot 6,70}{3} \right)$$

$$= 28,13 \text{ Ksi-in/in'}$$

Batas pelepasan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

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

Tebal pelat yang diperlukan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{0,9 \cdot B \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 28,13}{0,9 \cdot 1 \cdot 36}} = 1,86 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.14-10})$$

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

**Desain baut angkur arah x**

Perencanaan baut angkur arah x yang menahan gaya tarik

$$M_{uk,x} = 1728,119 \text{ Kips-in}$$

$$T = \frac{M_{uk}}{d_c + d_{sayap.tambhn}} = \frac{1728,119}{15,5 + 3,89} = 93,55 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.14-11})$$

Digunakan baut angkur A<sub>490</sub> (f<sub>u</sub> = 58 Ksi) diameter 1 in

Kapasitas tarik satu angkur :

$$\phi T_n = \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \quad (\text{Pers. 3.14-12})$$

$$= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 58 \cdot \left(\frac{1}{4} \pi \cdot 1^2\right)$$

$$= 25,62 \text{ KN}$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{93,55}{25,62} = 3,65 \rightarrow 4 \text{ angkur} \quad (\text{Pers. 3.14-13})$$

Kedalaman angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$T_n = \frac{T}{n} = \frac{93,55}{4} = 23,39 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.14-14})$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_t' = 0,57 \sqrt{f_c' (\text{Ksi})} = 0,57 \sqrt{4} = 1,14 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.14-15})$$

gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

$$T_n = \pi \cdot D \cdot H \times f_t' \quad (\text{Pers. 3.14-16})$$

Kedalaman baut angkur yang diperlukan :

$$H = \frac{T_n}{\pi \cdot D \cdot f_t'} = \frac{23,39}{\pi \cdot 1 \cdot 1,14} = 6,53 \text{ in} \approx 7 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.14-17})$$

Dipakai kedalaman angkur H = 7 in

### Desain baut angkur arah y

Perencanaan baut angkur arah x yang menahan gaya tarik

$$M_{uk,y} = 518,4357 \text{ Kips-in}$$

$$T = \frac{M_{uk,y}}{b_f} = \frac{518,4357}{15,7} = 34,66 \text{ Kips}$$

Digunakan baut angkur A<sub>490</sub> (f<sub>u</sub> = 58 Ksi) diameter 1 in

Kapasitas tarik satu angkur :

$$\begin{aligned} \phi T_n &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b && \text{(Pers. 3.14-12)} \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 58 \cdot (\frac{1}{4} \pi \cdot 1^2) \\ &= 25,62 \text{ KN} \end{aligned}$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{34,66}{25,62} = 1,35 \rightarrow 2 \text{ angkur} \quad \text{(Pers. 3.14-13)}$$

Kedalaman angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$T_n = \frac{T}{n} = \frac{93,55}{2} = 46,775 \text{ Kips} \quad \text{(Pers. 3.1414)}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_t' = 0,57 \sqrt{f_c' \text{ (Ksi)}} = 0,57 \sqrt{4} = 1,14 \text{ Ksi} \quad \text{(Pers. 3.14-15)}$$

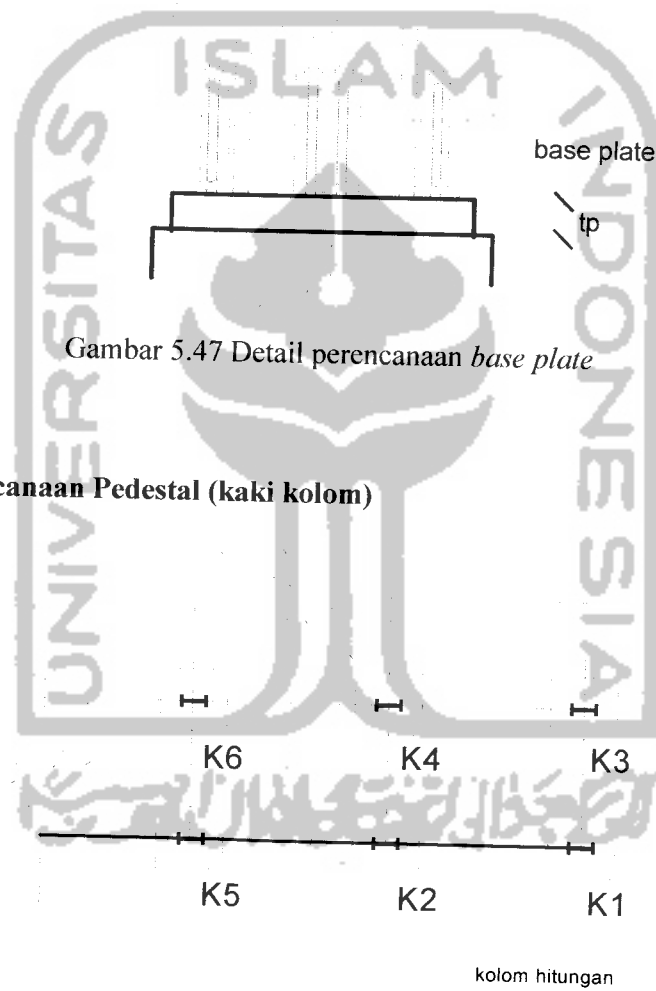
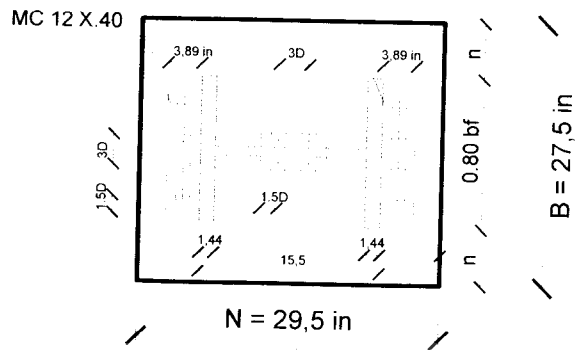
gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

$$T_n = \pi \cdot D \cdot H \times f_t' \quad \text{(Pers. 3.14-16)}$$

Kedalaman baut angkur yang diperlukan :

$$H = \frac{T_n}{\pi \cdot D \cdot f_t'} = \frac{46,775}{\pi \cdot 1 \cdot 1,14} = 13,06 \text{ in} \approx 14 \text{ in} \quad \text{(Pers. 3.14-17)}$$

Dipakai kedalaman angkur H = 14 in



Gambar 5.47 Detail perencanaan *base plate*

5.9 Perencanaan Pedestal (kaki kolom)

Gambar 5.48 Lokasi hitungan

Direncanakan pedestal kolom K2 pada struktur braced steel frame (BSF), dengan beban yang bekerja di dasar kolom sebagai berikut :

Pedestal (kaki kolom) merupakan elemen struktur yang berfungsi sebagai tempat perletakan pelat dasar kolom dan didisain dengan dimensi yang lebih besar dari pelat dasar kolom yaitu dengan menambah 100 mm dari dimensi pelat dasar kolom.

Dimensi pelat dasar kolom  $L = 800 \text{ mm}$ ,  $B = 700 \text{ mm}$

Dimensi Pedestal :

$$L = 800 \text{ mm} + 100 \text{ mm} = 900 \text{ mm}$$

$$B = 700 \text{ mm} + 100 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pedestal} = 1000 \text{ mm} > \text{kedalaman angkur terbesar, } H = 500 \text{ mm}$$

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

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

Tulangan longitudinal

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

$$\begin{aligned} A_{st} &= 0,01 \cdot A_g && \text{(Pers. 3.15-1)} \\ &= 0,01 \cdot (800 \cdot 900) = 7200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan } D_{25} \rightarrow , A_{\phi 2} = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{A_{st}}{A_{\phi}} = \frac{7200}{490,874} = 14,6751 \approx 16 \text{ buah} \quad \text{(Pers. 3.15-2)}$$

Dipakai tulangan 12D<sub>25</sub> dipasang merata pada pedestal.

Tulangan sengkang :

$$V_{uK.pakai} = 25,166 \text{ Kips} \quad (\text{Lampiran B-3-3})$$

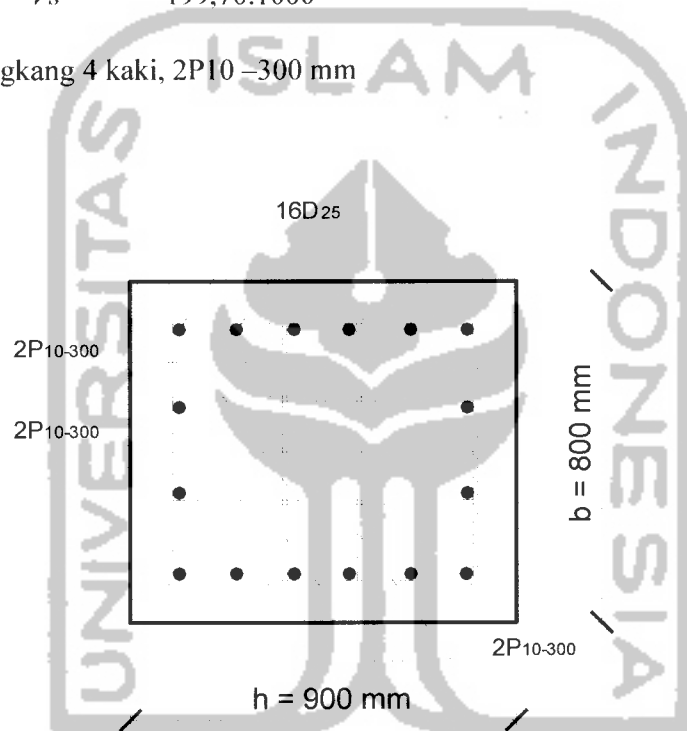
$$= 119,823 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_{uK.pakai}}{\phi} = \frac{119,823}{0,6} = 199,70 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.15-3})$$

Dipakai sengkang dengan tulangan  $P_{10} \rightarrow A_{\phi 10} = 78,54 \text{ mm}^2$

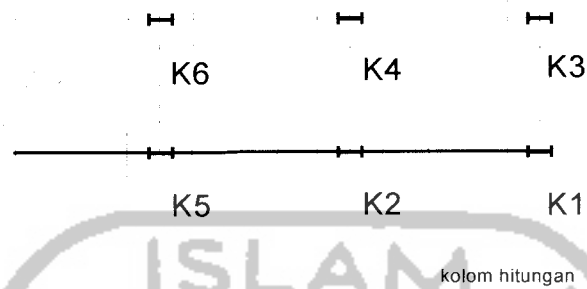
$$S = \frac{n \cdot A_{\phi} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{4 \cdot 78,54 \cdot 240 \cdot 840}{199,70 \cdot 1000} = 316,320 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.15-4})$$

Dipakai sengkang 4 kaki, 2P10-300 mm



Gambar 5.48 Penampang pedestal kolom

### 5.10 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang (pile cup)



Gambar 5.49 Lokasi pondasi hitungan

Direncanakan pondasi tiang pancang pada kolom K2 pada struktur braced steel frame (BSF), dengan beban yang bekerja di dasar kolom sebagai berikut :

$$M_{uK,x} = 1728,119 \text{ Kips-in} \quad (\text{Lampiran B-3-2})$$

$$= 199,079 \text{ KNm}$$

$$M_{uK,y} = 518,4357 \text{ Kips-in}$$

$$= 59,724 \text{ KNm}$$

$$P_{uK} = 768,218 \text{ Kips} \quad (\text{Lampiran B-3-4})$$

$$= 3484,638 \text{ KN}$$

Data tiang pancang :

Diameter tiang pancang 400 mm

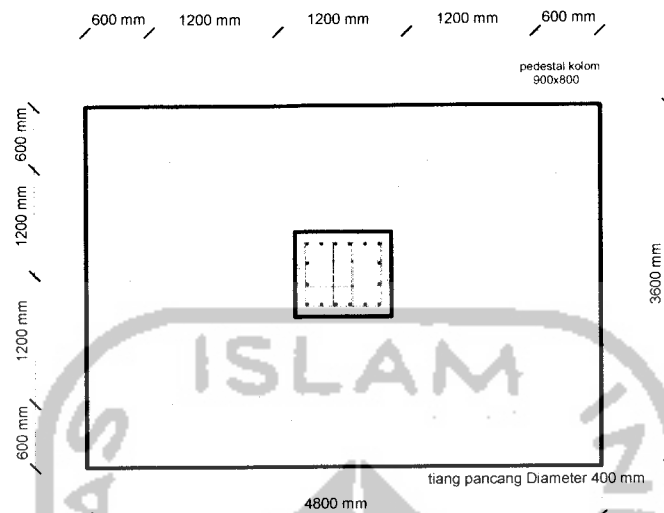
Daya dukung tiang ( $q_u$ ) = 650 KN

**Prosedur desain :**

tebal pile cap = 900 mm



Dicoba 12 tiang diameter 400 mm dengan susunan sebagai berikut :



Gambar 5.50 Konfigurasi kelompok tiang pancang

Efisiensi tiang :

$$E_g = 1 - \operatorname{arctg} \frac{d}{s} \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right) \quad (\text{Pers. 3.16-1})$$

$$= 1 - \operatorname{arctg} \frac{0,4}{1,2} \left( \frac{(3-1)4 + (4-1)3}{90.12} \right)$$

$$= 0,710$$

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

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

Beban yang diterima satu tiang :

$$P = \frac{P_{uk}}{1,05} = \frac{3484,638}{1,05} = 3318,703 \text{ KN}$$

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} \quad (\text{Pers. 3.16-2})$$

$$= 3318,703 + 4,8.3,6.0,9.24 + (0,8.0,9.1.24) + (((4,8.3,6)-(0,8.0,9)).1.18)$$

$$= 4007,311 \text{ KN}$$

$$\Sigma P_{ultimi} = 4007,311 \cdot 1,05 = 4207,67 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.16-3})$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P_{ultimi}}{n} + \frac{Mu, x.Y \max}{nx \cdot \Sigma Y^2} + \frac{Mu, y.X \max}{ny \cdot \Sigma X^2} \quad (\text{Pers. 3.16-4})$$

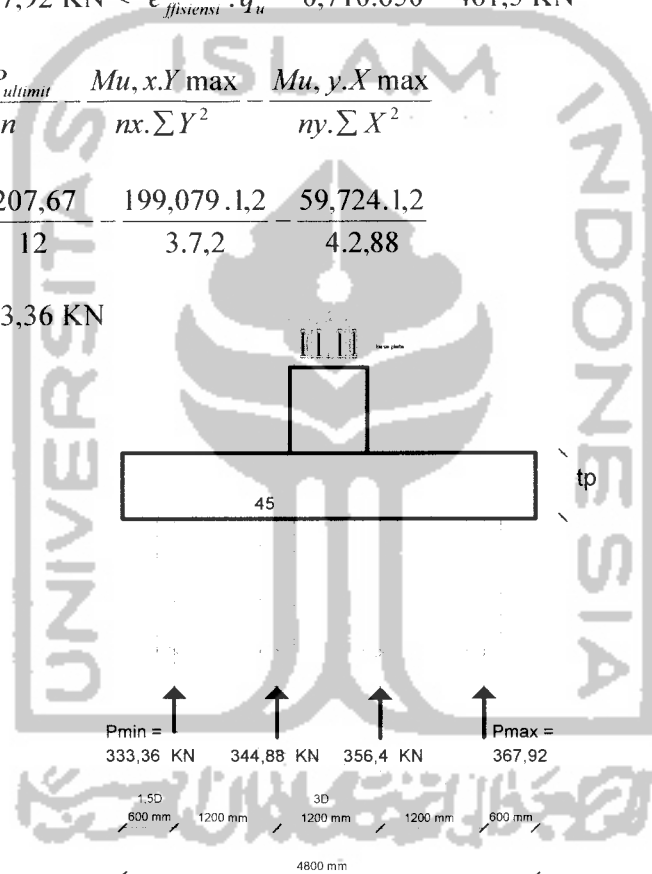
$$= \frac{4207,67}{12} + \frac{199,079 \cdot 1,2}{3 \cdot 7,2} + \frac{59,724 \cdot 1,2}{4 \cdot 2,88}$$

$$= 367,92 \text{ KN} < e_{\text{ffisiensi}} \cdot q_u = 0,710 \cdot 650 = 461,5 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma P_{ultimi}}{n} - \frac{Mu, x.Y \max}{nx \cdot \Sigma Y^2} - \frac{Mu, y.X \max}{ny \cdot \Sigma X^2} \quad (\text{Pers. 3.16-4})$$

$$= \frac{4207,67}{12} - \frac{199,079 \cdot 1,2}{3 \cdot 7,2} - \frac{59,724 \cdot 1,2}{4 \cdot 2,88}$$

$$= 333,36 \text{ KN}$$



Gambar 5.51 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

### Kontrol terhadap geser satu arah

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

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \Phi_{tul}$$

$$= 900 - 75 - 0,5 \cdot 25 = 812,5 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-5})$$

Letak bidang kritis geser satu arah searah dari pusat kolom

$$L_{\text{pile cap}} = 0,5hk + d$$

$$= 450 + 812,5 = 1262,5 \text{ mm} < L_{\text{pondasi tiang}} = 1800 \text{ mm}$$

Karena letak bidang kritis geser satu arah berada di dalam tiang. Maka geser satu arah perlu ditinjau.

$$V_u = 2 \cdot P_{\text{max}} = 2 \cdot 367,92 = 735,84 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.16-6})$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 3600 \cdot 812,5 \cdot 10^{-3} = 2437,5 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.16-7})$$

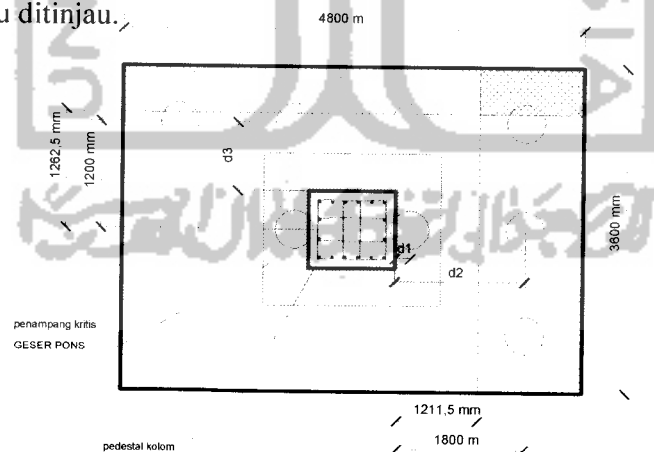
$$\Phi V_c \geq V_u \quad (\text{Pers. 3.16-8})$$

$$\Phi V_c = 0,6 \cdot 2437,5 = 1462,5 \text{ KN} \geq 735,84 \text{ KN} \dots \text{ok}$$

$$B_{\text{pile cap}} = 0,5bk + d$$

$$= 400 + 812,5 = 1211,5 \text{ mm} > L_{\text{pondasi tiang}} = 1200 \text{ mm}$$

Karena letak bidang kritis geser satu arah berada di luar tiang. Maka geser satu arah tidak perlu ditinjau.



Gambar 5.52 Penampang kritis *pile cap* akibat geser

**Kontrol terhadap geser dua arah**

$$V_u = (3.333,36) + (2.344,88) + (2.356,4) + (3.367,92) = 3506,4 \text{ KN}$$

$$b_o = 2((800 + 812,5) + (900 + 812,5)) = 6650 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-10})$$

$$\beta_o = 1/0.85 = 1,18 \quad (\text{Pers. 3.16-11})$$

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o \cdot d \quad (\text{Pers. 3.16-12})$$

$$= \left(1 + \frac{1}{1,18}\right) \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) 6650 \cdot 812,5 \cdot 10^{-3} = 8318,37 \text{ KN (menentukan)}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 6650 \cdot 812,5 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Pers. 3.16-13})$$

$$= 8915,156 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \cdot 8318,37 = 4991,002 \text{ KN} > V_u = 3506,4 \text{ KN} \dots \text{Ok!}$$

**Penulangan lentur****Penulangan Lentur arah Y**

$$M_u = 3 \cdot P_{\max} \cdot d_1 + 3 \cdot P_{\max} \cdot d_2 \quad (\text{Pers. 3.16-14})$$

$$= 3 \cdot 367,92 \cdot 0,15 + 3 \cdot 367,92 \cdot 1,35 = 1655,64 \text{ KNm}$$

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \Phi t_{ul}$$

$$= 900 - 75 - 0,5 \cdot 25 = 812,5 \text{ mm} ; f_c' = 25 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \quad (\text{Pers. 3.16-15})$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \quad (\text{Pers. 3.16-16})$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{400} \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0,02709$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02709 = 0,02032 \quad (\text{Pers. 3.16-17})$$

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{1655,64 / 0,8}{1000 \cdot 812,5^2} = 3,13 \text{ MPa} \quad (\text{Pers. 3.16-18})$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,8235 \quad (\text{Pers. 3.16-19})$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \quad (\text{Pers. 3.16-20})$$

$$= \frac{1}{18,8235} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,13 \cdot 18,8235}{400}} \right]$$

$$= 0,0085 > \rho_{\min} = 0,0035$$

digunakan  $\rho = 0,0085$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (\text{Pers. 3.16-21})$$

$$= 0,0085 \cdot 1000 \cdot 812,5 = 6906,3 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $D_{25}$ ,  $A_{S1} = 490,9 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan :

$$s \leq \frac{490,9 \cdot 1000}{6906,25} = 71,13 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-22})$$

Digunakan  $D_{25-70}$

$$A_{S_{\text{ada}}} = \frac{490,9 \cdot 1000}{70} = 7012,9 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{perlu}}} = 6906,3 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers. 3.16-23})$$

**Cek kapasitas lentur arah-Y :**

$$a = \frac{A_{S_{\text{ada}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{7012,9 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 132,01 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-24})$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (\text{Pers. 3.16-25})$$

$$= 7552,3 \cdot 400 \cdot (812,5 - 132,01/2) \cdot 10^{-6}$$

$$= 2094,04 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Pers. 3.16-26})$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 2094,04 = 1675,23 \text{ KNm} > M_u = 1655,64 \text{ KNm}$$

### Penulangan Lentur arah X

$$M_u = 4 \cdot P_{\max} \cdot d_3 = 4 \cdot 367,92 \cdot (0,8) = 1177,344 \text{ KNm} \quad (\text{Pers. 3.16-14})$$

$$d = t_p - p_b - \phi t_{ul} - 0,5 \cdot \phi t_{ul}$$

$$= 900 - 75 - 25 - 0,5 \cdot 25 = 787,5 \text{ mm} ; f_c' = 25 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \quad (\text{Pers. 3.16-15})$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{Pers. 3.16-16})$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{400} \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,02709$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02709 = 0,02032 \quad (\text{Pers. 3.16-17})$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{1177,344 / 0,8}{1000 \cdot 787,5^2} = 2,37 \text{ MPa} \quad (\text{Pers. 3.16-18})$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,8235 \quad (\text{Pers. 3.16-19})$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \quad (\text{Pers. 3.16-20})$$

$$= \frac{1}{18,8235} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.2,37.18,8235}{400}} \right]$$

$$= 0,0063 > \rho_{\min} = 0,0035$$

digunakan  $\rho = 0,0063$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (\text{Pers. 3.16-21})$$

$$= 0,0063 \cdot 1000 \cdot 787,5 = 4961,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $D_{25}$ ,  $A_{S_1} = 490,9 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan :

$$s \leq \frac{490,9 \cdot 1000}{4961,25} = 98,5 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-22})$$

Digunakan  $D_{25-95}$

$$A_{S_{\text{ada}}} = \frac{490,9 \cdot 1000}{95} = 5167 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{perlu}}} = 4961,25 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers. 3.16-23})$$

**Cek kapasitas lentur arah-X :**

$$a = \frac{A_{S_{\text{ada}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{5167 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 97,26 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-24})$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (\text{Pers. 3.16-25})$$

$$= 5167 \cdot 400 \cdot (787,5 - (97,26/2)) \cdot 10^{-6}$$

$$= 1527,1 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Pers. 3.16-26})$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 697,77 = 1221,68 \text{ KNm} > M_u = 1177,344 \text{ KNm}$$

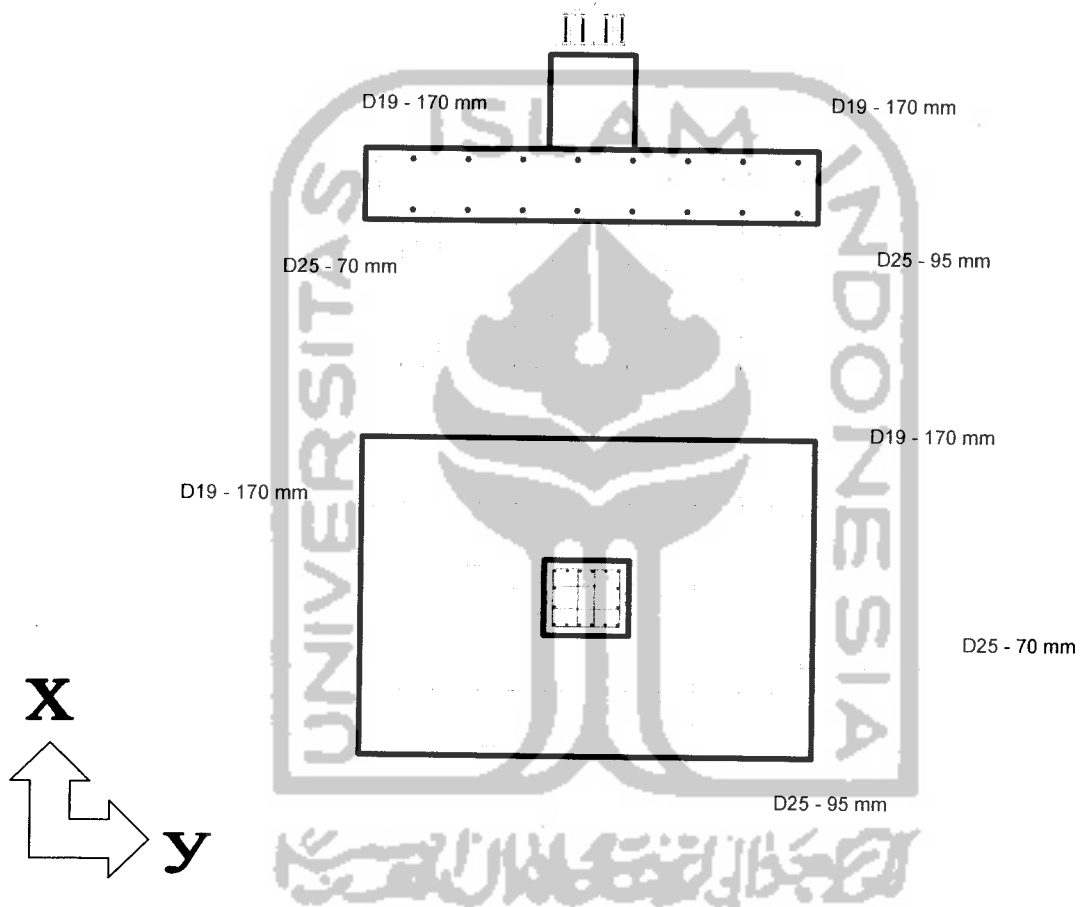
**Tulangan susut**

$$A_{\text{susut}} = 0,002 \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1000 \cdot 812,5 = 1625 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan D19  $\longrightarrow A_{19} = 283,529 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{283,529 \cdot 1000}{1625} = 174,479 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-22})$$

Pakai tulangan susut **D19 – 170**



Gambar 5.53 Penulangan *pile cap*