

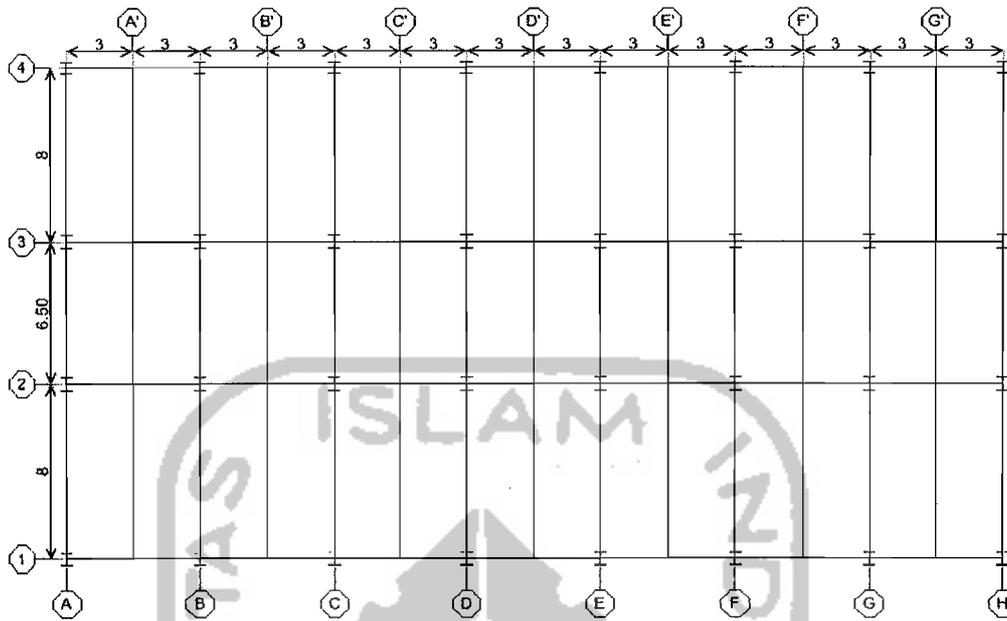
BAB VI

APLIKASI DISAIN

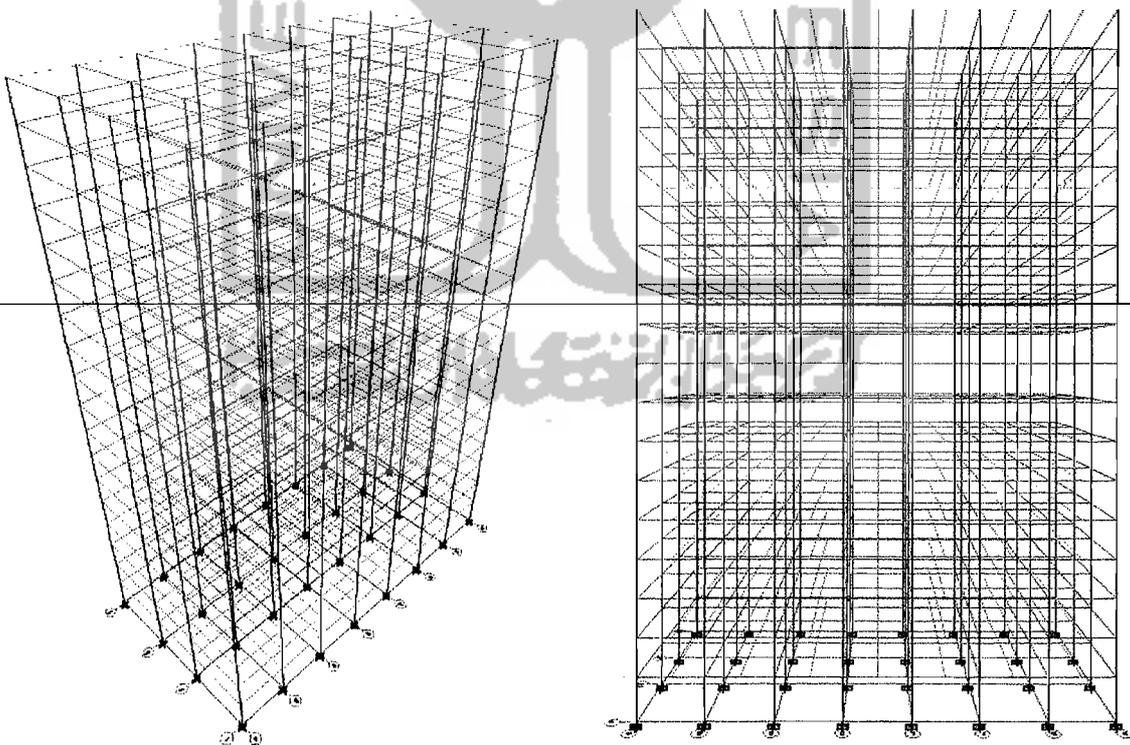
SISTEM RANGKA PENAHAN MOMEN KHUSUS (SRPMK)

6.1 Pendahuluan

Disain struktur baja menggunakan rancangan SNI LRFD 2000 dengan model Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), elemen-elemen penahan gaya gempa didisain dengan metode kapasitas dan pendetailan khusus pada daerah penyerapan energi gempa. Pada perencanaan Sistem Rangka Penahan Momen Khusus perencanaan gaya geser gempa didasarkan pada perencanaan struktur daktail dengan Tingkat Perencanaan Daktilitas $K=1$. Disain mengambil model struktur portal baja 18 lantai dengan tipe pembebanan statik menurut SNI 03-1726-1989/SKBI-1.3.53.1987, dengan anggapan struktur merupakan suatu kesatuan maka analisis struktur menggunakan model 3-D (Gambar 6-1). Tahap perencanaan kapasitas dimulai setelah dimensi elemen pemencar energi gempa diperoleh dari analisis perencanaan "*strength design*". Kriteria batas "*limit state*" yang menjadi batasan dalam disain selain kekuatan (*strength*) juga dibatasi ketentuan mengenai simpangan antar tingkat (*inter storey drift*) untuk keadaan layan batas (*serviceability limit state*), dalam hal ini digunakan batasan simpangan elastis antar tingkat sebesar $0,005h$ (0,5 %) atau maksimal 20 mm



Gambar 6-1(a) Denah Model Struktur Baja 18 Lantai

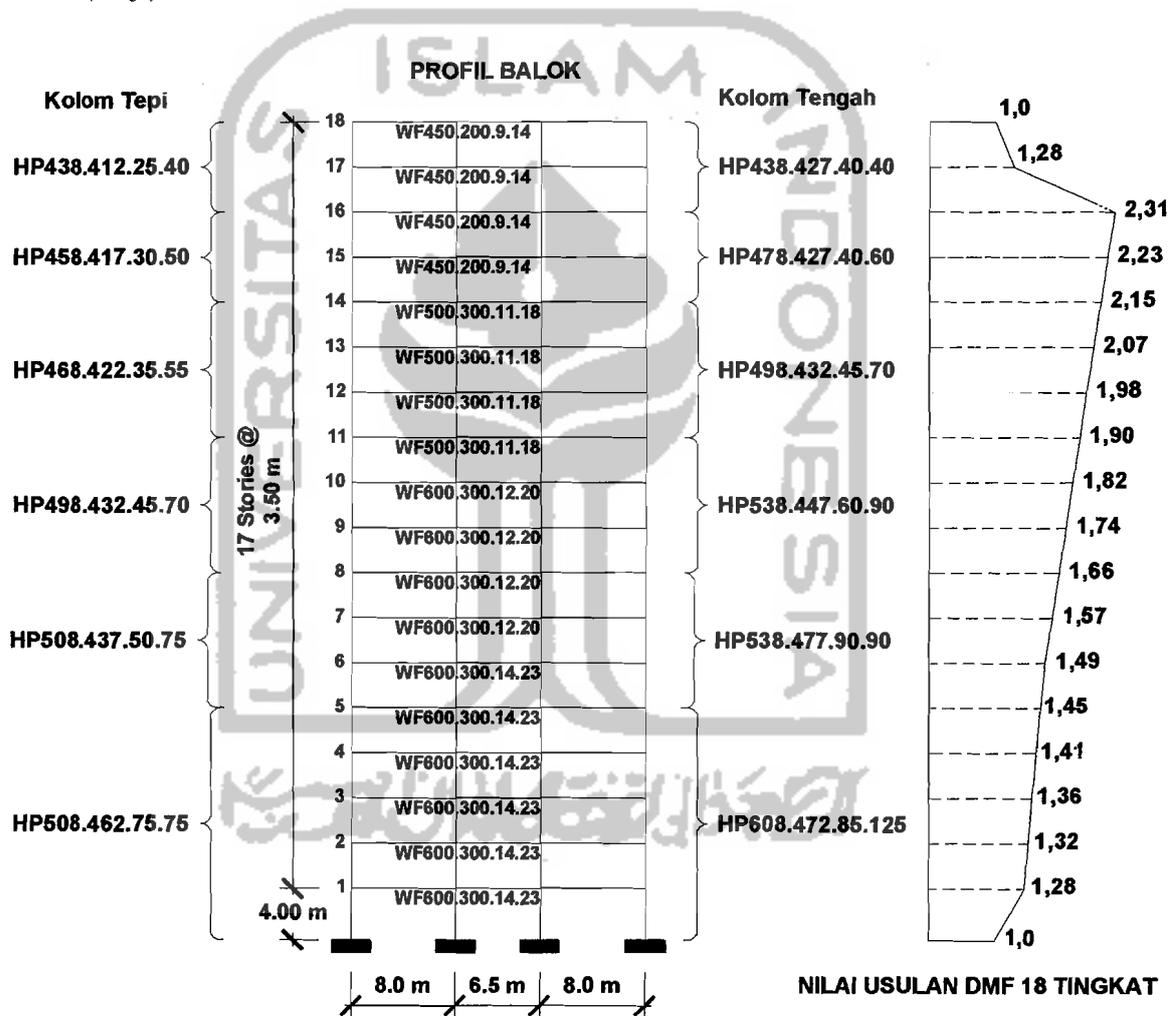


Gambar 6-1(b) Model 3-D Struktur Portal Baja 18 Lantai

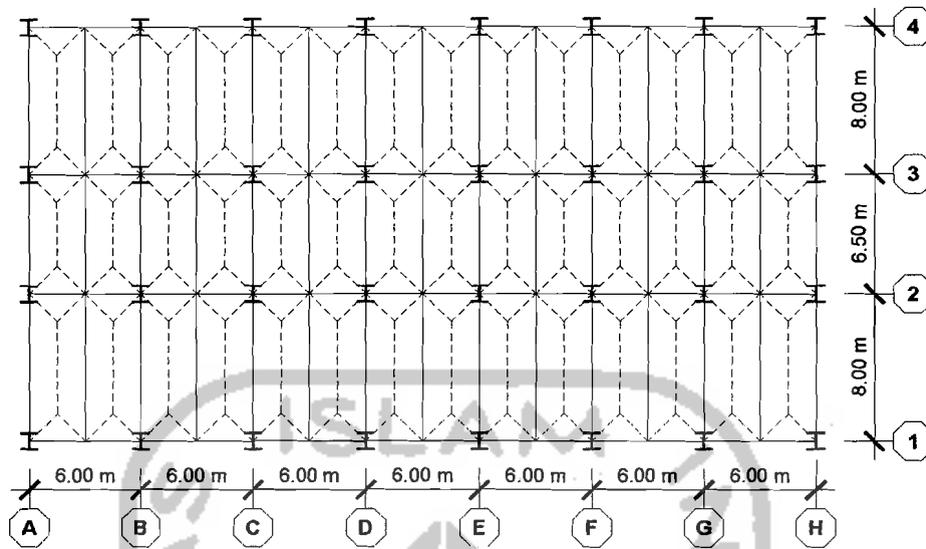
6.2 Pembebanan Struktur

6.2.1 Rencana Penempatan Elemen Struktur

Penempatan profil dilakukan dengan cara *trial and error*, berdasarkan faktor/kriteria yang menentukan yakni kekuatan (*strength*) dan simpangan antar lantai (*drift*).



Gambar 6-2 Potongan portal-B



Gambar 6-3 Tributari Area Pembebanan Portal arah-x dan arah-y

6.2.2 Pembebanan Lantai dan Berat Total Struktur

1. Pembebanan atap :

Beban yang bekerja :

a) Beban mati :

Berat pelat atap	$= 0,15 \times 24 \text{ kN/m}^3$	$= 3,60 \text{ kN/m}^2$
Berat plafond	$= 18 \text{ kg/m}^2$	$= 0,18 \text{ kN/m}^2$
		<u>$3,78 \text{ kN/m}^2$</u>

b) Beban hidup atap	$= 120 \text{ kg/m}^2$	$= 1,20 \text{ kN/m}^2$
---------------------	------------------------	-------------------------

2. Pembebanan Lantai :

Beban yang bekerja :

a) Beban mati lantai :

Berat pelat lantai	$= 0,15 \times 24 \text{ kN/m}^3$	$= 3,60 \text{ kN/m}^2$
Berat tegel	$= 0,02 \times 24 \text{ kN/m}^3$	$= 0,48 \text{ kN/m}^2$
Berat spesi	$= 0,02 \times 21 \text{ kN/m}^3$	$= 0,42 \text{ kN/m}^2$
Berat pasir	$= 0,03 \times 16 \text{ kN/m}^3$	$= 0,48 \text{ kN/m}^2$
Berat plafond	$= 18 \text{ kg/m}^2$	$= 0,18 \text{ kN/m}^2$
		<u>$5,16 \text{ kN/m}^2$</u>

b) Beban hidup lantai	$= 250 \text{ kg/m}^2$	$= 2,50 \text{ kN/m}^2$
-----------------------	------------------------	-------------------------

Perhitungan Berat Total Struktur :**1. Berat Atap**

Berat pelat atap	$= 42 \times 22,5 \times 3,78 \text{ kN/m}^2$	$= 3572,000 \text{ kN}$
Berat balok induk	$= (0,76 \times 8 \times 2 + 0,76 \times 6,5) \times 8 +$ $(0,94 \times 6 \times 7 \times 4)$	$= 327,120 \text{ kN}$
Berat balok anak	$= (0,57 \times 8 \times 2 + 0,57 \times 6,5) \times 7$	$= 89,775 \text{ kN}$
Berat kolom	$= ((16 \times 3,32) + (16 \times 4,15)) \times 0,5 \times 3,5$	$= 209,160 \text{ kN}$
Beban hidup atap	$= 0,3 \times 42 \times 22,5 \times 1,20 \text{ kN/m}^2$	$= 340,200 \text{ kN}$
		<u>4469,755 kN</u>

2. Berat Lantai 17=16

Berat pelat lantai	$= 42 \times 22,5 \times 5,16 \text{ kN/m}^2$	$= 4876,200 \text{ kN}$
Berat balok induk	$= (0,94 \times 8 \times 2 + 0,94 \times 6,5) \times 8 +$ $(0,94 \times 6 \times 7 \times 4)$	$= 327,120 \text{ kN}$
Berat balok anak	$= (0,57 \times 8 \times 2 + 0,57 \times 6,5) \times 7$	$= 89,775 \text{ kN}$
Berat kolom	$= ((16 \times 3,32) + (16 \times 4,15)) \times 3,5$	$= 418,320 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (42 \times 4 + 22,5 \times 5) \times 3,5 \times 2,5$	$= 3045,000 \text{ kN}$
Beban hidup lantai	$= 0,3 \times 42 \times 22,5 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 708,750 \text{ kN}$
		<u>9425,405 kN</u>

3. Berat Lantai 15=14

Berat pelat lantai	$= 42 \times 22,5 \times 5,16 \text{ kN/m}^2$	$= 4876,200 \text{ kN}$
Berat balok induk	$= (1,23 \times 8 \times 2 + 1,23 \times 6,5) \times 8 +$ $(1,23 \times 6 \times 7 \times 4)$	$= 428,040 \text{ kN}$
Berat balok anak	$= (0,57 \times 8 \times 2 + 0,57 \times 6,5) \times 7$	$= 89,775 \text{ kN}$
Berat kolom	$= ((16 \times 4,15) + (16 \times 5,93)) \times 3,5$	$= 564,480 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (42 \times 4 + 22,5 \times 5) \times 3,5 \times 2,5$	$= 3045,000 \text{ kN}$
Beban hidup lantai	$= 0,3 \times 42 \times 22,5 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 708,750 \text{ kN}$
		<u>9681,965 kN</u>

4. Berat Lantai 13

Berat pelat lantai	$= 42 \times 22,5 \times 5,16 \text{ kN/m}^2$	$= 4876,200 \text{ kN}$
Berat balok induk	$= (1,28 \times 8 \times 2 + 1,28 \times 6,5) \times 8 +$ $(1,28 \times 6 \times 7 \times 4)$	$= 445,440 \text{ kN}$
Berat balok anak	$= (0,57 \times 8 \times 2 + 0,57 \times 6,5) \times 7$	$= 89,775 \text{ kN}$
Berat kolom	$= ((16 \times 4,15) + (16 \times 5,93)) \times 3,5$	$= 564,480 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (42 \times 4 + 22,5 \times 5) \times 3,5 \times 2,5$	$= 3045,000 \text{ kN}$
Beban hidup lantai	$= 0,3 \times 42 \times 22,5 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 708,750 \text{ kN}$
		<u>9681,965 kN</u>

5. Berat Lantai 12=11

Berat pelat lantai	$= 42 \times 22,5 \times 5,16 \text{ kN/m}^2$	$= 4876,200 \text{ kN}$
Berat balok induk	$= (1,28 \times 8 \times 2 + 1,28 \times 6,5) \times 8 +$ $(1,28 \times 6 \times 7 \times 4)$	$= 445,440 \text{ kN}$
Berat balok anak	$= (0,57 \times 8 \times 2 + 0,57 \times 6,5) \times 7$	$= 89,775 \text{ kN}$
Berat kolom	$= ((16 \times 6,04) + (16 \times 8,03)) \times 3,5$	$= 787,920 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (42 \times 4 + 22,5 \times 5) \times 3,5 \times 2,5$	$= 3045,000 \text{ kN}$
Beban hidup lantai	$= 0,3 \times 42 \times 22,5 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 708,750 \text{ kN}$
		<u>9945,205 kN</u>

6. Berat Lantai 10

Berat pelat lantai	$= 42 \times 22,5 \times 5,16 \text{ kN/m}^2$	$= 4876,200 \text{ kN}$
Berat balok induk	$= (1,51 \times 8 \times 2 + 1,51 \times 6,5) \times 8 +$ $(1,51 \times 6 \times 7 \times 4)$	$= 525,480 \text{ kN}$
Berat balok anak	$= (0,57 \times 8 \times 2 + 0,57 \times 6,5) \times 7$	$= 89,775 \text{ kN}$
Berat kolom	$= ((16 \times 6,04) + (16 \times 8,03)) \times 3,5$	$= 787,920 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (42 \times 4 + 22,5 \times 5) \times 3,5 \times 2,5$	$= 3045,000 \text{ kN}$
Beban hidup lantai	$= 0,3 \times 42 \times 22,5 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 708,750 \text{ kN}$
		<u>9945,205 kN</u>

7. Berat Lantai 9=8=7=6

Berat pelat lantai	= 42 x 22,5 x 5,16 kN/m ²	= 4876,200 kN
Berat balok induk	= (1,51x 8x 2 + 1,51 x 6,5) 8 + (1,51 x 6 x 7 x 4)	= 525,480 kN
Berat balok anak	= (0,57x 8x 2 + 0,57 x 6,5) 7	= 89,775 kN
Berat kolom	= ((16 x 8,03)+(16 x 9,52)x 3,5	= 982,800 kN
Berat dinding	= (42 x 4 + 22,5 x 5) 3,5 x 2,5	= 3045,000 kN
Beban hidup lantai	= 0,3 x 42 x 22,5 x 2,50 kN/m ²	= <u>708,750 kN</u>
		10049,925 kN

8. Berat Lantai 5=4=3=2

Berat pelat lantai	= 42 x 22,5 x 5,16 kN/m ²	= 4876,200 kN
Berat balok induk	= (1,74x 8x 2 + 1,74 x 6,5) 8 + (1,74 x 6 x 7 x 4)	= 605,520 kN
Berat balok anak	= (0,57x 8x 2 + 0,57 x 6,5) 7	= 89,775 kN
Berat kolom	= ((16 x 9,30)+(16 x 11,67)x 3,5	= 1174,320 kN
Berat dinding	= (42 x 4 + 22,5 x 5) 3,5 x 2,5	= 3045,000 kN
Beban hidup lantai	= 0,3 x 42 x 22,5 x 2,50 kN/m ²	= <u>708,750 kN</u>
		10315,965 kN

9. Berat Lantai 1

Berat pelat lantai	= 42 x 22,5 x 5,16 kN/m ²	= 4876,200 kN
Berat balok induk	= (1,74x 8x 2 + 1,74 x 6,5) 8 + (1,74 x 6 x 7 x 4)	= 605,520 kN
Berat kolom	= ((16 x 9,30)+(16 x 11,67)) x (0,5x3,5 + 0,5 x 4)	= 1258,200 kN
Berat dinding	= (42 x 4 + 22,5 x 5) 3,5 x 2,5	= 3045,000 kN
Beban hidup lantai	= 0,3 x 42 x 22,5 x 2,50 kN/m ²	= <u>708,750 kN</u>
		10479,885 kN

Tabel 6.2.1 Berat tiap lantai struktur portal baja

Tingkat	Berat total tingkat, W_i (kN)
18	4450.235
17	9368.365
16	9489.885
15	9489.885
14	9677.005
13	9677.005
12	9677.005
11	9865.725
10	9994.485
9	9994.485
8	10095.845
7	10095.845
6	10137.245
5	10403.245
4	10403.245
3	10403.245
2	10403.245
1	10480.245
Total, W_t	174106.240

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

1. Waktu Getar Struktur (T)

Dengan rumus empiris, $T_{E,x} = T_{E,y} = 0,085 H^{3/4} = 0,085 \times 63,5^{3/4} = 1,912$ dt.

2. Koefisien Gempa Dasar (C)

$T = 1,912$ dt, struktur berada pada wilayah gempa 2 dan terletak diatas tanah lunak diperoleh $C = 0,049$

3. Faktor Keutamaan (I) dan Faktor Jenis Struktur (K)

I = Faktor Keutamaan = 1,5 (Fasilitas Penting)

K = Faktor Jenis Struktur = 1,0 (Portal Baja Daktail)

4. Gaya Geser Horizontal Total Akibat gempa

$$V_x = V_y = C.I.K.W_T = 0,049 \times 1,5 \times 1,0 \times 174106,240 = 12796,80 \text{ kN}$$

5. Distribusi Gaya Geser Dasar Akibat Gempa

Rasio $H/L_x = 1,51 < 3$ dan $H/L_y = 2,82 < 3$, maka gaya geser dasar horizontal (V_x dan V_y) didistribusikan sepanjang tinggi gedung.

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

Tabel 6.2.2 Distribusi Gaya Geser Dasar Ke Sepanjang Tinggi Gedung

Lantai	h _i (m)	W _i (kN)	W _i ·h _i	F _i (x,y) kN	Tiap Portal (kN)	
					Fix	Fiy
18 (atap)	63.50	4450.235	282589.923	644.698	214.899	92.100
17	60.00	9368.365	562101.900	1282.373	427.458	183.196
16	56.50	9489.885	536178.503	1223.232	407.744	174.747
15	53.00	9489.885	502963.905	1147.457	382.486	163.922
14	49.50	9677.005	479011.748	1092.812	364.271	156.116
13	46.00	9677.005	445142.230	1015.543	338.514	145.078
12	42.50	9677.005	411272.713	938.273	312.758	134.039
11	39.00	9865.725	384763.275	877.795	292.598	125.399
10	35.50	9994.485	354804.218	809.447	269.816	115.635
9	32.00	9994.485	319823.520	729.642	243.214	104.235
8	28.50	10095.845	287731.583	656.428	218.809	93.775
7	25.00	10095.845	252396.125	575.814	191.938	82.259
6	21.50	10137.245	217950.768	497.231	165.744	71.033
5	18.00	10403.245	187258.410	427.209	142.403	61.030
4	14.50	10403.245	150847.053	344.141	114.714	49.163
3	11.00	10403.245	114435.695	261.072	87.024	37.296
2	7.50	10403.245	78024.338	178.004	59.335	25.429
1	4.00	10480.245	41920.980	95.638	31.879	13.663
		174106.240	5609216.883			

6. Kontrol Waktu Getar Struktur Dengan Persamaan Rayleigh

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}}$$

Tabel 6.2.3 Deformasi lateral total akibat beban gempa statik

Tingkat	F _i (kN)	W _i (kN)	d _{iX} (m)	W _i .d _{iX} ²	F _i .d _{iX}	d _{iY} (m)	W _i .d _{iY} ²	F _i .d _{iY}
18	644.698	4450.235	0.2376	251.232	153.180	0.2734	332.644	176.260
17	1282.373	9368.365	0.2332	509.473	299.049	0.2655	660.378	340.470
16	1223.232	9489.885	0.2247	479.145	274.860	0.2540	612.249	310.701
15	1147.457	9489.885	0.2132	431.356	244.638	0.2392	542.979	274.472
14	1092.812	9677.005	0.2008	390.183	219.437	0.2233	482.523	244.025
13	1015.543	9677.005	0.1867	337.310	189.602	0.2071	415.051	210.319
12	938.273	9677.005	0.1710	282.965	160.445	0.1898	348.605	178.084
11	877.795	9865.725	0.1556	238.863	136.585	0.1714	289.835	150.454
10	809.447	9994.485	0.1407	197.856	113.889	0.1539	236.721	124.574
9	729.642	9994.485	0.1265	159.934	92.300	0.1374	188.683	100.253
8	656.428	10095.845	0.1127	128.230	73.979	0.1206	146.838	79.165
7	575.814	10095.845	0.0981	97.158	56.487	0.1037	108.568	59.712
6	497.231	10137.245	0.0829	69.667	41.220	0.0868	76.376	43.160
5	427.209	10403.245	0.0678	47.822	28.965	0.0701	51.122	29.947
4	344.141	10403.245	0.0537	30.000	18.480	0.0537	30.000	18.480
3	261.072	10403.245	0.0394	16.150	10.286	0.0374	14.552	9.764
2	178.004	10403.245	0.0250	6.502	4.450	0.0219	4.990	3.898
1	95.638	10480.245	0.0110	1.268	1.052	0.0085	0.757	0.813
				3675.115	2118.905		4542.872	2354.552

$$T_{RX} = 6,3 \sqrt{\left(\frac{3675,115}{9,81 \times 2118,905} \right)} = 2,649 dt > 1,30 T_{ex}$$

$$T_{RY} = 6,3 \sqrt{\left(\frac{4542,872}{9,81 \times 2354,552} \right)} = 2,794 dt > 1,30 T_{ey}$$

Diperoleh koefisien gempa dasar C baru = 0,045

Perhitungan diulang dari menghitung gaya geser horizontal total, V:

$$V_x = V_y = C.I.K.W_T$$

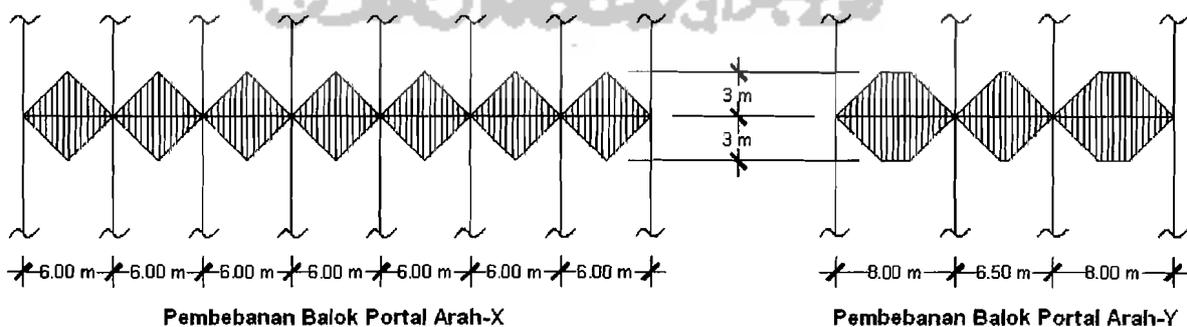
$$= 0,045 \times 1,5 \times 1,0 \times 174106,240 = 11752,2 \text{ Kn}$$

Tabel 6.2.4 Distribusi Gaya Geser Dasar Ke Sepanjang Tinggi Gedung

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi	Fi (x,y) kN	Tiap Portal (kN)	
					Fi,x	Fi,y
18 (atap)	63.50	4450.235	282589.923	592.069	197.356	84.581
17	60.00	9368.365	562101.900	1177.690	392.563	168.241
16	56.50	9489.885	536178.503	1123.376	374.459	160.482
15	53.00	9489.885	502963.905	1053.787	351.262	150.541
14	49.50	9677.005	479011.748	1003.603	334.534	143.372
13	46.00	9677.005	445142.230	932.641	310.880	133.234
12	42.50	9677.005	411272.713	861.680	287.227	123.097
11	39.00	9865.725	384763.275	806.138	268.713	115.163
10	35.50	9994.485	354804.218	743.369	247.790	106.196
9	32.00	9994.485	319823.520	670.079	223.360	95.726
8	28.50	10095.845	287731.583	602.842	200.947	86.120
7	25.00	10095.845	252396.125	528.809	176.270	75.544
6	21.50	10137.245	217950.768	456.640	152.213	65.234
5	18.00	10403.245	187258.410	392.335	130.778	56.048
4	14.50	10403.245	150847.053	316.048	105.349	45.150
3	11.00	10403.245	114435.695	239.760	79.920	34.251
2	7.50	10403.245	78024.338	163.473	54.491	23.353
1	4.00	10480.245	41920.980	87.831	29.277	12.547
		174106.240	5609216.883			

6.2.4 Perhitungan Beban Gravitasi

Beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja secara merata pada elemen balok portal.



Gambar 6-4 Beban Trapezoidal dan Segitiga yang bekerja pada balok

1. *Pembebanan Balok Arah-X*

Balok Portal Eksterior :

$$\text{Balok Atap : Beban mati segitiga} = 3,78 \times 1,50 = 5,670 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup segitiga} = 1,20 \times 1,50 = 1,800 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Balok Lantai : Beban mati segitiga} = 5,16 \times 1,50 = 7,740 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup segitiga} = 2,50 \times 1,50 = 3,750 \text{ kN/m}^2$$

Balok Portal Interior :

$$\text{Balok Atap : Beban mati segitiga} = 3,78 \times 1,50 \times 2 = 11,340 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup segitiga} = 1,20 \times 1,50 \times 2 = 3,600 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Balok Lantai : Beban mati segitiga} = 5,16 \times 1,50 \times 2 = 15,480 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup segitiga} = 2,50 \times 1,50 \times 2 = 7,500 \text{ kN/m}^2$$

2. *Pembebanan Balok arah-Y*

Balok Portal Eksterior :

$$\text{Balok Atap : Beban mati trapezoidal} = 3,78 \times 1,50 = 5,670 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup trapezoidal} = 1,20 \times 1,50 = 1,800 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Balok Lantai : Beban mati trapezoidal} = 5,16 \times 1,50 = 7,740 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup trapezoidal} = 2,50 \times 1,50 = 3,750 \text{ kN/m}^2$$

Balok Portal Interior dan Balok Anak :

$$\text{Balok Atap : Beban mati trapezoidal} = 3,78 \times 1,50 \times 2 = 11,340 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup trapezoidal} = 1,20 \times 1,50 \times 2 = 3,600 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Balok Lantai : Beban mati trapezoidal} = 5,16 \times 1,50 \times 2 = 15,480 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup trapezoidal} = 2,50 \times 1,50 \times 2 = 7,500 \text{ kN/m}^2$$

3. Berat Sendiri Balok

Berat sendiri elemen balok per meter panjang dapat dilihat pada lampiran.

4. Berat tembok pasangan bata ½ batu

$$\text{Berat tembok} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 3,5 \text{ m} = 8,75 \text{ kN/m}^2$$

6.3 Analisa Struktur dan Gaya-Gaya Dalam Elemen Portal

Struktur dianalisis menggunakan program bantu komputer analisa struktur dengan anggapan setiap komponen struktur dianggap tetap dalam keadaan elastis pada setiap kondisi beban terfaktor. Tiap lantai struktur diasumsikan mempunyai kekakuan yang cukup sehingga dapat diasumsikan sebagai *rigid diafragma*, sehingga besarnya simpangan yang terjadi pada tiap portal mempunyai nilai yang sama. Bentuk struktur dianggap kaku (*rigid*) dan sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen yang disambung. Dalam analisa struktur ini perlu dikontrol simpangan antar tingkat yang terjadi akibat beban gempa statik agar tidak melebihi ketentuan yang disyaratkan ($0,005h$ atau maksimum 20 mm). Tabel 6.3.1 memperlihatkan besarnya simpangan antar tingkat yang terjadi.

Gaya-gaya dalam portal diolah menggunakan program bantu pengolahan data, Hasil pengolahan gaya-gaya dalam portal disajikan dalam bentuk tabel pada lampiran B.

Tabel 6.3.1 Simpangan dan interstory drift

Tingkat	Simpangan (m)		Interstory Drift	
	Arah-X	Arah-Y	Arah-X	Arah-Y
18	0.2376	0.2511	0.0013	0.0021
17	0.2332	0.2439	0.0024	0.0031
16	0.2247	0.2332	0.0033	0.0039
15	0.2132	0.2197	0.0035	0.0042
14	0.2008	0.205	0.0040	0.0042
13	0.1867	0.1902	0.0045	0.0045
12	0.1710	0.1743	0.0044	0.0048
11	0.1556	0.1574	0.0043	0.0046
10	0.1407	0.1413	0.0041	0.0043
9	0.1265	0.1261	0.0039	0.0044
8	0.1127	0.1108	0.0042	0.0045
7	0.0981	0.0952	0.0043	0.0044
6	0.0829	0.0797	0.0043	0.0044
5	0.0678	0.0644	0.0040	0.0043
4	0.0537	0.0493	0.0041	0.0043
3	0.0394	0.0344	0.0041	0.0041
2	0.0250	0.0201	0.0040	0.0035
1	0.0110	0.0078	0.0028	0.0020

6.4 Perencanaan Balok Portal

6.4.1 Momen Rencana Balok, $M_{u,b}$.

Balok portal direncanakan terhadap momen lentur dan geser, momen rencana balok ($M_{u,b}$) dihitung berdasarkan kombinasi pembebanan maksimum :

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

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

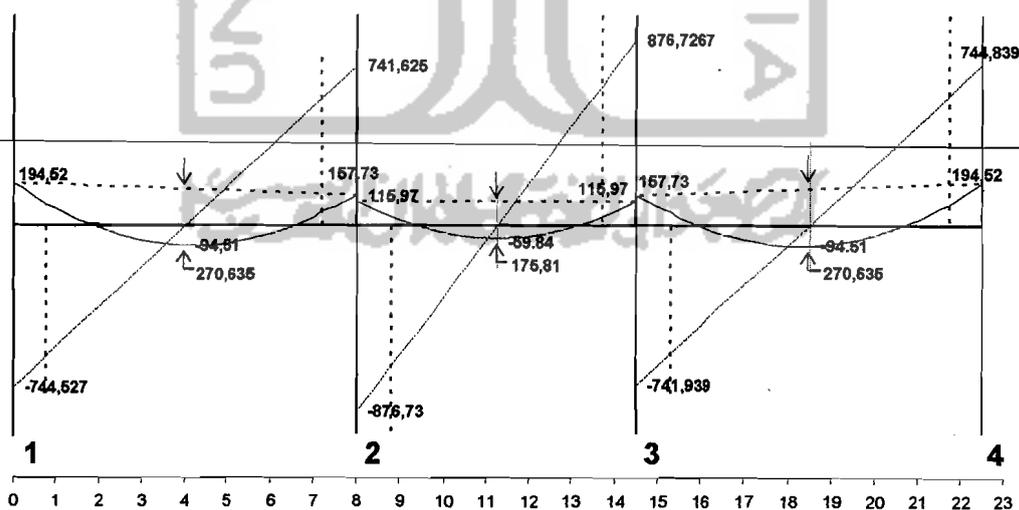
$$M_{u,b} = 0,9M_D \pm M_E$$

6.4.2 Redistribusi Momen Balok

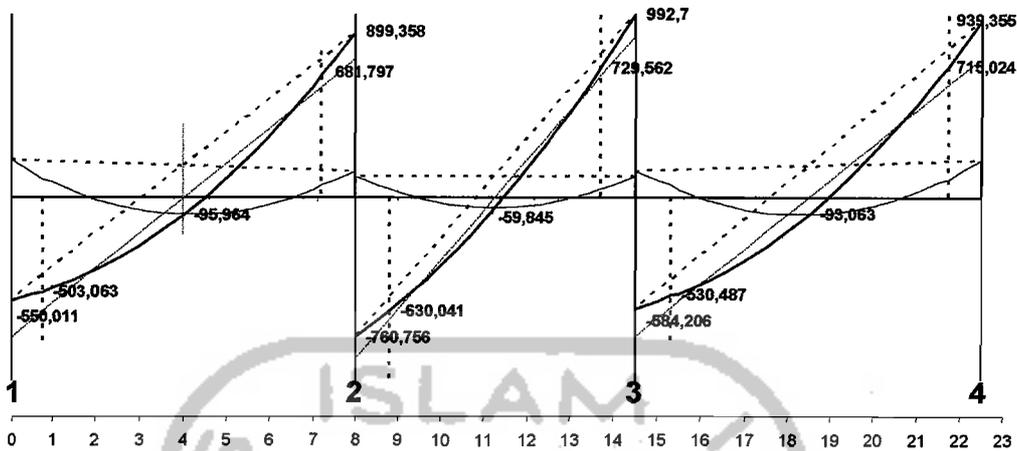
Redistribusi momen dimaksudkan sebagai perimbangan momen negatif dan positif pada balok sehingga diperoleh disain elemen balok yang ekonomis. Besarnya prosentase distribusi momen dilakukan dengan cara coba-coba sampai diperoleh hasil momen negatif dan positif maksimum di lokasi sendi plastis mempunyai nilai yang hampir sama $\{(M^{(+)} / M^{(-)}) \approx 1\}$, dan prosentase distribusinya tidak boleh lebih dari 30%. Hasil kombinasi pembebanan maksimum momen balok portal Y-B ditunjukkan pada lampiran tabel 6.4.1.

Contoh perhitungan redistribusi momen balok :

Diambil contoh balok lantai 4 portal Y-B, profil balok analisis digunakan WF600.300.14.23, profil kolom tepi (1 dan 4) menggunakan HP508.462.75.75, profil kolom tengah (2 dan 3) menggunakan HP608.472.85.125.



(a) Superposisi Momen Gravitasi (M_G) dan Gempa (M_E)

(b) Kombinasi Maksimum $M_G + M_E$

Gambar 6-5 Diagram Momen Pada Balok

$$\begin{aligned}\sum M_{bi} &= M_{12} + M_{21} + M_{23} + M_{32} + M_{34} + M_{43} \\ &= 550,011 + 899,358 + 760,756 + 992,70 + 584,206 + 939,355 \\ &= 4672,669 \text{ kNm}\end{aligned}$$

a) Balok 1-2 (B7)

Asumsikan lokasi sendi plastis pada kedua ujung balok balok dengan persamaan berikut, $X = 0,5 dk + A + 1/3 db$.

$$\text{Sendi plastis kiri balok (Xi)} = 0,5 \cdot 508 + 300 + 1/3 \cdot 594 = 732 \text{ mm}$$

$$\text{Sendi plastis kanan balok (Xa)} = 0,5 \cdot 608 + 300 + 1/3 \cdot 594 = 802 \text{ mm}$$

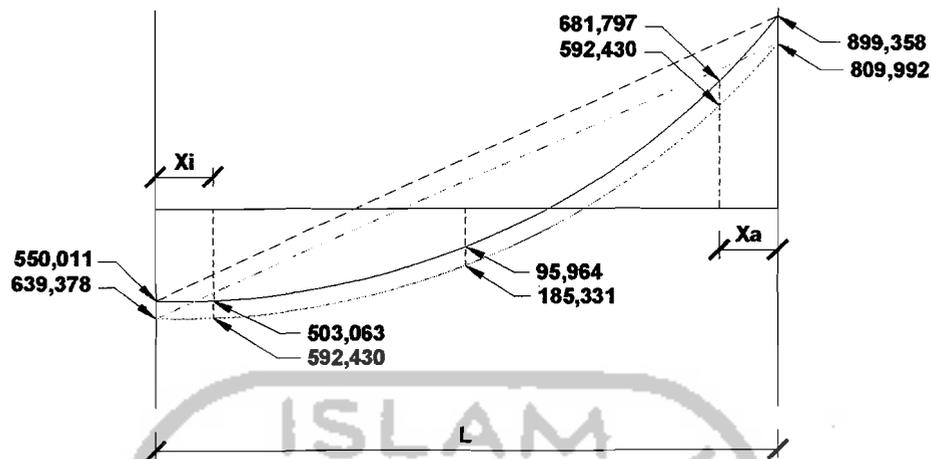
$$\text{Diambil } \Delta M_1 = 9,94 \% \times 899,358 = 89,396 \text{ kNm, dan } \Delta M_2 = \Delta M_1$$

$$M_{12}' = M_{12} + \Delta M_1 = 550,011 + 89,396 = 639,378 \text{ kNm}$$

$$M_{21}' = M_{21} - \Delta M_2 = 899,358 - 89,396 = 809,992 \text{ kNm}$$

$$M_{(L,1)'} = M_{(L,1)} + \Delta M_1 = 95,964 + 89,396 = 185,331 \text{ kNm}$$

Representasi hasil perhitungan diatas ditunjukkan pada gambar 6-6.



Gambar 6-6 Hasil Redistribusi momen balok B4 lantai-4.

Sehingga untuk B7 (1-2) momen rencana pada sendi plastis ujung kiri, $M_{u,b\ pi} = 592,430$ kNm dan pada sendi plastis ujung kanan, $M_{u,b\ pa} = 592,430$ kNm.

Untuk perencanaan balok B4 lantai-4 digunakan $M_{u,b} = 592,430$ kNm.

b) Balok 2-3 (B8)

Asumsikan lokasi sendi plastis pada kedua ujung balok balok dengan persamaan berikut, $X = 0,5 dk + A + 1/3 db$.

$$\text{Sendi plastis kiri balok (Xi)} = 0,5 \cdot 608 + 300 + 1/3 \cdot 594 = 802 \text{ mm}$$

$$\text{Sendi plastis kanan balok (Xa)} = 0,5 \cdot 608 + 300 + 1/3 \cdot 594 = 802 \text{ mm}$$

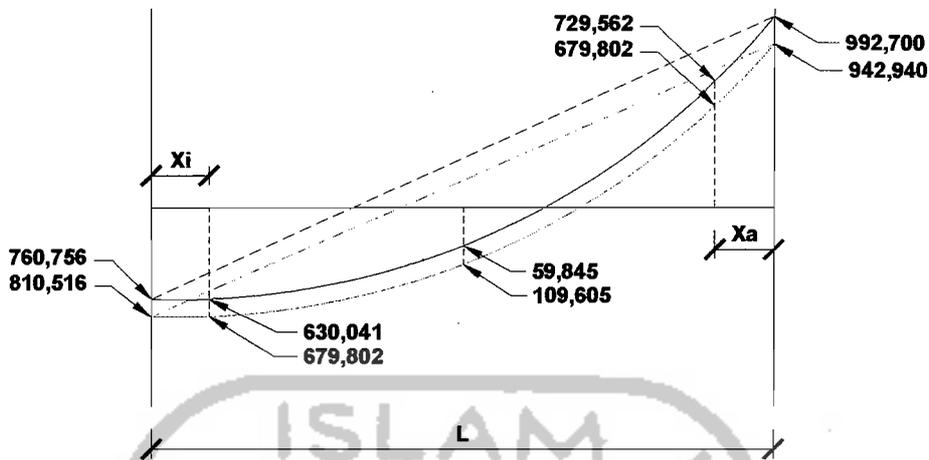
Diambil $\Delta M_3 = 5,01 \% \times 992,7 = 49,734$ kNm, dan $\Delta M_4 = \Delta M_3$

$$M_{23}' = M_{23} + \Delta M_3 = 760,756 + 49,734 = 810,516 \text{ kNm}$$

$$M_{32}' = M_{32} - \Delta M_4 = 992,7 - 49,734 = 942,940 \text{ kNm}$$

$$M_{(L,2)'} = M_{(L,2)} + \Delta M_3 = 59,845 + 49,734 = 109,605 \text{ kNm}$$

Representasi hasil perhitungan diatas ditunjukkan pada gambar 6-7.



Gambar 6-7 Hasil Redistribusi momen balok B5 lantai-4.

Sehingga untuk B8 (2-3) momen rencana pada sendi plastis ujung kiri, $M_{u,b\ pi} = 679,802$ kNm dan pada sendi plastis ujung kanan, $M_{u,b\ pa} = 679,802$ kNm.

Untuk perencanaan balok B5 lantai-4 digunakan $M_{u,b} = 679,802$ kNm.

c) Balok 3-4 (B9)

Asumsikan lokasi sendi plastis pada kedua ujung balok balok dengan persamaan berikut, $X = 0,5 dk + A + 1/3 db$.

$$\text{Sendi plastis kiri balok (Xi)} = 0,5 \cdot 608 + 300 + 1/3 \cdot 594 = 802 \text{ mm}$$

$$\text{Sendi plastis kanan balok (Xa)} = 0,5 \cdot 608 + 300 + 1/3 \cdot 594 = 732 \text{ mm}$$

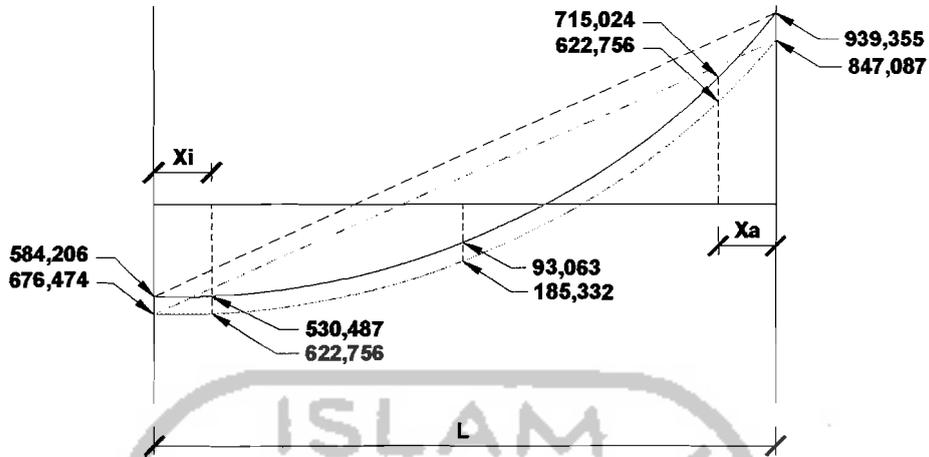
Diambil $\Delta M_5 = 9,82 \% \times 939,355 = 92,245$ kNm, dan $\Delta M_6 = \Delta M_5$

$$M_{34}' = M_{34} + \Delta M_5 = 584,206 + 92,245 = 676,474 \text{ kNm}$$

$$M_{43}' = M_{43} - \Delta M_6 = 939,355 - 92,245 = 847,087 \text{ kNm}$$

$$M_{(L,3)'} = M_{(L,3)} + \Delta M_5 = 93,063 + 92,245 = 185,332 \text{ kNm}$$

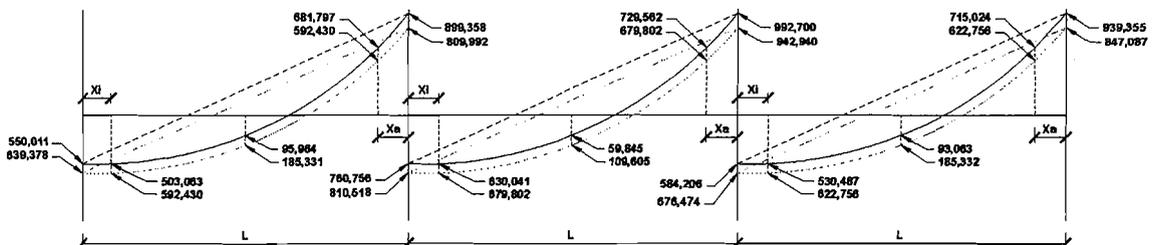
Representasi hasil perhitungan diatas ditunjukkan pada gambar 6-8.



Gambar 6-8 Hasil Redistribusi momen balok B6 lantai-4. Sehingga untuk B6 (3-4) momen rencana pada sendi plastis ujung kiri, $M_{u,b\ pi} = 622,756$ kNm dan pada sendi plastis ujung kanan, $M_{u,b\ pa} = 622,756$ kNm. Untuk perencanaan balok B9 lantai-4 digunakan $M_{u,b} = 622,756$ kNm.

Kontrol Redistribusi momen terhadap jumlah total momen tumpuan awal, dimana sigma momen sebelum dan sesudah didistribusi nilainya tetap ($\sum M_{bi} = \sum M_{bi}'$)

$$\begin{aligned} \sum M_{bi}' &= M_{12}' + M_{21}' + M_{23}' + M_{32}' + M_{34}' + M_{43}' \\ &= 639,378 + 809,992 + 810,516 + 942,940 + 622,756 + 847,087 \\ &= 4672,669 \text{ kNm} = \sum M_{bi} \end{aligned}$$



Gambar 6-9 Momen balok lantai-4 sebelum dan sesudah Redistribusi

Untuk selanjutnya perhitungan redistribusi momen disajikan dalam lampiran tabel B-2. Tabel 6.4.1 sampai tabel 6.4.3 merupakan rekapitulasi perhitungan redistribusi momen balok.

Tabel 6.4.1 ReDistribusi Momen Balok Tepi (B7)

Tingkat	Profil Balok	% Re Dist	Kiri Balok, M ⁽⁺⁾				Kanan Balok, M ⁽⁻⁾			
			Tump ki		Sendi Plastis (Xi)		Tump ka		Sendi Plastis (Xa)	
			Awal	ReDist	Awal	ReDist	Awal	ReDist	Awal	ReDist
1	WF600.300.14.23	12.82	340.481	428.556	332.007	420.082	-687.242	-599.166	-508.157	-420.082
2	WF600.300.14.23	10.68	488.539	578.063	452.781	542.304	-838.198	-748.675	-631.828	-542.304
3	WF600.300.14.23	10.00	541.741	630.789	496.360	585.408	-890.451	-801.403	-674.456	-585.408
4	WF600.300.14.23	9.94	550.011	639.378	503.063	592.430	-899.358	-809.992	-681.797	-592.430
5	WF600.300.14.23	9.92	544.168	632.588	498.458	586.878	-891.619	-803.199	-675.298	-586.878
6	WF600.300.14.23	9.77	537.221	623.161	493.231	579.171	-879.711	-793.772	-665.110	-579.171
7	WF600.300.12.20	11.05	447.449	534.894	418.971	506.416	-791.490	-704.045	-593.861	-506.416
8	WF600.300.12.20	11.18	431.824	518.409	406.354	492.939	-774.143	-687.558	-579.524	-492.939
9	WF600.300.12.20	11.43	409.225	494.957	388.034	473.766	-749.837	-664.104	-559.499	-473.766
10	WF600.300.12.20	11.47	406.445	492.088	385.778	471.422	-746.881	-661.237	-557.065	-471.422
11	WF500.300.11.18	16.55	219.903	313.127	231.779	325.003	-563.239	-470.015	-418.228	-325.003
12	WF500.300.11.18	16.60	211.871	303.507	225.383	317.019	-552.032	-460.395	-408.656	-317.019
13	WF500.300.11.18	17.86	175.779	268.200	195.293	287.714	-517.509	-425.088	-380.135	-287.714
14	WF500.300.11.18	18.76	148.152	239.779	172.498	264.125	-488.292	-396.665	-355.752	-264.125
15	WF450.200.9.14	20.80	-11.678	56.706	36.926	105.310	-328.823	-260.439	-227.889	-159.505
16	WF450.200.9.14	18.91	-38.157	18.961	14.841	71.959	-302.048	-244.929	-205.506	-148.387
17	WF450.200.9.14	14.33	-86.479	-50.278	-25.421	10.779	-252.676	-216.475	-164.195	-127.995
18	WF450.200.9.14	15.47	-31.564	-11.887	-4.734	14.943	-127.202	-107.525	-84.593	-64.916

Tabel 6.4.2 ReDistribusi Momen Balok Tengah (B8)

Tingkat	Profil Balok	% Re Dist	Kiri Balok, M ⁽⁺⁾				Kanan Balok, M ⁽⁻⁾			
			Tump ki		Sendi Plastis (Xi)		Tump ka		Sendi Plastis (Xa)	
			Awal	ReDist	Awal	ReDist	Awal	ReDist	Awal	ReDist
1	WF600.300.14.23	6.98	487.785	538.132	418.251	468.599	-720.902	-670.555	-518.946	-468.599
2	WF600.300.14.23	5.49	676.002	725.849	564.305	614.151	-908.118	-858.271	-663.998	-614.151
3	WF600.300.14.23	5.11	743.590	793.469	616.704	666.584	-975.771	-925.892	-716.463	-666.584
4	WF600.300.14.23	5.01	760.756	810.516	630.041	679.802	-992.700	-942.940	-729.562	-679.802
5	WF600.300.14.23	5.04	755.333	805.130	625.828	675.625	-987.350	-937.553	-725.422	-675.625
6	WF600.300.14.23	5.10	743.963	793.778	617.006	666.821	-976.012	-926.197	-716.636	-666.821
7	WF600.300.12.20	5.62	646.655	695.957	541.221	590.523	-876.519	-827.217	-639.825	-590.523
8	WF600.300.12.20	5.73	629.925	679.163	528.265	577.503	-859.665	-810.427	-626.741	-577.503
9	WF600.300.12.20	5.89	606.050	655.277	509.753	558.980	-835.763	-786.536	-608.207	-558.980
10	WF600.300.12.20	5.85	607.929	656.863	511.276	560.211	-837.058	-788.124	-609.145	-560.211
11	WF500.300.11.18	8.69	382.723	435.797	339.726	392.800	-610.740	-557.665	-445.875	-392.800
12	WF500.300.11.18	8.88	369.891	422.960	329.579	382.648	-597.897	-544.828	-435.717	-382.648
13	WF500.300.11.18	9.44	333.670	386.680	300.949	353.959	-561.557	-508.548	-406.968	-353.959
14	WF500.300.11.18	10.03	299.618	352.496	274.050	326.928	-527.241	-474.364	-379.805	-326.928
15	WF450.200.9.14	16.59	100.293	154.048	115.295	169.050	-323.963	-270.208	-222.805	-169.050
16	WF450.200.9.14	-1.40	68.446	64.351	89.926	85.831	-291.994	-296.089	-197.316	-201.411
17	WF450.200.9.14	19.96	9.142	55.734	42.590	89.181	-233.445	-186.853	-150.734	-104.142
18	WF450.200.9.14	19.70	25.504	51.116	36.361	61.974	-130.030	-104.417	-87.587	-61.974

Tabel 6.4.3 ReDistribusi Momen Balok Tepi (B9)

Tingkat	Profil Balok	% Re Dist	Kiri Balok, M ^(*)				Kanan Balok, M ^(*)			
			Tump ki		Sendi Plastis (Xi)		Tump ka		Sendi Plastis (Xa)	
			Awal	ReDist	Awal	ReDist	Awal	ReDist	Awal	ReDist
1	WF600.300.14.23	13.25	338.958	430.842	330.067	421.950	-693.337	-601.453	330.067	421.950
2	WF600.300.14.23	10.78	503.131	595.673	464.157	556.699	-858.826	-766.284	464.157	556.699
3	WF600.300.14.23	10.04	565.376	657.785	515.069	607.477	-920.805	-828.397	515.069	607.477
4	WF600.300.14.23	9.82	584.206	676.474	530.487	622.756	-939.355	-847.087	530.487	622.756
5	WF600.300.14.23	9.85	585.193	677.961	531.203	623.971	-941.342	-848.574	531.203	623.971
6	WF600.300.14.23	9.98	586.055	680.403	531.618	625.966	-945.362	-851.013	531.618	625.966
7	WF600.300.12.20	10.78	503.507	595.940	463.888	556.321	-857.523	-765.090	463.888	556.321
8	WF600.300.12.20	10.93	495.516	588.474	457.259	550.217	-850.581	-757.623	457.259	550.217
9	WF600.300.12.20	11.13	482.569	575.836	446.618	539.885	-838.250	-744.983	446.618	539.885
10	WF600.300.12.20	11.06	489.636	583.148	452.352	545.863	-845.807	-752.296	452.352	545.863
11	WF500.300.11.18	15.41	277.906	374.744	279.309	376.147	-628.471	-531.632	279.309	376.147
12	WF500.300.11.18	15.61	271.770	369.039	274.141	371.411	-623.196	-525.927	274.141	371.411
13	WF500.300.11.18	16.30	243.636	340.459	250.866	347.689	-594.170	-497.347	250.866	347.689
14	WF500.300.11.18	17.07	217.769	314.864	229.349	326.445	-568.846	-471.751	229.349	326.445
15	WF450.200.9.14	26.15	26.777	123.471	68.837	165.530	-369.703	-273.010	68.837	165.530
16	WF450.200.9.14	21.89	0.840	76.042	47.195	122.397	-343.586	-268.385	47.195	122.397
17	WF450.200.9.14	18.49	-47.260	7.222	7.105	61.586	-294.584	-240.103	7.105	61.586
18	WF450.200.9.14	22.68	7.084	45.554	27.226	65.696	-169.599	-131.129	27.226	65.696

6.4.3 Kuat Lentur Nominal Elemen Balok Portal

Berdasarkan momen rencana pada lokasi sendi plastis langkah selanjutnya adalah kontrol kapasitas lentur nominal tiap elemen balok.

Contoh perhitungan kuat lentur nominal balok portal

Diketahui momen rencana akibat beban terfaktor yang bekerja pada balok B9

lantai-5 portal Y-B, $M_{u,b} = 623,971 \text{ kN.m}$

Bentang balok as-as kolom (L) 8m, bentang bersih (Ln) 7,43 m, pada pertengahan bentang balok terdapat pertambahan lateral, balok direncanakan menggunakan baja lunak A₃₆ (BJ41).

Digunakan profil untuk disain WF 600.300.14.23

$$\begin{array}{llll}
 \text{Data profil : } A = 22240 \text{ mm}^2 & I_x = 137000.10^4 \text{ mm}^4 & I_y = 10600.10^4 \text{ mm}^4 & \\
 d = 594 \text{ mm} & S_x = 4612,795.10^3 \text{ mm}^3 & S_y = 7019,867.10^3 \text{ mm}^3 & \\
 t_w = 14 \text{ mm} & Z_x = 4620.10^3 \text{ mm}^3 & Z_y = 701.10^3 \text{ mm}^3 & \\
 bf = 302 \text{ mm} & E_s = 200000 \text{ MPa} & f_r = 70 \text{ MPa} & \\
 t_f = 23 \text{ mm} & f_y = 250 \text{ MPa} & f_u = 410 \text{ MPa} & \\
 r_x = 248 \text{ mm} & G = 77000 \text{ MPa} & & \\
 r_y = 69 \text{ mm} & J = 2992934,667 \text{ mm}^3 & C_w = 16877027,970 \text{ cm}^6 &
 \end{array}$$

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

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{b}{t} = \frac{151}{23} = 6,565 \leq \lambda_{ps} = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,538 \text{ (kriteria Gempa)}$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{538}{14} = 38,429 \leq \lambda_{pb} = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,253$$

Maka profil WF600.300.14.23 adalah profil kompak dan memenuhi persyaratan profil untuk disain di daerah rawan gempa (kapasitas rotasi profil > 9)

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk lokal, $\Phi M_{n,tl}$

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

$$\begin{aligned}
 \Phi M_p &= 0,9 \cdot Z_x \cdot f_y \\
 &= 0,9 \cdot 4620 \cdot 10^3 \cdot 250 \\
 &= 1039,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \\
 &= 1039,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Pada perencanaan balok SRPMK, disyaratkan jarak maksimum pengekang lateral pada balok sebesar;

$$L_{\max} = \frac{17500 r_y}{f_y} = \frac{17500 \cdot 69}{250} = 4830 \text{ mm}$$

Jarak pertambahan lateral, $L_b = 0,5 \times 8000 = 4000 \text{ mm} < L_{\max}$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 r_y \sqrt{E/f_y} = 1,76 \cdot 69 \sqrt{200000/250} \\
 &= 3455 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

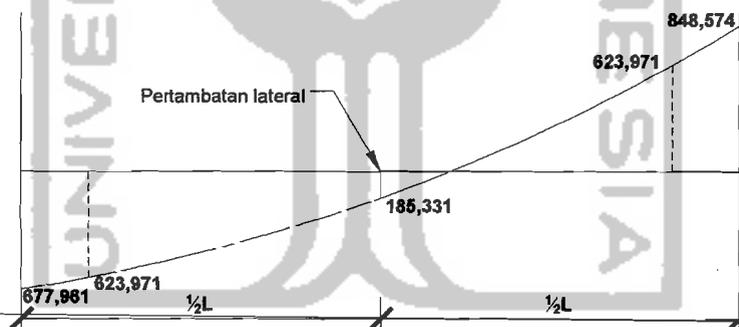
$$\begin{aligned}
 L_r &= \frac{r_y \cdot X_1}{f_t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_t^2}} \\
 &= \frac{69.15410,86}{(250 - 70)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,000255154(250 - 70)^2}} \\
 &= 11880 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{4612,795 \cdot 10^3} \sqrt{\frac{200000 \cdot 77000 \cdot 2992934,667 \cdot 22240}{2}} \\
 &= 15410,86 \quad \text{MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_2 &= 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \frac{16877027,97 \cdot 10^6}{10600 \cdot 10^4} \left(\frac{4612,795 \cdot 10^3}{77000 \cdot 2992934,667} \right)^2 \\
 &= 0,000255154 \quad /\text{MPa}^2
 \end{aligned}$$

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

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



$$\begin{aligned}
 C_b &= 1,75 + 1,05(M_1/M_2) + 0,3(M_1/M_2)^2 \leq 2,3 \\
 &= 1,75 + 1,05(185,331/-848,574) + 0,3(185,331/-848,574)^2 = 1,53
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= S_x (f_y - f_r) \\
 &= 4612,795 \cdot 10^3 (250 - 70) \\
 &= 830303100 \quad \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_{n,tpl} = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(L - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$$

$$= 1,53 \left[250.4620.10^3 - (250.4620.10^3 - 830303100) \frac{(3715 - 3455)}{(11880 - 3455)} \right] \cdot 10^{-6}$$

$$= 1622,787 \text{ kNm} > M_p = 250.4620.10^3 \cdot 10^{-6} = 1155 \text{ kNm}$$

Karena $M_{n,tpl} > M_p$, maka :

$$\Phi M_{n,tpl} = \Phi M_p$$

$$= 0,9 \cdot 250.4620.10^3 \cdot 10^{-6}$$

$$= 1039,5 \text{ kNm}$$

Kontrol rasio tegangan yang terjadi

$$\frac{M_{u,b}}{\Phi M_n} = \frac{623,971}{1039,5} = 0,600 < 1,0$$

Untuk selanjutnya perhitungan kuat momen nominal balok disajikan dalam lampiran tabel B-3. Tabel 6.4.4 sampai tabel 6.4.6 merupakan tabel rekapitulasi momen rencana balok di sendi plastis dan kapasitas nominal balok.

Tabel 6.4.4 Tabel $M_{u,b}$ Balok Tepi (B7), dan Momen Nominal Balok, M_n .

Tingkat	Profil Balok	$M_{u,b}$	ΦM_n	Rasio
1	WF600.300.14.23	420.347	1039.5	0.404
2	WF600.300.14.23	544.590	1039.5	0.524
3	WF600.300.14.23	588.919	1039.5	0.567
4	WF600.300.14.23	597.264	1039.5	0.575
5	WF600.300.14.23	592.793	1039.5	0.570
6	WF600.300.14.23	586.634	1039.5	0.564
7	WF600.300.12.20	514.375	904.5	0.569
8	WF600.300.12.20	502.076	904.5	0.555
9	WF600.300.12.20	484.314	904.5	0.535
10	WF600.300.12.20	483.303	904.5	0.534
11	WF500.300.11.18	333.161	654.75	0.509
12	WF500.300.11.18	325.693	654.75	0.497
13	WF500.300.11.18	297.285	654.75	0.454
14	WF500.300.11.18	274.073	654.75	0.419
15	WF450.200.9.14	159.505	335.25	0.476
16	WF450.200.9.14	148.387	335.25	0.443
17	WF450.200.9.14	127.995	335.25	0.382
18	WF450.200.9.14	64.916	335.25	0.194

Tabel 6.4.5 Tabel Mu,b Balok Tengah (B8), dan Momen Nominal Balok, Mn.

Tingkat	Profil Balok	Mu,b	ϕM_n	Rasio
1	WF600.300.14.23	468.599	1039.5	0.451
2	WF600.300.14.23	614.151	1039.5	0.591
3	WF600.300.14.23	666.584	1039.5	0.641
4	WF600.300.14.23	679.802	1039.5	0.654
5	WF600.300.14.23	675.625	1039.5	0.650
6	WF600.300.14.23	666.821	1039.5	0.641
7	WF600.300.12.20	590.523	904.5	0.653
8	WF600.300.12.20	577.503	904.5	0.638
9	WF600.300.12.20	558.980	904.5	0.618
10	WF600.300.12.20	560.211	904.5	0.619
11	WF500.300.11.18	392.800	654.75	0.600
12	WF500.300.11.18	382.648	654.75	0.584
13	WF500.300.11.18	353.959	654.75	0.541
14	WF500.300.11.18	326.928	654.75	0.499
15	WF450.200.9.14	169.050	335.25	0.504
16	WF450.200.9.14	108.075	335.25	0.322
17	WF450.200.9.14	104.142	335.25	0.311
18	WF450.200.9.14	61.974	335.25	0.185

Tabel 6.4.6 Tabel Mu,b Balok Tepi (B9), dan Momen Nominal Balok, Mn.

Tingkat	Profil Balok	Mu,b	ϕM_n	Rasio
1	WF600.300.14.23	421.950	1039.5	0.406
2	WF600.300.14.23	556.699	1039.5	0.536
3	WF600.300.14.23	607.477	1039.5	0.584
4	WF600.300.14.23	622.756	1039.5	0.599
5	WF600.300.14.23	623.971	1039.5	0.600
6	WF600.300.14.23	625.966	1039.5	0.602
7	WF600.300.12.20	556.321	904.5	0.615
8	WF600.300.12.20	550.217	904.5	0.608
9	WF600.300.12.20	539.885	904.5	0.597
10	WF600.300.12.20	545.863	904.5	0.603
11	WF500.300.11.18	376.147	654.75	0.574
12	WF500.300.11.18	371.411	654.75	0.567
13	WF500.300.11.18	347.689	654.75	0.531
14	WF500.300.11.18	326.445	654.75	0.499
15	WF450.200.9.14	186.602	335.25	0.557
16	WF450.200.9.14	165.200	335.25	0.493
17	WF450.200.9.14	144.930	335.25	0.432
18	WF450.200.9.14	81.834	335.25	0.244

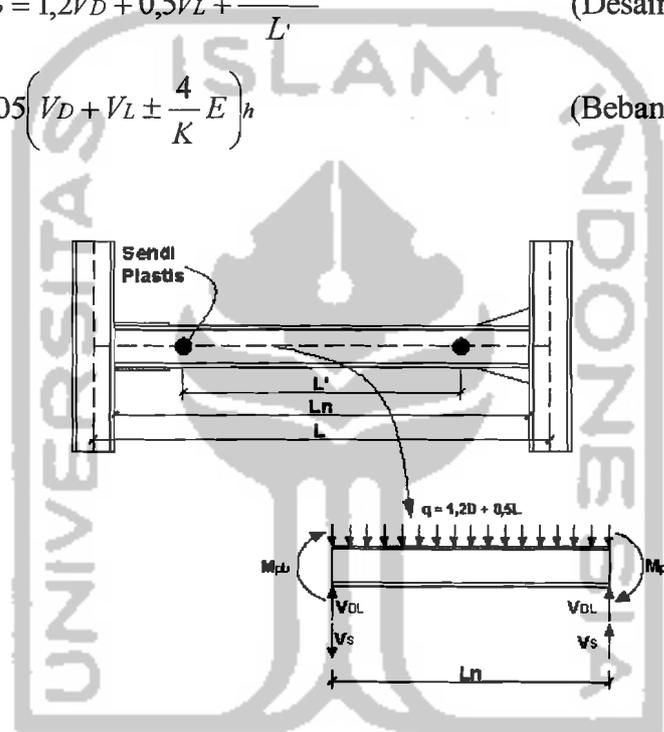
6.4.4 Gaya Geser Rencana Balok

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

Gaya geser balok dihitung berdasarkan nilai minimum dari :

$$V_u = V_p = 1,2V_D + 0,5V_L + \frac{2 \cdot M_{pb}}{L'} \quad (\text{Desain Kapasitas})$$

$$V_u = 1,05 \left(V_D + V_L \pm \frac{4}{K} E \right) h \quad (\text{Beban Terfaktor})$$



Contoh perhitungan gaya geser balok:

Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok B9 lantai-5 portal Y-B;

$$V_D = 77,52 \text{ kN}$$

$$V_L = 21,97 \text{ kN}$$

$$V_E = 185,20 \text{ kN}$$

Jarak sendi plastis, $X_i = 0,75 \text{ m}$; $X_a = 0,71 \text{ m}$

Jarak antara sendi plastis, $L' = 8 - 0,75 - 0,71 = 6,54 \text{ m}$.

$$V_u = V_p = 1,2 \times 77,52 + 0,5 \times 21,97 + \frac{2 \times 1,2 \times 1155}{6,54} = 527,862 \text{ kN}$$

$$V_u = 1,05 \left(77,52 + 21,97 + \frac{4}{K} \times 185,20 \right) = 882,3045 \text{ kN}$$

Gaya geser rencana balok, $V_{u,b} = 527,862 \text{ kN}$

Perhitungan gaya geser balok selengkapnya dapat dilihat pada lampiran B-5.

6.4.5 Kuat Geser nominal balok (V_n) portal

Contoh perhitungan kuat geser balok:

Diketahui gaya geser yang bekerja pada balok B9 lantai-5 portal Y-B, $V_{u,b} = 673,618 \text{ kN}$, profil yang dipergunakan WF600.300.14.23.

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

$$\frac{h}{t_w} = \frac{594}{14} = 42,428 < 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69,296$$

Maka kuat geser nominal balok V_n , dihitung berdasarkan persamaan (3.6-29).

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 250 \cdot 594 \cdot 14 \\ &= 1122660 \text{ N} \\ &= 1122,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rasio tegangan yang terjadi

$$\frac{V_{u,b}}{\Phi V_n} = \frac{527,862}{1122,66} = 0,47 < 1,0$$

Untuk perhitungan perencanaan balok selanjutnya disajikan dalam tabel perhitungan lampiran B-6. Tabel 6.4.7 sampai 6.4.8 merupakan rekapitulasi gaya geser rencana balok dan kuat geser nominal balok.

Tabel 6.4.7 Tabel V_u, b dan Kuat Geser Nominal Balok, V_n Balok Tepi (B7)

Tingkat	Profil Balok	V_u Rencana	ΦV_n	Ratio
1	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.419
2	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.519
3	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.555
4	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.565
5	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.564
6	WF600.300.14.23	1069.200	962.280	0.657
7	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.600
8	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.592
9	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.580
10	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.583
11	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.569
12	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.562
13	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.532
14	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.507
15	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.443
16	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.409
17	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.345
18	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.193

Tabel 6.4.8 Tabel V_u, b dan Kuat Geser Nominal Balok, V_n Balok Tengah (B8)

Tingkat	Profil Balok	V_u Rencana	ΦV_n	Ratio
1	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.538
2	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.682
3	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.734
4	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.747
5	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.743
6	WF600.300.14.23	1069.200	962.280	0.857
7	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.776
8	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.761
9	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.739
10	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.740
11	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.705
12	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.690
13	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.647
14	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.606
15	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.495
16	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.444
17	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.349
18	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.198

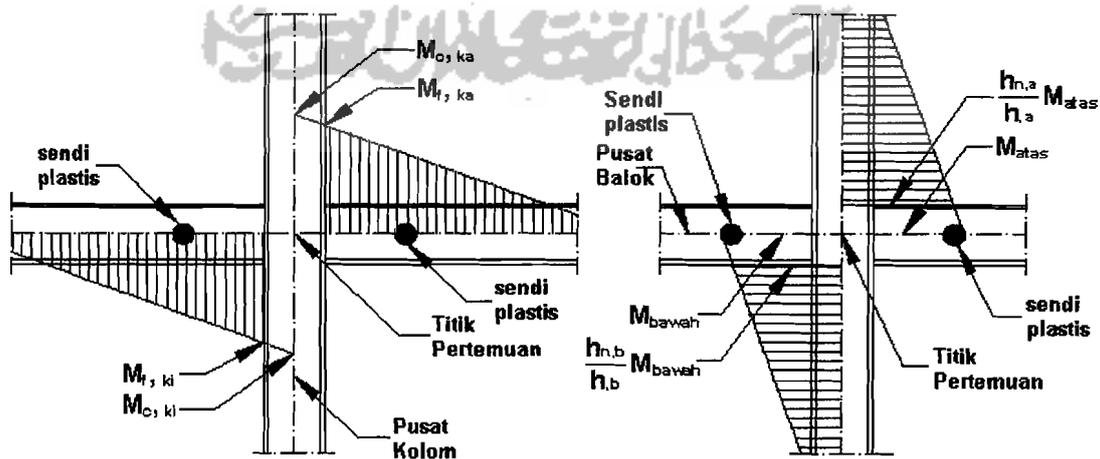
Tabel 6.4.9 Tabel $V_{u,b}$ dan Kuat Geser Nominal Balok, V_n Balok Tepi (B9)

Tingkat	Profil Balok	V_u Rencana	ΦV_n	Ratio
1	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.419
2	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.519
3	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.556
4	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.565
5	WF600.300.14.23	1247.400	1122.660	0.565
6	WF600.300.14.23	1069.200	962.280	0.658
7	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.600
8	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.592
9	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.580
10	WF600.300.12.20	1058.400	952.560	0.583
11	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.569
12	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.562
13	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.533
14	WF500.300.11.18	805.200	724.680	0.507
15	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.444
16	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.409
17	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.346
18	WF450.200.9.14	594.000	534.600	0.194

6.5 Kolom Portal

Kolom-kolom portal direncanakan terhadap $M_{u,k}$; $N_{u,k}$ dan $V_{u,k}$ berdasarkan prinsip disain kapasitas.

6.5.1 Momen Rencana Kolom Portal



Kuat lentur kolom portal SRPMK yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut.

$M_{u,k}$ merupakan nilai minimal dari :

$$M_{u,k} = (DMF) \alpha_k \frac{h_n}{h} \left(\frac{L_{,ki}}{L'_{,ki}} M_{pb,ki} + \frac{L_{,ka}}{L'_{,ka}} M_{pb,ka} \right) \quad (\text{Desain Kapasitas})$$

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} M_{E,k} \right) \quad (\text{Beban Terfaktor})$$

Contoh perhitungan momen rencana kolom :

Kolom C6 lantai-2 portal Y-B, profil yang dipergunakan HP608.472.85.125, balok sebelah kiri dan kanan kolom menggunakan profil WF600.300.14.23.

Momen kolom hasil analisa elastis,

$$M_{D,k} = 20,831 \text{ kNm}$$

$$M_{L,k} = 6,105 \text{ kNm}$$

$$M_{E,k} = 1163,719 \text{ kNm}$$

DMF untuk Lantai-2 = 1,28 (tabel 5.4.1)

Distribusi momen kolom portal, α_k :

$$\alpha_{k,a} = \frac{I_{k,a} / h_{k,a}}{I_{k,a} / h_{k,a} + I_{k,b} / h_{k,b}} = \frac{737000 / 350}{737000 / 350 + 737000 / 400} = 0,53$$

$$\alpha_{k,b} = \frac{I_{k,b} / h_{k,b}}{I_{k,a} / h_{k,a} + I_{k,b} / h_{k,b}} = \frac{737000 / 400}{737000 / 350 + 737000 / 400} = 0,47$$

Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

$$M_{pb,ki} = M_{pb,ka} = 1,2 \cdot f_y \cdot Z = 1,2 \cdot 250 \cdot 4620 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6} = 1386 \text{ kNm}$$

Desain Kapasitas :

$$M_{u,k} = (1,28) 0,53 \frac{2,91}{3,5} \left(\frac{8}{6,475} 1386 + \frac{6,5}{4,94} 1386 \right) = 1435,741 \text{ kNm}$$

Beban Terfaktor :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(20,831 + 6,105 + \frac{4}{1} 1163,719 \right) = 4915,903 \text{ kNm}$$

Momen rencana kolom C6 lantai-2 portal Y-B, $M_{u,k} = 1435,741 \text{ kNm}$.

Perhitungan selengkapnya $M_{u,k}$ kolom portal disajikan dalam bentuk tabel pada lampiran B-7. Tabel 6.5.1 merupakan rekapitulasi gaya yang bekerja pada kolom portal.

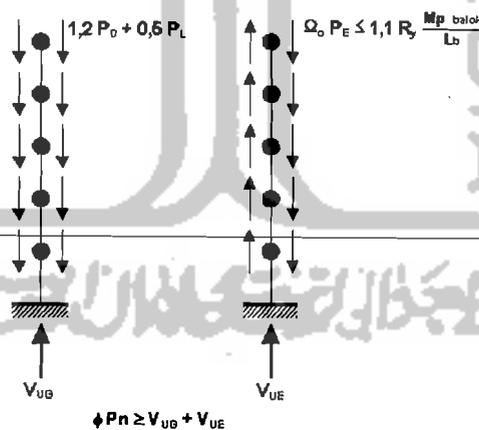
6.5.2 Gaya Aksial Rencana Kolom Portal

Gaya aksial kolom dihitung dengan persamaan

$$P_{u,k} = 1,2P_D + 0,5P_L + \Omega_o P_E \text{ (tekan)}$$

$$P_{u,k} = 0,9P_D - \Omega_o P_E \text{ (tarik)}$$

Dimana $\Omega_o P_E \leq 1,2 \cdot (M_{p \text{ balok}} / L_b)$



Contoh perhitungan gaya aksial rencana kolom :

Kolom C6 lantai-2 portal Y-B, dari hasil analisa elastis diperoleh

$$P_{D,k} = -7720,25 \text{ kN}$$

$$P_{L,k} = -1787,92 \text{ kN}$$

$$P_{E,k} = -930,4 \text{ kN}$$

$$\Omega_0 P_E = 2,8 \times 930,4 = 2605,120 \text{ kN}$$

$$1,2 \cdot (M_{p \text{ balok}} / L_b) = 1,2 \left(\frac{1386}{5,9} - \frac{1386}{7,43} \right) = 155,077 \text{ kN}$$

$$P_{u,k} = 1,2 \times 7720,25 + 0,5 \times 1787,92 + 155,077$$

$$= 10313,337 \text{ kN}$$

Perhitungan selengkapnya $P_{u,k}$ kolom portal disajikan dalam bentuk tabel pada lampiran B-8.

6.5.3 Gaya Geser Rencana Kolom Portal

Untuk kolom lantai atas

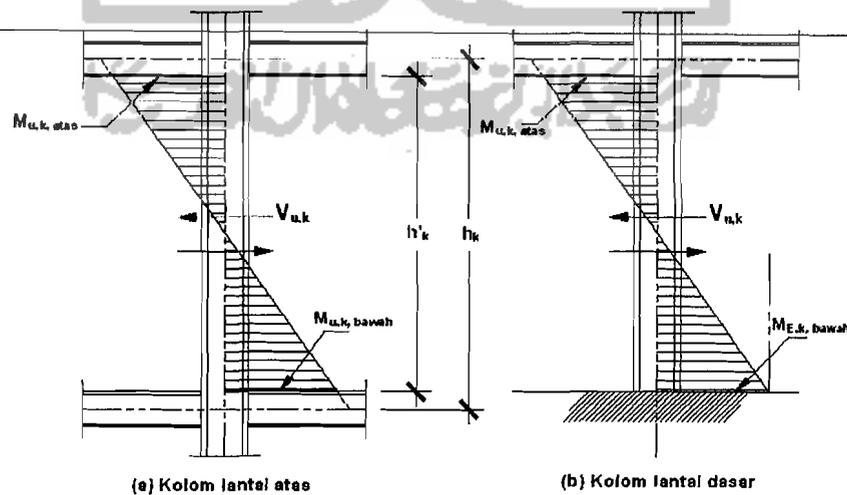
$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}}}{h'_k} \quad (\text{Desain Kapasitas})$$

Untuk kolom lantai dasar

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k \text{ atas}} + M_{E,k \text{ bawah}}}{h'_k} \quad (\text{Beban Terfaktor})$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4}{K} V_{E,k} \right) \quad (\text{Beban Terfaktor})$$



Contoh perhitungan gaya geser rencana kolom :

Kolom C6 lantai-2 portal Y-B, dari hasil analisa elastis diperoleh

$$V_{D,k} = 12,79 \text{ kN}$$

$$V_{L,k} = 3,76 \text{ kN}$$

$$V_{E,k} = 498,84 \text{ kN}$$

$$M_{u,k \text{ atas}} = 1435,741 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k \text{ bawah}} = 1222,988 \text{ kNm}$$

$$V_{u,k} = \frac{1435,741 + 1222,988}{2,91} = 914,910 \text{ kN}$$

$$V_{u,k} = 1,05 \left(12,79 + 3,761 + \frac{4}{1} 498,84 \right) = 2112,506 \text{ kN}$$

Gaya geser rencana kolom, $V_{u,k}$ kolom C6 lantai-2 portal Y-B = 914,910 kN

Perhitungan selengkapnya $P_{u,k}$ kolom portal disajikan dalam bentuk tabel pada lampiran B-8.

Tabel 6.5.1 Rekapitulasi Gaya Pada kolom Tepi portal Baja 18 Lantai

Tingkat	Profil	Momen (kNm)		Pu,k (kN)
		Mu,x	Mu,y	
1	HP508X462X75X75	995.670	422.976	5646.827
2	HP508X462X75X75	698.890	471.358	5340.706
3	HP508X462X75X75	698.617	471.174	5011.808
4	HP508X462X75X75	720.321	485.812	4684.625
5	HP508X462X75X75	771.103	520.061	4359.378
6	HP508X437X50X75	763.729	324.438	4035.742
7	HP508X437X50X75	765.306	342.976	3716.785
8	HP508X437X50X75	777.889	379.775	3379.689
9	HP498X432X45X70	775.711	378.712	3058.895
10	HP498X432X45X70	812.310	396.579	2740.180
11	HP498X432X45X70	827.551	255.507	2421.292
12	HP468X422X35X55	653.028	228.959	2073.234
13	HP468X422X35X55	680.018	238.422	1760.705
14	HP468X422X35X55	754.613	264.575	1447.998
15	HP458X417X30X50	663.725	225.615	1135.113
16	HP458X417X30X50	445.845	253.502	791.923
17	HP438X412X25X40	280.919	167.542	487.389
18	HP438X412X25X40	339.274	88.096	185.959

Tabel 6.5.2 Rekapitulasi Gaya Pada kolom Tengah portal Baja 18 Lantai

Tingkat	Profil	Momen (kNm)		Pu,k (kN)
		Mu,x	Mu,y	
1	HP608X472X85X125	2015.827	422.976	10865.511
2	HP608X472X85X125	1435.741	471.358	10313.337
3	HP608X472X85X125	1435.180	471.174	9660.481
4	HP608X472X85X125	1479.767	485.812	9013.862
5	HP608X472X85X125	1584.089	520.061	8373.936
6	HP538X477X90X90	1568.940	324.438	7739.428
7	HP538X477X90X90	1572.179	342.976	7120.067
8	HP538X477X90X90	1598.030	379.775	6476.732
9	HP538X447X60X90	1593.555	378.712	5856.741
10	HP538X447X60X90	1668.740	396.579	5245.627
11	HP538X447X60X90	1726.046	255.507	4638.197
12	HP498X432X45X70	1338.454	228.959	3983.832
13	HP498X432X45X70	1393.773	238.422	3375.926
14	HP498X432X45X70	1546.662	264.575	2770.244
15	HP478X447X40X60	1181.629	225.615	2165.415
16	HP478X447X40X60	912.992	265.906	1515.599
17	HP448X432X40X40	575.259	167.542	913.510
18	HP448X432X40X40	546.252	107.241	290.106

6.5.4 Perencanaan Kolom Terhadap Momen Lentur dan Gaya Aksial Rencana.

Contoh perhitungan, kolom C6 lantai-2 portal Y-B:

$$M_{u,k-x} = 2402,954 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k-y} = 496,229 \text{ kNm}$$

$$P_{u,k} = 10286,019 \text{ kN}$$

Tinggi kolom (as-as) = 3,5 m, tinggi bersih (h') = 2,91 m.

Digunakan profil untuk disain HP608.472.85.125

$$\begin{array}{llll} \text{Data profil : } A = 148800 \text{ mm}^2 & I_x = 737000.10^4 \text{ mm}^4 & I_y = 221000.10^4 \text{ mm}^4 & \\ d = 608 \text{ mm} & S_x = 24243,421.10^3 \text{ mm}^3 & S_y = 9364,407.10^3 \text{ mm}^3 & \\ t_w = 85 \text{ mm} & Z_x = 24300.10^3 \text{ mm}^3 & Z_y = 9360.10^3 \text{ mm}^3 & \\ bf = 472 \text{ mm} & E_s = 200000 \text{ MPa} & f_r = 70 \text{ MPa} & \\ t_f = 125 \text{ mm} & f_y = 250 \text{ MPa} & f_u = 410 \text{ MPa} & \\ r_x = 223 \text{ mm} & G = 77000 \text{ MPa} & & \\ r_y = 122 \text{ mm} & J = 739046000 \text{ mm}^3 & C_w = 368652044,8 \text{ cm}^6 & \end{array}$$

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

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{b}{t} = \frac{236}{125} = 1,888 \leq \lambda_{ps} = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,538 \text{ (kriteria Gempa)}$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{314}{85} = 3,694 \leq \lambda_{pb} = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,253$$

Maka profil HP608.472.85.125 adalah profil kompak dan memenuhi persyaratan dalam pemilihan profil untuk disain di daerah rawan gempa.

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk lokal, $\Phi M_{n,tl}$

Karena diharuskan menggunakan profil kompak, maka $\Phi M_{n,tl} = \Phi M_p$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{E/f_y} = 1,76 \cdot 122 \sqrt{200000/250} \\ &= 6073 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi M_p \\ \Phi M_{n-x} &= 0,9 \cdot Z_x \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot 24300 \cdot 10^3 \cdot 250 \cdot 10^{-6} \\ &= 5467,5 \text{ kNm} \\ \Phi M_{n-y} &= 0,9 \cdot Z_y \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot 9360 \cdot 10^3 \cdot 250 \cdot 10^{-6} \\ &= 2106,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kuat Dukung Nominal :

Rasio $\lambda < \lambda_r$, daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

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

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

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

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{Lk}{i_{\min}} \sqrt{\frac{f_y}{E, MPa}}$$

$$G_{A,x} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{737000}{350} + \frac{737000}{350} \right)}{\left(\frac{137000}{800} + \frac{137000}{650} \right)} = 11,042$$

$$G_{B,x} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{737000}{350} + \frac{737000}{400} \right)}{\left(\frac{137000}{800} + \frac{137000}{650} \right)} = 10,335$$

Dari nomogram untuk portal bergoyang diperoleh :

$$k_{c,x} = 3,1$$

$$G_{A,y} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{221000}{350} + \frac{221000}{350} \right)}{\left(\frac{137000}{600} + \frac{137000}{600} \right)} = 2,765$$

$$G_{B,y} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{221000}{350} + \frac{221000}{400} \right)}{\left(\frac{137000}{600} + \frac{137000}{600} \right)} = 2,593$$

Dari nomogram untuk portal bergoyang diperoleh :

$$k_{c,y} = 1,8$$

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L}{\pi \cdot r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{3,1 \cdot 3500}{\pi \cdot 223} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,548$$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1,80 \cdot 3500}{3,14 \cdot 122} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,581$$

Diambil λ_c adalah λ terbesar = 0,581

karena $0,25 < \lambda_c < 1,2$; maka :

$$\varpi = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,581} = 1,181$$

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega} = 148800 \frac{250}{1,181} = 31493,355 \cdot 10^3 \text{ N} = 31493,355 \text{ kN}$$

$$\Phi N_n = 0,85 \times 31493,355 = 26769,351 \text{ kN}$$

Kontrol rasio beban aksial :

$$\frac{N_u}{\Phi N_n} = \frac{10313,936}{26769,351} = 0,385 \geq 0,2 \text{ (axially dominated), maka :}$$

$$\frac{N_u}{\Phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{10313,936}{26769,351} + \frac{8}{9} \left(\frac{1435,741}{5467,5} + \frac{471,358}{2106,0} \right) = 0,818 < 1,0 \quad \text{O.k}$$

Perhitungan selengkapnya iterasi aksial-momen kolom portal disajikan dalam bentuk tabel pada lampiran B-10. Tabel 6.5.3 merupakan tabel rekapitulasi iterasi aksial-momen kolom portal.

Tabel 6.5.3 Tabel Iterasi Aksial-Momen Kolom Tepi Portal

Tingkat	Profil	Kuat Nominal			$P_u/\Phi N_n$	$M_{ux}/\Phi M_{nx}$	$M_{uy}/\Phi M_{ny}$	Total
		ΦN_n	ΦM_{nx}	ΦM_{ny}				
1	HP508X462X75X75	17704.512	3172.500	1212.750	0.319	0.314	0.349	0.908
2	HP508X462X75X75	16648.120	3172.500	1212.750	0.321	0.220	0.389	0.862
3	HP508X462X75X75	16553.931	3172.500	1212.750	0.303	0.220	0.389	0.844
4	HP508X462X75X75	16553.931	3172.500	1212.750	0.283	0.227	0.401	0.841
5	HP508X462X75X75	16610.837	3172.500	1212.750	0.262	0.243	0.429	0.860
6	HP508X437X50X75	14688.470	2925.000	1077.750	0.275	0.261	0.301	0.774
7	HP508X437X50X75	14557.898	2925.000	1077.750	0.255	0.262	0.318	0.771
8	HP508X437X50X75	14430.631	2925.000	1077.750	0.234	0.266	0.352	0.784
9	HP498X432X45X70	13321.577	2700.000	983.250	0.230	0.287	0.385	0.827
10	HP498X432X45X70	13382.899	2700.000	983.250	0.205	0.301	0.403	0.831
11	HP498X432X45X70	12984.310	2700.000	983.250	0.186	0.307	0.260	0.660
12	HP468X422X35X55	9664.000	2054.250	735.750	0.215	0.318	0.311	0.774
13	HP468X422X35X55	9841.685	2054.250	735.750	0.179	0.331	0.324	0.745
14	HP468X422X35X55	9906.633	2054.250	735.750	0.146	0.367	0.360	0.800
15	HP458X417X30X50	8273.265	1838.250	652.500	0.137	0.361	0.346	0.775
16	HP458X417X30X50	7577.489	1838.250	652.500	0.105	0.243	0.389	0.683
17	HP438X412X25X40	6220.979	1455.750	510.750	0.078	0.193	0.328	0.560
18	HP438X412X25X40	6961.194	1455.750	510.750	0.027	0.233	0.172	0.419

Tabel 6.5.4 Tabel Iterasi Aksial-Momen Kolom Tengah Portal

Tingkat	Profil	Kuat Nominal			$P_u/\phi N_n$	$M_{u,x}/\phi M_{n,x}$	$M_{u,y}/\phi M_{n,y}$	Total
		ϕN_n	$\phi M_{n,x}$	$\phi M_{n,y}$				
1	HP608X472X85X125	27108.272	5467.500	2106.000	0.401	0.369	0.201	0.907
2	HP608X472X85X125	26994.159	5467.500	2106.000	0.382	0.263	0.224	0.814
3	HP608X472X85X125	26898.496	5467.500	2106.000	0.359	0.262	0.224	0.791
4	HP608X472X85X125	26898.496	5467.500	2106.000	0.335	0.271	0.231	0.781
5	HP608X472X85X125	27099.389	5467.500	2106.000	0.309	0.290	0.247	0.786
6	HP538X477X90X90	21684.530	3960.000	1557.000	0.357	0.396	0.208	0.894
7	HP538X477X90X90	21078.034	3960.000	1557.000	0.338	0.397	0.220	0.887
8	HP538X477X90X90	20314.007	3960.000	1557.000	0.319	0.404	0.244	0.894
9	HP538X447X60X90	17630.552	3622.500	1356.750	0.332	0.440	0.279	0.971
10	HP538X447X60X90	17759.981	3622.500	1356.750	0.295	0.461	0.292	0.965
11	HP538X447X60X90	16976.412	3622.500	1356.750	0.273	0.476	0.188	0.864
12	HP498X432X45X70	12073.488	2700.000	983.250	0.330	0.496	0.212	0.959
13	HP498X432X45X70	12316.295	2700.000	983.250	0.274	0.516	0.242	0.948
14	HP498X432X45X70	12428.150	2700.000	983.250	0.223	0.573	0.269	0.971
15	HP478X447X40X60	10595.757	2272.500	823.500	0.204	0.520	0.274	0.910
16	HP478X447X40X60	10724.181	2272.500	823.500	0.141	0.402	0.323	0.795
17	HP448X432X40X40	8040.185	1563.750	549.000	0.114	0.368	0.305	0.730
18	HP448X432X40X40	8560.490	1563.750	549.000	0.034	0.349	0.195	0.562

6.5.5 Perencanaan Kolom Terhadap Geser

Contoh perhitungan kuat geser kolom:

$$V_{u,k} = 914,91 \text{ kN}$$

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

$$\frac{h}{t_w} = \frac{608}{85} = 7,153 < 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69,296$$

Maka kuat geser nominal kolom V_n , dihitung berdasarkan persamaan (3.6-29).

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 250 \cdot 608 \cdot 85 \cdot 10^{-3} \\ &= 6976,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rasio tegangan yang terjadi

$$\frac{V_{u,b}}{\phi V_n} = \frac{914,91}{6976,8} = 0,131 < 1,0$$

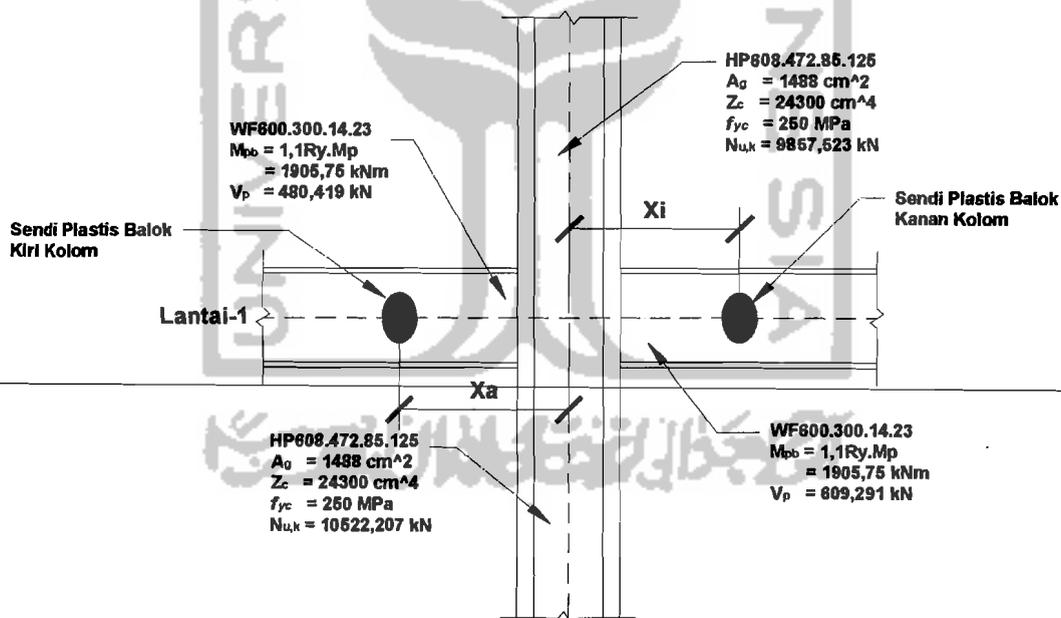
Perhitungan selengkapnya iterasi aksial-momen kolom portal disajikan dalam bentuk tabel pada lampiran B-11.

6.5.6 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 (3.6-46).

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0$$

Contoh Perhitungan :



$$\begin{aligned} \sum M_{pc}^* &= \sum Z_c(f_{yc} - N_{uc}/A_g) \\ &= (24300 \cdot 10^3 (250 - (9867,523 \cdot 10^3 / 1488 \cdot 10^2))) \cdot 10^{-6} + \\ &\quad (24300 \cdot 10^3 (250 - (10522,207 \cdot 10^3 / 1488 \cdot 10^2))) \cdot 10^{-6} \\ &= 8821,8586 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,2 \cdot M_p + M_y)$$

$$\begin{aligned}
 &= (1,2.M_p + V_p.X_a) + (1,2.M_p + V_p.X_i) \\
 &= (1386 + (633,482.0,8)) + (1386 + (633,482.0,8)) \\
 &= 4683,268 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{8821,8586}{3785,5712} = 2,33 > 1,0$$

Tabel 6.5.5 Tabel Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam*

Tingkat	Kolom Tepi			Kolom Tengah		
	ΣM_{pc} (tepi)	ΣM_{pb}	Ratio	ΣM_{pc} (tengah)	ΣM_{pb}	Ratio
1	5445.731	1775.648	3.067	8691.358	3624.090	2.398
2	5538.449	1777.039	3.117	8888.147	3625.481	2.452
3	5634.242	1777.882	3.169	9100.359	3626.324	2.510
4	5729.503	1778.805	3.221	9310.460	3627.247	2.567
5	5512.948	1779.553	3.098	7957.998	3627.995	2.193
6	5298.344	1780.627	2.976	6593.020	3629.069	1.817
7	5400.034	1560.126	3.461	6780.560	3175.917	2.135
8	5249.493	1560.947	3.363	6542.220	3176.738	2.059
9	5096.365	1561.927	3.263	6304.413	3177.718	1.984
10	5195.719	1562.856	3.325	6496.000	3178.647	2.044
11	4586.380	1131.114	4.055	5674.976	2291.699	2.476
12	3975.412	1131.446	3.514	4853.174	2292.032	2.117
13	4071.561	1132.018	3.597	5042.280	2292.603	2.199
14	3926.883	1132.254	3.468	4761.855	2292.839	2.077
15	3787.159	609.438	6.214	4486.523	1224.517	3.664
16	3463.105	609.492	5.682	3900.663	1224.571	3.185
17	3132.081	593.265	5.279	3303.934	1198.255	2.757
18	1589.077	531.255	2.991	1696.268	1070.306	1.585

6.6 Perencanaan Balok Anak

Balok Anak didisain menggunakan baja komposit untuk mengantisipasi lendutan yang besar pada saat layan.

Prosedur disain :

6.6.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

Data profil baja :

WF400.200.7.11

$A_s = 7216 \text{ mm}^2$	$I_x = 20000.10^4 \text{ mm}^4$	$I_y = 1450.10^4 \text{ mm}^4$
$d = 396 \text{ mm}$	$S_x = 1010,101.10^3 \text{ mm}^3$	$S_y = 145,728.10^3 \text{ mm}^3$
$t_w = 7 \text{ mm}$	$Z_x = 1010.10^3 \text{ mm}^3$	$Z_y = 145.10^3 \text{ mm}^3$
$bf = 199 \text{ mm}$	$E_s = 200000 \text{ MPa}$	$f_r = 70 \text{ MPa}$
$t_f = 11 \text{ mm}$	$f_y = 250 \text{ MPa}$	$f_u = 410 \text{ MPa}$
$r_x = 166 \text{ mm}$	$G = 77000 \text{ MPa}$	
$r_y = 44,8 \text{ mm}$	$J = 221855,333 \text{ mm}^3$	$C_w = 1026066,69 \text{ cm}^6$

berat profil = 57 kg/m'

Data Slab beton :

tebal slab, $t_s = 12 \text{ cm}$

$f_c' = 25 \text{ Mpa}$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c' (\text{Mpa})} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

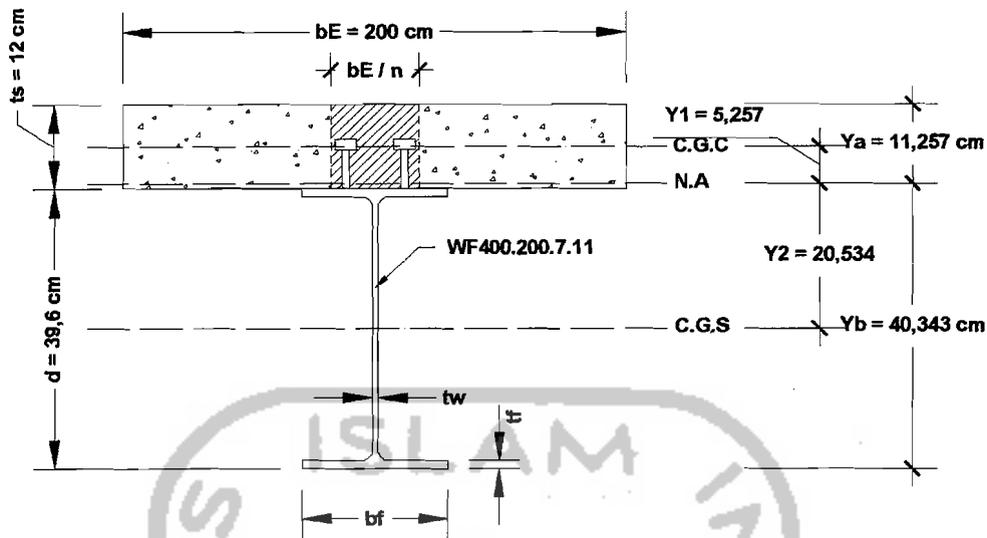
$$\text{Rasio modular, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8,511$$

Balok bentang 8 m :

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

$$b_E \leq 1/4 L = 1/4 \cdot 8 \text{ m} = 2,0 \text{ m (menentukan)}$$

$$b_E \leq b_o = 3,0 \text{ m}$$



Gambar 6-11 Penampang komposit balok anak bentang 8 m.

Lebar baja ekuivalen, $\frac{bE}{n} = \frac{200}{8,511} = 23,5 \text{ cm}$

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (bE/n \times 12) + A_s = (23,5 \times 12) + 72,16 = 282 + 72,16 = 354,16 \text{ cm}^2$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{(282 \times 6) + (72,16 \times ((0,5 \times 39,6) + 12))}{282 + 72,16} = 11,257 \text{ cm}$$

$$Y_b = 36,6 + 12 - 11,257 = 40,343 \text{ cm}$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{tr} = I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{x_{ctr}} + A_{ctr} \cdot Y_1^2$$

$$I_{tr} = 20000 + (72,16 \times 20,543^2) + (1/12 \times 23,5 \times 12^3) + (282 \times 5,257^2)$$

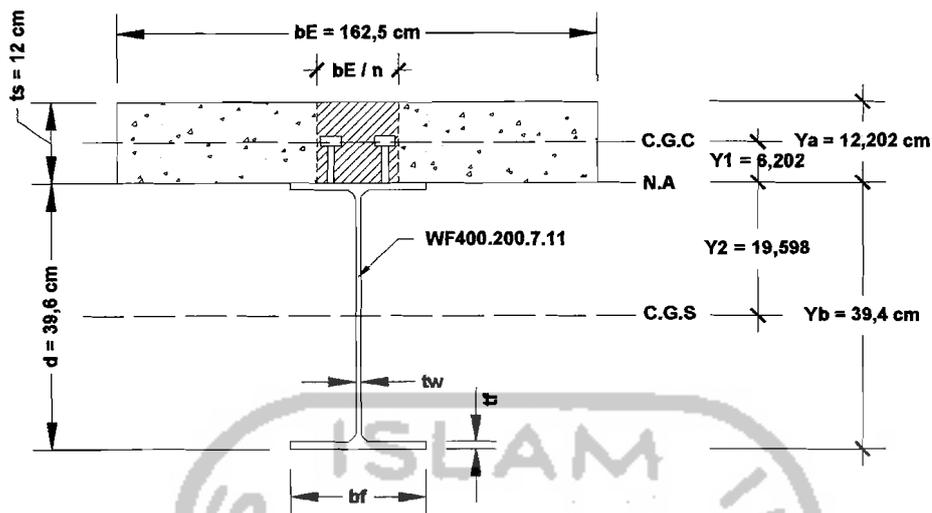
$$= 61630 \text{ cm}^4$$

Balok bentang 6,5 m :

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

$$b_E \leq 1/4 L = 1/4 \cdot 6,5 \text{ m} = 1,625 \text{ m (menentukan)}$$

$$b_E \leq b_o = 3,0 \text{ m}$$



Gambar 6-12 Penampang komposit balok anak bentang 6,5 m.

Lebar baja ekuivalen, $\frac{bE}{n} = \frac{162,5}{8,511} = 19 \text{ cm}$

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (bE/n \times 12) + A_s = (19 \times 12) + 72,16 = 228 + 72,16 = 300,16 \text{ cm}^2$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{(228 \times 6) + (72,16 \times ((0,5 \times 39,6) + 12))}{228 + 72,16} = 12,202 \text{ cm}$$

$$Y_b = 36,6 + 12 - 12,202 = 6,202 \text{ cm}$$

Momen inersia penampang komposit

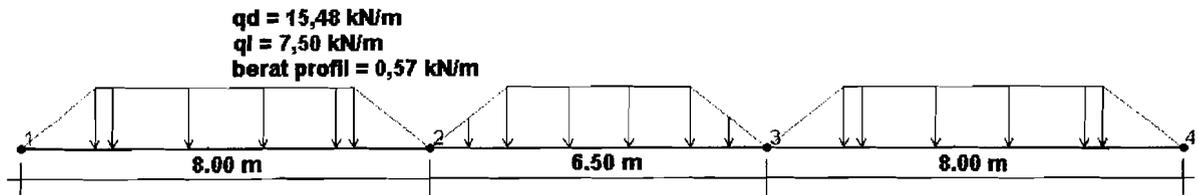
$$I_{tr} = I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{x_{ctr}} + A_{ctr} \cdot Y_1^2$$

$$I_{tr} = 20000 + (72,16 \times 19,598^2) + (1/12 \times 19 \times 12^3) + (228 \times 6,202^2)$$

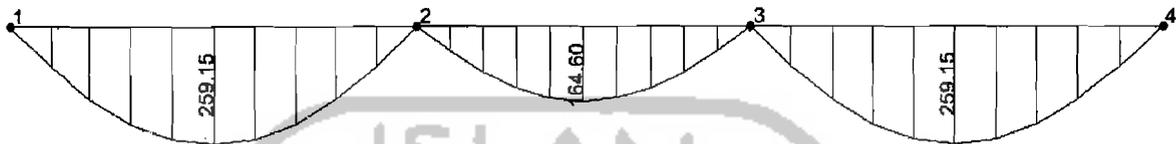
$$= 59221,3 \text{ cm}^4$$

6.6.2 Pembebanan dan Gaya Dalam Penampang Komposit

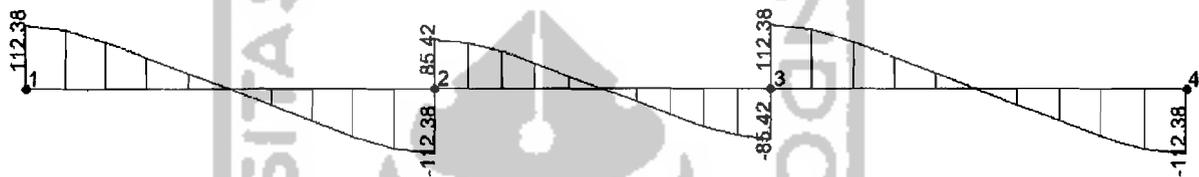
Pembebanan yang menentukan pada balok anak komposit adalah beban gravitasi (1,2D + 1,6L), tributari area pembebanan balok komposit dapat dilihat pada gambar 6-3. Dukungan pada balok diasumsikan berupa sendi-rol.



Gambar 6-13(a) Beban yang bekerja



Gambar 6-13(b) Diagram Momen Lentur



Gambar 6-13(c) Gaya geser balok

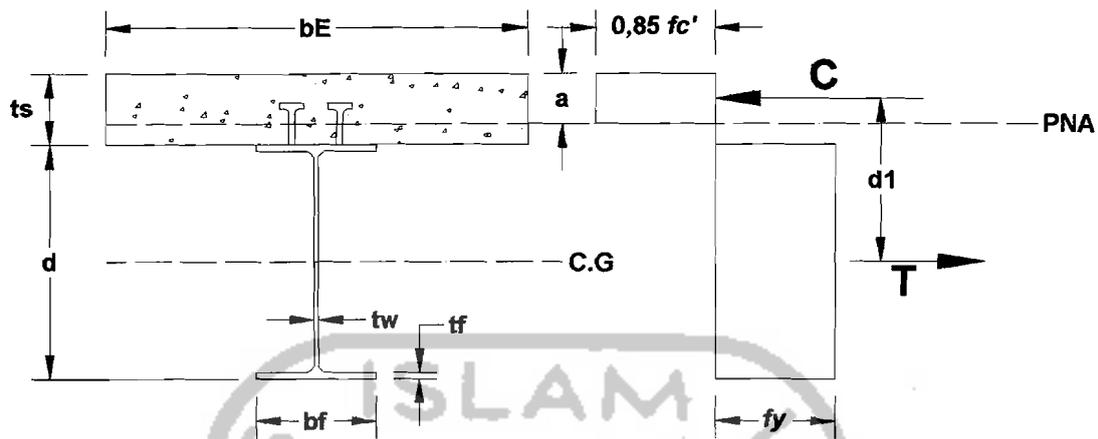
6.6.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

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

$$\left(\lambda = \frac{h}{t_w} \right) = \frac{396}{7} = 56,571 \leq \left(\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_{yf}}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,253 \right)$$

sehingga kuat lentur nominal (M_n) balok komposit dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit dengan $\Phi_b = 0,85$ (lentur).

Slab beton bertulang menggunakan mutu beton 25 MPa dengan ketebalan 12 cm, sebagai preliminary design diasumsikan slab beton cukup kuat menahan gaya desak sehingga garis netral terjadi di slab beton ($a < t_s$), (Gambar 6-14).



Gambar 6-14 Distribusi tegangan plastis penampang komposit ($a < t_s$)

Balok bentang 8 m :

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

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

Kesetimbangan gaya dalam, $C = T$

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

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{72,16 \cdot 10^2 \cdot 250}{0,85 \cdot 25 \cdot 2000} = 30,63 \text{ mm} < t_s = 120 \text{ mm}$$

Kapasitas nominal balok komposit, M_n :

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1$$

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

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

$$M_n = (72,16 \cdot 10^2 \cdot 250) (396/2 + 120 - 30,63/2) \cdot 10^{-6}$$

$$= 394,025 \text{ kNm}$$

Kontrol kapasitas :

$$\Phi_b M_n \geq M_u$$

$$\Phi_b M_n = 0,85 \cdot 394,025 = 334,921 \text{ kNm} > M_u = 259,15 \text{ kNm}$$

Balok bentang 6,5 m :

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

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

Kesetimbangan gaya dalam, $C = T$

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

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} = \frac{72,16 \cdot 10^2 \cdot 250}{0,85 \cdot 25 \cdot 1625} = 37,7 \text{ mm} < t_s = 120 \text{ mm}$$

Kapasitas nominal balok komposit, M_n :

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1$$

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

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

$$M_n = (72,16 \cdot 10^2 \cdot 250) (396/2 + 120 - 37,7/2) \cdot 10^{-6}$$

$$= 389,423 \text{ kNm}$$

Kontrol kapasitas :

$$\Phi_b M_n \geq M_u$$

$$\Phi_b M_n = 0,85 \cdot 389,423 = 331,010 \text{ kNm} > M_u = 164,60 \text{ kNm}$$

6.6.4 Kontrol Terhadap Lendutan

Dari hasil analisis elastis terhadap beban layan diperoleh lendutan maksimum ditengah bentang adalah

$$\text{Bentang 8 m} = 11 \text{ mm} < L/240 = 800/240 = 33,3 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang 6,5 m} = 9 \text{ mm} < L/240 = 650/240 = 27,1 \text{ mm}$$

6.6.5 Perencanaan Konektor Geser

Gaya geser horizontal (V_n), nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned} 0,85.f_c'.A_c &= 0,85.25.2000.120 \\ &= 5100.10^3 \text{ N} = 5100 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s.f_y &= 72,16.10^2 .250 \\ &= 1804.10^3 \text{ N} = 1804 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan penghubung geser jenis paku dengan diameter 16 mm, $f_u = 410$ MPa.

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

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

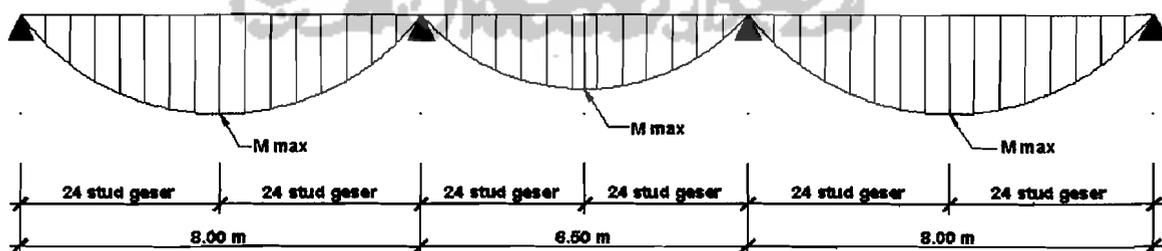
$$Q_n = 0,5 \times 201 \sqrt{25 \times 23500}$$

$$Q_n = 77,055.10^3 \text{ N} = 77,055 \text{ kN} \leq 201.410 = 82,435.10^3 \text{ N} = 82,435 \text{ kN}.$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan :

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{1804}{77,055} = 23,4 \approx 24 \text{ stud geser / setengah bentang balok}$$

Penempatan Stud geser :



Gambar 6-15 Rencana penempatan stud geser

6.6.6 Kapasitas Geser Nominal Balok

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

$$\frac{h}{t_w} = \frac{396}{7} = 56,571 < 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69,296$$

Maka kuat geser nominal balok V_n , dihitung berdasarkan persamaan (3.6-29).

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 250 \cdot 396 \cdot 7 \\ &= 374220 \text{ N} \\ &= 374,220 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rasio tegangan yang terjadi

$$\frac{V_{u,b}}{\Phi V_n} = \frac{121,93}{374,22} = 0,326 < 1,0$$

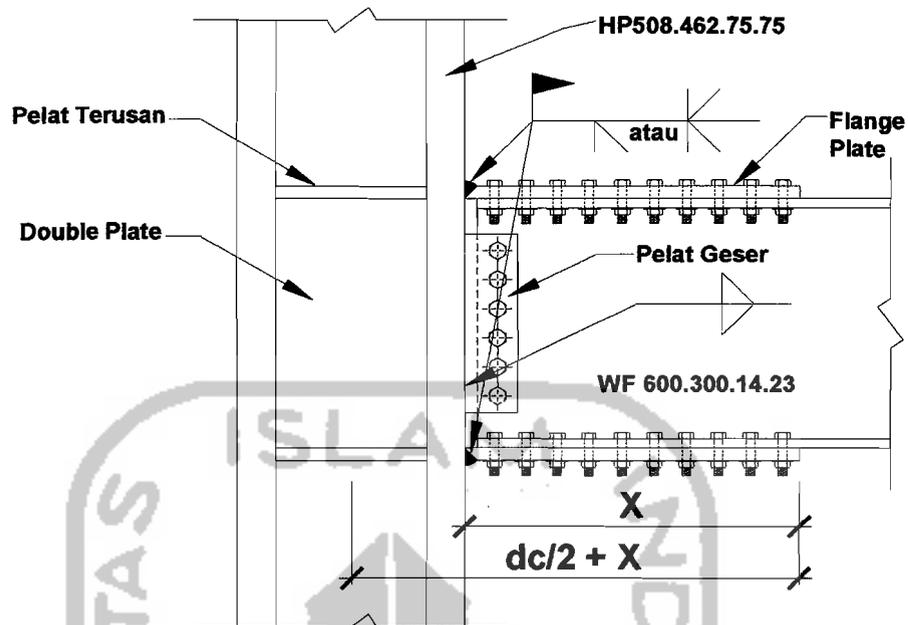
6.7 Pendetailan Khusus Pada SRPMK

6.7.1 Sambungan Balok-ke-kolom

Perancangan sambungan balok-ke-kolom pada Sistem Pemikul Beban Gempa harus didasarkan pada hasil pengujian kualifikasi yang menunjukkan rotasi inelastis sekurang-kurangnya 0,03 radian.

Contoh Perhitungan :

Sambungan baut pelat sayap (*Bolted Flange Plate*) :



Gambar 6-16 Sambungan Menggunakan Pelat Tarik

Data Profil :

Balok WF600.300.14.23

$A = 222,4 \text{ cm}^2$	$I_x = 137000 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$	$I_y = 10600 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
$d = 594 \text{ mm}$	$S_x = 4612,795 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$S_y = 701,987 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$t_w = 14 \text{ mm}$	$Z_x = 4620 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$Z_y = 701 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$bf = 302 \text{ mm}$	$E_s = 200000 \text{ MPa}$	$f_r = 70 \text{ MPa}$
$t_f = 23 \text{ mm}$	$f_y = 250 \text{ MPa}$	$f_u = 410 \text{ MPa}$
$r_x = 248 \text{ mm}$	$r \text{ (fillet)} = 28 \text{ mm}$	
$r_y = 69,0 \text{ mm}$		

Kolom HP508.462.75.75

$A = 965,7 \text{ cm}^2$	$I_x = 358000 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$	$I_y = 125000 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
$d = 508 \text{ mm}$	$S_x = 14094,488 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$S_y = 5411,255 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$t_w = 75 \text{ mm}$	$Z_x = 14100 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$Z_y = 5390 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$bf = 462 \text{ mm}$	$E_s = 200000 \text{ MPa}$	$f_r = 70 \text{ MPa}$
$t_f = 75 \text{ mm}$	$f_y = 250 \text{ MPa}$	$f_u = 410 \text{ MPa}$
$r_x = 193 \text{ mm}$	$r \text{ (fillet)} = 22 \text{ mm}$	
$r_y = 113 \text{ mm}$		

Prosedur disain:

- a) Menentukan beban yang bekerja berdasarkan kapasitas plastis balok

Momen kapasitas plastis balok (M_{pb}) :

$$\begin{aligned} M_{pb} &= 1,2M_p \\ &= 1,1.250.4620.10^3.10^{-6} = 1386 \text{ kNm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} V_p &= 1,2V_D + 0,5V_L + \frac{2M_{pb}}{L'} && \text{(desain kapasitas)} \\ &= 1,2(81,98) + 0,5(23,07) + \frac{2.1386}{6,48} = 537,689 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 1,05 \left(V_D + V_L \pm \frac{4}{K} V_E \right) && \text{(beban terfaktor)} \\ &= 1,05 \left(81,98 + 23,07 \pm \frac{4}{K} 128,74 \right) = 651,0105 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada muka kolom, M_f :

$$\begin{aligned} M_f &= M_{pb} + V_p \cdot X \\ &= 1386 + 537,689 \cdot 0,5 = 1654,8445 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kuat sambungan maksimum (*peak connection strength*) ditentukan dengan :

$$\begin{aligned} M_{yf} &= C_y \cdot M_f \\ &= 0,85 \cdot 1654,8445 = 1406,618 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- b) Sambungan Cover Plate ke sayap kolom

Transfer momen (Gaya flens terfaktor) :

$$T_u = P_{bf} = \frac{M_{yf}}{d_m} = \frac{1406,618 \text{ kN.m}}{\approx 0,6} = 2344,363 \text{ kN}$$

Menentukan ukuran Flange Plate menahan tarik dan desak :

Kondisi leleh

$$T_u \leq \phi \cdot f_y \cdot A_g$$

$$A_{g \min} = \frac{2344,363 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 250} = 10419,39 \text{ mm}^2 \quad (\text{menentukan})$$

Kondisi fraktur

$$T_u \leq \phi \cdot f_u \cdot A_e = \phi \cdot f_u \cdot A_n \cdot U$$

Luas lubang-lubang baut $\leq 15\% A_g$

Sehingga $A_n = 0,85 \cdot A_g$

$U = 1 \rightarrow$ beban tarik yang bekerja kosentris terhadap tata letak baut

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

$$A_{g \min} = \frac{2344,363 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 410 \cdot 0,85 \cdot 1} = 8969,347 \text{ mm}^2$$

Lebar cover plate, $b_{pl} = 450 \text{ mm}$

Tebal cover plate, $t_{pl} = \frac{10419,39}{450} \approx 23 \text{ mm}$, digunakan $t_{pl} = 25 \text{ mm}$.

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

$$T_u = P_{bf} = \frac{M_{yf}}{d_m} = \frac{1406,618 \text{ kN.m}}{\left(0,588 + \frac{0,025 + 0,025}{2}\right)} = 2294,646 \text{ kN}$$

Kuat geser satu baut A_{325} -X diameter (22 mm) :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot T_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 825 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 22^2) \cdot 10^{-3} \\ &= 117,603 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$\begin{aligned} n_{\min} &= \frac{T_u}{\phi R_n} \\ &= \frac{2294,646}{117,603} = 19 \rightarrow 20 \text{ baut} \end{aligned}$$

Kuat tumpu sayap balok

$$\begin{aligned}\phi R_b &= \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{fb} \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (22+3) \cdot 23 \cdot 410 \cdot 10^{-3} \\ &= 424,35 \text{ kN} > 117,603 \text{ kN} \rightarrow \text{o.k}\end{aligned}$$

Kontrol sambungan las Flange plate ke sayap kolom

Jenis las yang dipergunakan adalah las tumpul penetrasi penuh tipe bevel.

Karena gaya yang bekerja gaya tarik dan desak maka kekuatan sambungan las ditentukan berdasarkan kekuatan material dasar.

Kontrol Kekuatan Flange Plate :

Kuat tarik murni plate :

Kondisi leleh

$$\begin{aligned}\phi N_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot (450 \cdot 25) \cdot 250 \cdot 10^{-3} \\ &= 2531,25 \text{ kN} > T_u = 2294,646 \text{ kN}\end{aligned}$$

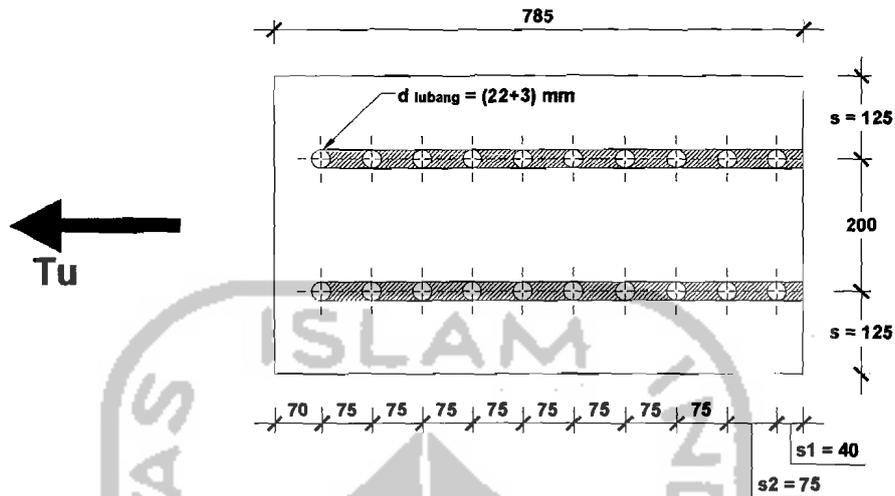
Kondisi fraktur

$$\begin{aligned}\phi N_n &= 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \\ A_n &= A_g - n \cdot dt \\ &= (450 \cdot 25) - 2 \cdot (22+3) \cdot 25 = 10000 \text{ mm}^2 \\ U &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi N_n &= 0,75 \cdot 410 \cdot 10000 \cdot 1 \cdot 10^{-3} \\ &= 3075 \text{ kN} > T_u = 2294,646 \text{ kN}\end{aligned}$$

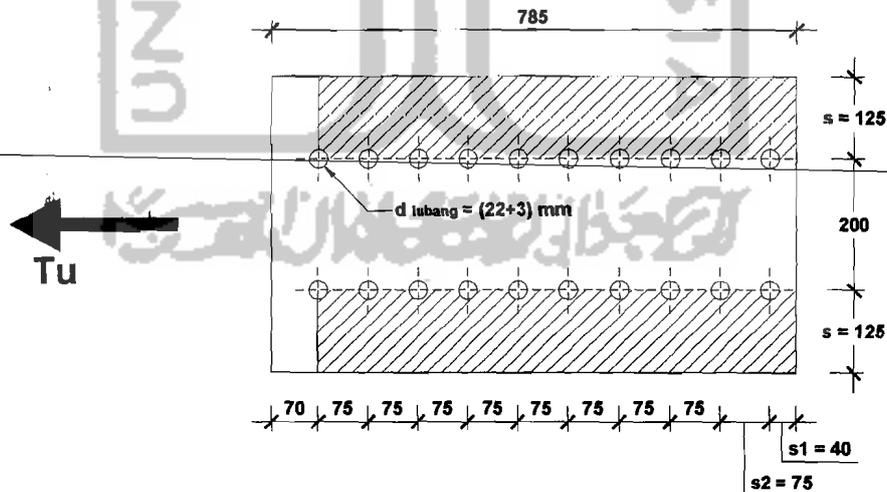
Pengecekan Geser Blok

Geser Murni :



$$\begin{aligned}
 A_v &= 4.(s_1 + 9.s_2).t_{pl} \\
 &= 4.(40 + 9.75).25 = 71500 \text{ mm}^2 \\
 \phi N_n &= \phi.0,6.f_u.A_v \\
 &= 0,75.0,6.410.71500.10^{-3} \\
 &= 13191,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Geser dan Tarik :



Bidang tarik :

$$\begin{aligned}
 A_{gt} &= 2.(s.t_{pl}) \\
 &= 2.(125.25) = 6250 \text{ mm}^2 \\
 A_{nt} &= 2.(s.t_{pl} - d/2.t_{pl}) \\
 &= 2.(125 - ((22+3)/2)).25 = 5625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Bidang geser :

$$A_{gs} = 2.(s_1 + 9.S_2).t_{pl}$$

$$= 2.(40 + 9.75).25 = 35750 \text{ mm}^2$$

$$A_{ns} = 2.(s_1 + 9.s_2 - 9 \frac{1}{2} d).t_{pl}$$

$$= 2.(40 + 9.75 - 9 \frac{1}{2} .(22+3)).25 = 23875 \text{ mm}^2$$

Tarik Fraktur :

$$f_u.A_{nt} = 410.5625.10^{-3} = 2306,25 \text{ kN}$$

Geser Fraktur :

$$0,6.f_u.A_{ns} = 0,6.410.23875.10^{-3} = 5873,25 \text{ kN}$$

karena geser fraktur > tarik fraktur, terjadi retakan geser-pelelehan tarik

$$\phi_t N_n = \phi_t.(f_y.A_{gt} + 0,6.f_u.A_{ns})$$

$$= 0,75.(250.6250 + 0,6.410.23875).10^{-3}$$

$$= 5576,8125 \text{ kN} > T_u = 2294,646 \text{ kN}$$

c) Transfer gaya geser dari balok-ke-kolom, nilai terkecil dari

$$V_f = \frac{2.M_f}{L_n} + V_g \quad (\text{disain kapasitas})$$

$$= \frac{2.1406,618}{7,43} + 1,2(81,98) + 0,5(23,07) = 488,543 \text{ kN}$$

$$V_f = 1,05 \left(V_D + V_L \pm \frac{4}{K} V_E \right)$$

$$= 1,05 \left(81,98 + 23,07 \pm \frac{4}{K} 128,74 \right) = 651,01 \text{ kN (beban terfaktor)}$$

d) Perencanaan Plate Geser

Kontrol kapasitas momen minimum yang dapat dicapai pada sayap balok, harus memenuhi;

$$b_f.t_f(d - t_f).f_y > 0,7 Z_x f_y$$

$$302.23(588-23).250.10^{-6} > 0,7.4020.10^3.250.10^{-6}$$

$$981,122 \text{ kNm} > 703,5 \text{ kNm}$$

Sehingga disain sambungan untuk dapat menahan geser sebesar V_u adalah sebagai berikut :

$$\phi R_n > V_u$$

Kuat geser satu baut A_{325} -X diameter $7/8''$ (22 mm) :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u^b A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 825 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 22^2) \cdot 10^{-3} \\ &= 117,604 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$\begin{aligned}N_{\min} &= \frac{V_f}{\phi R_n} \\ &= \frac{488,543}{117,604} = 4,15 \rightarrow 5 \text{ baut}\end{aligned}$$

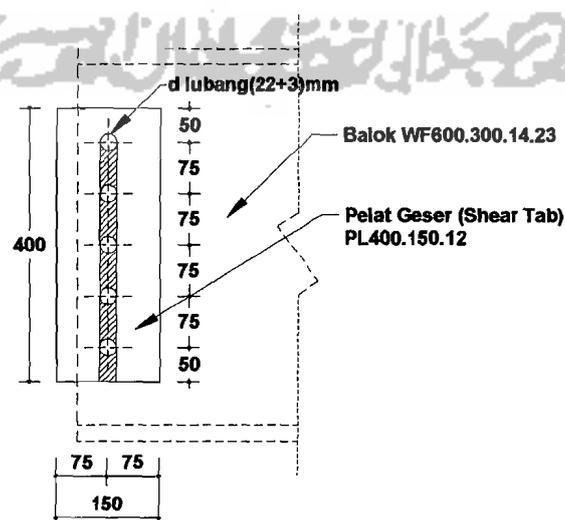
Penempatan baut dalam satu baris, sehingga tinggi plat minimum yang dibutuhkan berdasarkan penempatan baut, $d_{pl} = (1,5 \cdot 22 \cdot 2) + (3 \times 22 \times 4) = 309,5 \text{ mm}$

Dicoba ukuran plat geser PL 400.150.12 mm.

$t_{pl} = 8 \text{ mm} = t_{wb} = 14 \text{ mm}$, kuat tumpu rencana

$$\begin{aligned}\phi R_b &= \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{pl} \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 22 \cdot 12 \cdot 410 \cdot 10^{-3} \\ &= 194,832 \text{ kN} > 117,604 \text{ kN} \rightarrow \text{o.k}\end{aligned}$$

Kontrol kuat geser pada plat



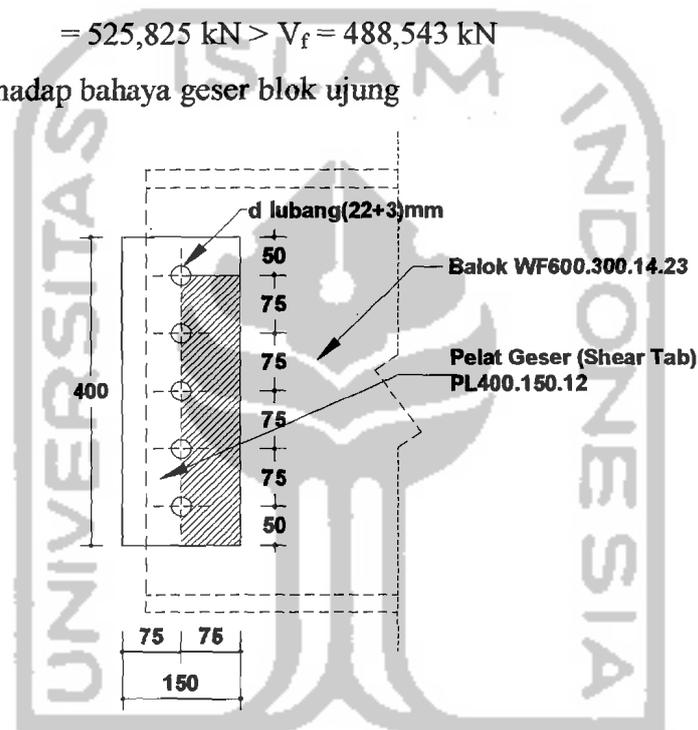
Kondisi leleh (*shear yielding*)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi(0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs}) \\ &= 0,9(0,6 \cdot 250 \cdot 2 \cdot (50 + (75 \cdot 4)))12 \cdot 10^{-3} \\ &= 1134 \text{ kN} > V_f = 488,543 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kondisi rupture (*shear rupture*)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi(0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \\ &= 0,75(0,6 \cdot 410 \cdot (350 - 4(22+3) - 0,5(22+3)))12 \cdot 10^{-3} \\ &= 525,825 \text{ kN} > V_f = 488,543 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kontrol terhadap bahaya geser blok ujung



Tarik Fraktur ;

$$\begin{aligned}F_u \cdot A_{nt} &= 410 \cdot (150 - (22+3)) \cdot 12 \cdot 10^{-3} \\ &= 615,0 \text{ kN}\end{aligned}$$

Geser Fraktur :

$$\begin{aligned}0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} &= 0,6 \cdot 410 \cdot (50 + 4(75) - 4,5(22+3)) \cdot 12 \cdot 10^{-3} \\ &= 701,10 \text{ kN}\end{aligned}$$

sehingga terjadi mekanisme Retakan geser-Pelelehan tarik

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \\ &= 0,75 (250 \cdot (150 \cdot 12) + 0,6 \cdot 410 \cdot (50 + 4(75) - 4,5(22+3)))12 \cdot 10^{-3} \\ &= 863,325 \text{ kN} > V_f = 488,543 \text{ kN}\end{aligned}$$

e) Perencanaan Sambungan las plat geser-ke-sayap kolom

Jenis las yang dipergunakan adalah las sudut penetrasi penuh

Tebal minimum las sudut untuk $t_{fc} > 15$ mm adalah 6 mm

Tebal maximum las sudut, $1,66 t_{fc} = 1,66.90 = 144$ mm

Kekuatan las sudut terhadap geser (per satuan panjang)

Digunakan las sudut sama kaki sehingga, $t_t = 0,707 t_w$, untuk dua sisi las, $t_t = 1,414 t_w$.

Berdasarkan kekuatan las

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot t_t \cdot (0,6 \cdot F_u \cdot E70) \\ &= 0,75 \cdot (1,414 \cdot t_w) \cdot (0,6 \cdot 482,65) = 307,110 \cdot t_w\end{aligned}$$

Berdasarkan kekuatan bahan dasar

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot t_t \cdot (0,6 \cdot f_u) \\ &= 0,75 \cdot (1,414 \cdot t_w) \cdot (0,6 \cdot 410) = 260,883 \cdot t_w\end{aligned}$$

Panjang efektif las tersedia = 400 mm

$$t_w \text{ perlu} = \frac{491,44 \cdot 10^3}{400 \cdot (260,883)} = 4,7 \text{ mm}$$

Tebal rencana las sudut, t_t :

$$t_t = 0,707 \cdot t_w = 0,707 \cdot 4,7 = 3,33 \text{ mm} < t_{\min} = 6 \text{ mm}$$

Sehingga dipergunakan tebal rencana las minimum, $t_t = 6$ mm

Kuat geser las sudut 2 sisi :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot 2 \cdot 6 \cdot (0,6 \cdot 410) \cdot 10^{-3} \\ &= 2,214 \text{ kN/mm}^2\end{aligned}$$

Kekuatan las sudut dengan panjang efektif 400 mm :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 2,214 \times 400 \\ &= 885,60 \text{ kN} > R_u = 488,543 \text{ kN}\end{aligned}$$

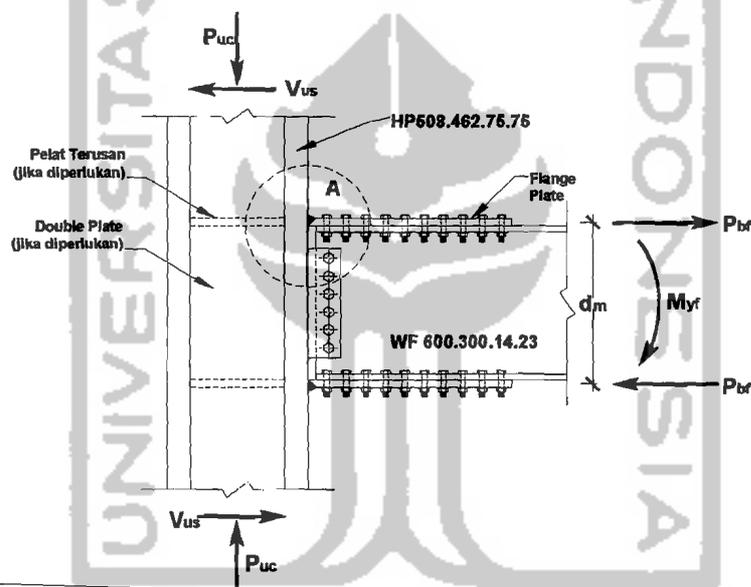
6.7.2 Perencanaan Daerah Panel Zone

Pelat Terusan :

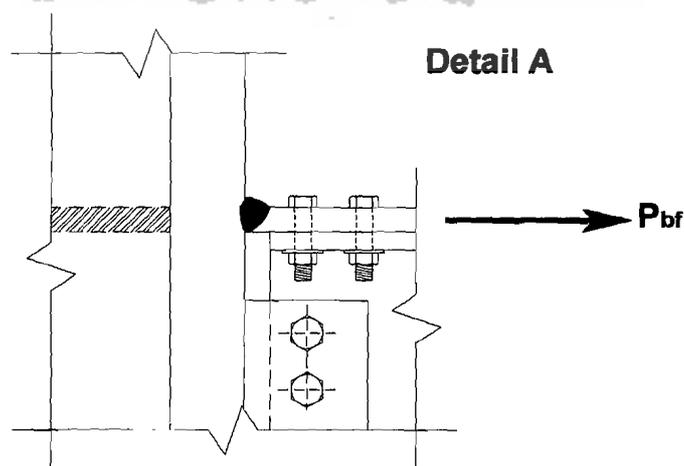
Akibat transfer momen lentur ke sayap kolom menimbulkan gaya aksial (P_{bf}) tarik atau tekan pada sayap kolom.

Untuk menghindari robeknya las antara sayap kolom dan flange plate (detail A) maka harus dipenuhi persamaan

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



Gambar 6-17 Daerah panel



Nilai P_{bf} akibat *strain hardening* pada sayap balok :

$$\begin{aligned} P_{bf} &= 1,8 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F_y \\ &= 1,8 \cdot 302 \cdot 23 \cdot 250 \cdot 10^{-3} = 3125,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat lentur sayap kolom (*Local Flange Bending*) :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot 6,25 \cdot 75^2 \cdot 250 \cdot 10^{-3} = 7910,156 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat leleh pelat badan (*Local Web Yielding*) :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (5k + t_{pl}) \cdot f_y \cdot t_{wc} \\ &= 1 \cdot (5 \cdot (112) + 25) \cdot 250 \cdot 75 \cdot 10^{-3} = 10968,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat tekuk dukung pelat badan (*Web Crippling*) :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 0,80 \cdot t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{pl}}{d_m} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \\ &= 0,75 \cdot 0,80 \cdot 75^2 \left[1 + 3 \left(\frac{25}{644} \right) \left(\frac{75}{75} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{200000 \cdot 250 \cdot 75}{75}} \cdot 10^{-3} \\ &= 26644,146 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat tekuk lentur pelat badan akibat beban tekan (*Compression Buckling of The Web*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \frac{\phi \cdot 24 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{E \cdot f_{yw}}}{d_c} \\ &= \frac{0,9 \cdot 24 \cdot 75^3 \sqrt{200000 \cdot 250}}{508} \cdot 10^{-3} = 126840,759 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $\phi R_n \geq P_{bf}$, maka tidak diperlukan pelat terusan.

Geser pada Panel Zone :

$$\text{Bentang bersih balok } (L_n) = 7,43 \text{ m}$$

$$\text{Bentang balok as-as } (L) = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Kolom } (h) = 4,00 \text{ m}$$

$$P_{uc} = 5646,827 \text{ kN}$$

$$V_w = \frac{M_{yf(ki)} + M_{yf(ka)}}{d_m} - V_c$$

Karena untuk kolom tepi hanya ada satu momen plastis balok, maka :

$$V_w = \frac{M_{yf}}{d_m} - V_c$$

$$V_c = \frac{M_{yf}(L_n/L)}{h}$$

$$\begin{aligned} V_w &= \frac{M_{yf}}{d_m} - \left[\frac{M_{yf}(L_n/L)}{h} \right] \\ &= \frac{[h - d_m(L_n/L)]M_{yf}}{d_m \cdot h} \\ &= \frac{\left[4000 - \left(594 + \left(\frac{25 + 25}{2} \right) \right) (7430/8000) \right] 1406,618 \cdot 10^6}{\left(594 + \left(\frac{25 + 25}{2} \right) \right) \cdot 4000} \cdot 10^{-3} \\ &= 1945,805 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_y &= F_y \cdot A \\ &= 250,96570 \cdot 10^{-3} = 24142,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

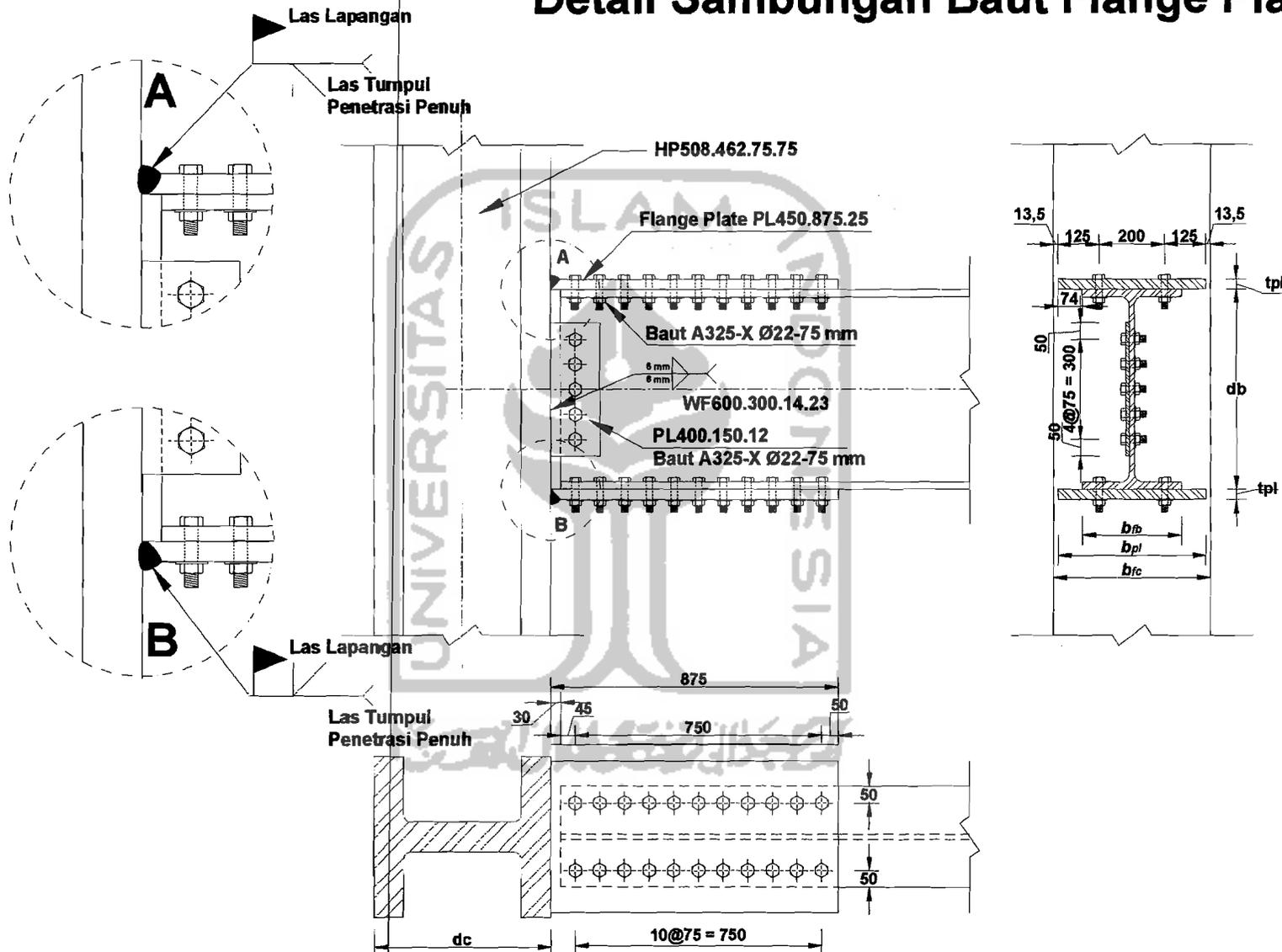
$$P_{uc} = 5646,827 < 0,75P_y = 18106,875$$

Kuat geser daerah panel :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \left[1 + \frac{3b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{wc}} \right] \\ &= 0,8 \cdot 0,6 \cdot 250 \cdot 508,75 \left[1 + \frac{3 \cdot 462 \cdot 75^2}{594 \cdot 508,75} \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 5622 \text{ kN} > V_w \end{aligned}$$

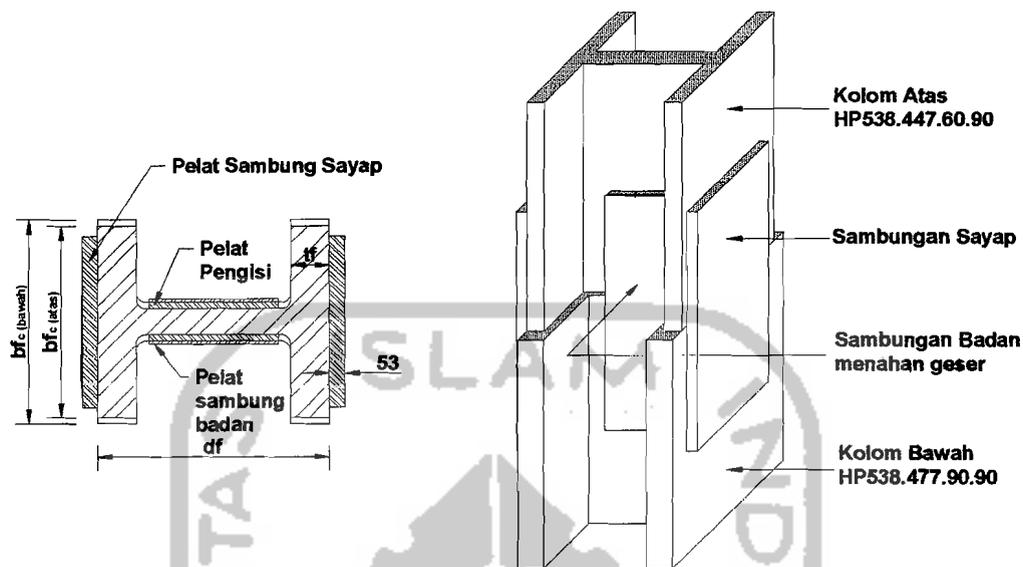
Tidak diperlukan *double plate* .

Detail Sambungan Baut Flange Plate



Gambar 6-18 Detail Sambungan Baut *Flange Plate* Menahan Momen

6.7.3 Sambungan Kolom



Gambar 6.19 Sambungan kolom - kolom

Sambungan antara kolom dan kolom pada lantai 2 dan 3 bagian tepi direncanakan sebagai berikut :

a. Plat Pengisi

Plat pengisi pada badan diambil berdasarkan perbedaan antara tebal badan kolom atas dengan kolom bawah yaitu $= 90 - 60 = 30$ mm dan diambil 15 mm pada kedua badan, karena mempunyai df yang sama antara kolom atas dan kolom bawah yaitu 538 mm maka pada sayap tidak diperlukan plat pengisi.

b. Sambungan Badan

Gaya geser yang terjadi, $V_u = 656,619$ kN

Luas penampang plat pada badan (A_g) akibat gaya geser yang terjadi pada kolom yaitu

$$A_g = \frac{V_u}{0,4 \cdot F_y} = \frac{656,619 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 250} = 6566,190 \text{ mm}^2$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t_p = \frac{A_g}{2 \cdot df} = \frac{6566,190}{2 \cdot 538} = 6,10 \text{ mm diambil, } t_p = 6,5 \text{ mm}$$

Luas las dengan kapasitas las E70 yang diperlukan pada sayap kolom

$$\phi \cdot R_{nw} = \phi \cdot (0,707 \cdot a) \cdot (0,60 \cdot F_{EXX}) = 0,9 \cdot (0,707 \cdot a) \cdot (0,60 \cdot 70) = 26,72 \cdot a \text{ Ksi}$$

dengan tebal las 1 in maka, $\phi \cdot R_{nw} = 26,72 \cdot 1 = 26,72 \text{ k/in} = 4,679 \text{ kN/mm}$

maka panjang las l_w yang diperlukan

$$l_w = \frac{656,619}{4,679} = 140,33 \text{ mm diambil, } l_w = 145 \text{ mm}$$

c. Sambungan Sayap

Perencanaan plat sayap digunakan untuk menjalankan fungsi yang seharusnya dilakukan oleh sayap tanpa sambungan.

Sayap akan didesain untuk menahan 50 % beban aksial dan menahan momen secara penuh.

$$50 \% \text{ beban aksial} = \frac{50}{100} \times 5133,304 = 2566,652 \text{ kN}$$

$$\text{beban yang ditahan tiap kolom} = \frac{2566,652}{2} = 1283,326 \text{ kN}$$

Beban pada kolom akibat momen pada sayap =

$$\frac{M}{0,95 \cdot df} = \frac{1044,686 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 538} = 2043,995 \text{ kN}$$

$$\text{Total beban pada sambungan} = 1283,326 + 2043,995 = 3327,321 \text{ kN}$$

Luas penampang plat pada sayap (A_g) akibat beban yang terjadi pada sambungan

$$A_g = \frac{3327,321 \cdot 10^3}{\phi \cdot F_y} = \frac{3327,321 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 250} = 14788,093 \text{ mm}^2$$

$$t_p = \frac{Ag}{bf} = \frac{14788,093}{447} = 33,083 \text{ mm} \quad \text{diambil, } t_p = 34 \text{ mm}$$

Luas las dengan kapasitas las E70 yang diperlukan pada sayap kolom

$$\phi.R_{nw} = \phi.(0,707.a).(0,60.F_{EXX}) = 0,9.(0,707.a).(0,60.70) = 26,72.a \text{ Ksi}$$

dengan tebal las 2 in maka, $\phi.R_{nw} = 26,72.2 = 53,44 \text{ k/in} = 9,358 \text{ kN/mm}$

maka panjang las l_w yang diperlukan

$$l_w = \frac{3327,321}{9,358} = 355,558 \text{ mm} \quad \text{diambil, } l_w = 360 \text{ mm}$$

6.7.4 Pelat Dasar Kolom

Dasar Kolom untuk Menahan Momen

Dasar kolom sering kali harus menahan momen di samping beban aksial. Gaya aksial menyebabkan tekanan antara pelat dasar dan permukaan kontak. Bila momen diterapkan maka tegangan-tekan awal pada sisi tarik dalam fleksural akan tereduksi, bahkan sering hingga nol, sehingga hanya tinggal baut angkur yang harus memberikan ketahanan terhadap gaya tarik. Pada sisi tekan, bidang kontak tetap dalam kondisi tekan. Pengangkuran akan dapat mengalami deformasi rotasi tergantung terutama pada panjang dari baut angkur yang tersedia untuk berdeformasi secara elastis.

Digunakan kolom WF 538x477x90x90, dengan *section properties* :

$$A = 1488 \text{ cm}^2$$

$$df = 538 \text{ mm}$$

$$bf = 477 \text{ mm}$$

$$tf = 90 \text{ mm}$$

$$tw = 90 \text{ mm}$$

$$fy = 250 \text{ MPa}$$

$$fc' = 25 \text{ MPa}$$

Dari penampang kolom yang tersedia didapat momen kapasitas dan gaya aksial kapasitas untuk perencanaan pelat dasar adalah sebagai berikut :

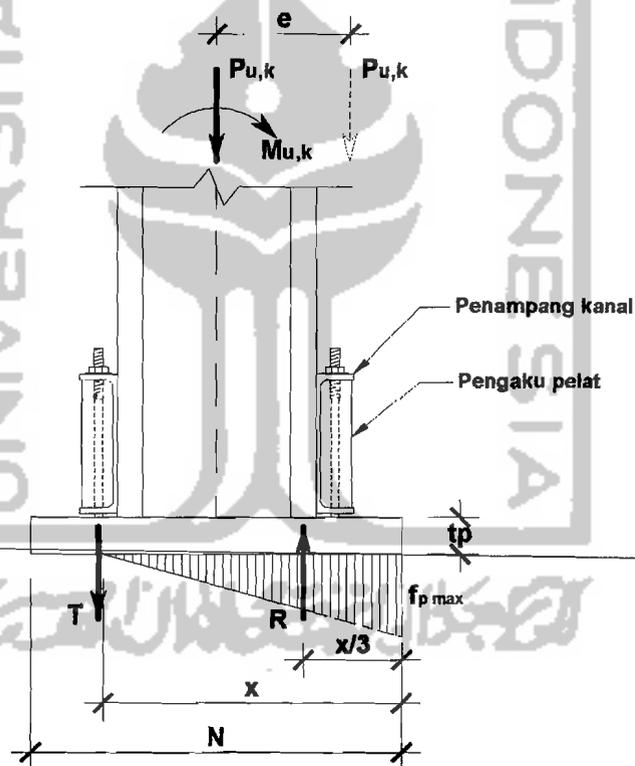
$$M_{u,k} = 1585,228 \text{ kN.m}$$

$$P_{u,k} = 5776,591 \text{ kN}$$

Eksentrisitas akibat momen :

$$e = \frac{M}{P} = \frac{1585,228 \cdot 10^3}{5776,591} = 274 \text{ mm} > \frac{1}{2} \times d_c = 269 \text{ mm}$$

Terjadi pembesaran gaya aksial akibat eksentrisitas, karena $e > \frac{1}{2} d_c$ maka diberi sayap tambahan = 100 mm (menggunakan profil C 380.100)



Gambar 6-20 Analisis pelat dasar kolom

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

$$P_u = R = P_{u,k} + T$$

Kesetimbangan momen pada pusat flens :

$$P_{u,k} \left(e - \frac{d_c}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = T \left(d_c + \frac{100}{2} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$T = \frac{5776,591 \cdot (274 - 538/2 + 90/2)}{(538 + 100/2 - 90/2)} = 531,914 \text{ kN}$$

$$P_u = 5776,591 + 531,914 \\ = 6308,505 \text{ kN}$$

Cek kapasitas sayap kolom

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi P_n = \phi_c \cdot A_c \cdot f_y \\ = 0,85 \cdot (477,90) \cdot 250 \cdot 10^{-3} \\ = 9122,625 \text{ kN} > P_u = 6308,505 \text{ kN}$$

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

$$\phi P_p \geq P_{u,k} + T$$

$$\phi (\frac{1}{2} F_p \cdot X.B) = P_{u,k} + T$$

dengan F_p adalah kekuatan tekan beton sebesar $0,85 \cdot f_c'$, luas bidang tekan perlu :

$$(X.B) = \frac{2 \cdot (P_{u,k} + T)}{\phi (F_p)} = \frac{2 \cdot 6308,505 \cdot 10^3}{0,6 \cdot (0,85 \cdot 25)} = 989569 \text{ mm}^2$$

Coba, $B = 1000 \text{ mm}$; panjang bidang tekan

$$X = \frac{989569}{1000} = 989,569 \text{ mm}$$

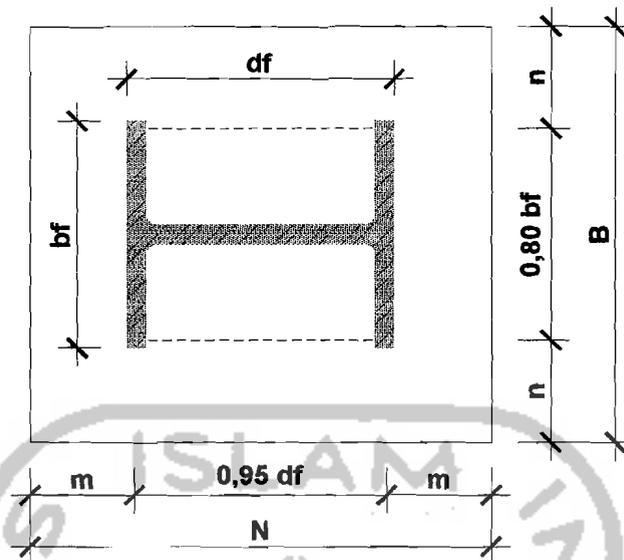
jarak dari pusat flens ke ujung pelat

$$1/3 \cdot X = 330 \text{ mm}$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

$$L = (2 \cdot 330) + 538 - 90 = 1108 \text{ mm}$$

Diambil, $N = 1150 \text{ mm}$



Gambar 6-21 Desain pelat dasar

Dipakai, $B = 1000 \text{ mm}$ dan $N = 1150 \text{ mm}$

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot df}{2} = \frac{1150 - 0,95 \cdot 538}{2} = 319,45 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,80 \cdot bf}{2} = \frac{1000 - 0,80 \cdot 477}{2} = 309,2 \text{ mm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{df \cdot bf}}{4} = \frac{\sqrt{538 \cdot 477}}{4} = 126,646 \text{ mm}$$

Perhitungan kembali harga X :

$$1/3 \cdot X = \frac{1150 - 538 + 90}{2} = 351 \text{ mm}$$

$$X = 3 \cdot 351 = 1053 \text{ mm}$$

Cek kapasitas penumpu (pedestal)

$$\phi_c P_p \geq P_u$$

$$\phi_c P_p = \phi_c \cdot F_p \cdot A$$

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

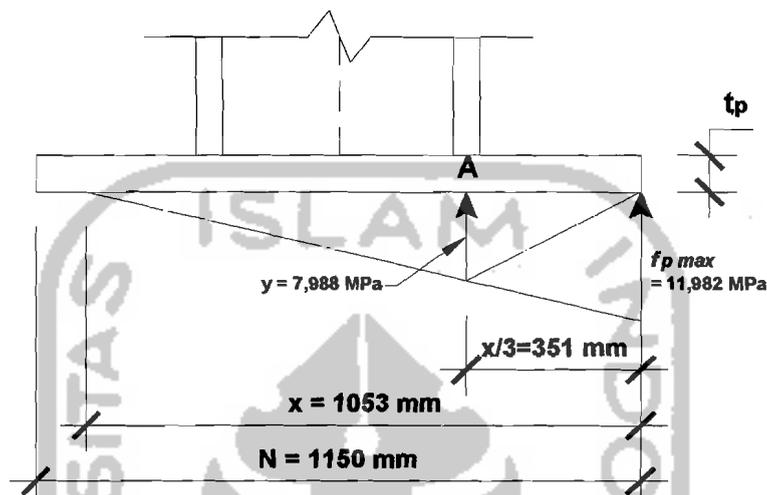
$$= 0,6 \cdot (1/2 (0,85 \cdot 25 \cdot 1053 \cdot 1000)) \cdot 10^{-3}$$

$$= 6712,875 \text{ kN} > P_u = 6308,505 \text{ kN}$$

Tegangan maksimum diujung pelat

$$f_p = \frac{2.(P_u)}{X.B} = \frac{2.(6308,505).10^3}{1053.1000}$$

$$= 11,982 \text{ Mpa} < F_p = \phi.0,85.f_c' = 0,6.0,85.25 = 12,75 \text{ Mpa}$$



Momen lentur pelat di titik A, sepanjang B = 1 mm?

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 7,988 \cdot 351 \cdot 1 \cdot \left(\frac{351}{3}\right) + \frac{1}{2} \cdot 11,982 \cdot 351 \cdot 1 \cdot \left(\frac{2 \cdot 351}{3}\right)$$

$$= 656086 \text{ Nmm/mm}^2$$

Batas pelepasan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

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

Tebal pelat yang diperlukan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{0,9 \cdot B \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 656086}{0,9 \cdot 1 \cdot 250}} = 108 \text{ mm}$$

digunakan tebal pelat, $t_p = 110 \text{ mm}$

Perencanaan baut angkur menahan gaya tarik, $T = 531,914 \text{ kN}$

Digunakan baut angkur A₄₉₀ (f_u = 1035 Mpa) diameter 22 mm

Kapasitas tarik satu angkur :

$$\begin{aligned}\phi T_n &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 1035 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 22^2) \cdot 10^{-3} \\ &= 221,309 \text{ kN}\end{aligned}$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{531,914}{221,309} = 2,4 \rightarrow 3 \text{ angkur}$$

Kedalaman Angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$T_n = \frac{T}{n} = \frac{531,914}{3} = 177,305 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_i' = 0,57 \sqrt{f_c' (MPa)} = 0,57 \sqrt{25} = 2,85 \text{ Mpa}$$

gaya tarik = luas permukaan angkur x teg. Ijin tarik beton

$$177,305 = \pi \cdot D \cdot L \cdot f_i'$$

Kedalaman baut angkur yang diperlukan :

$$L = \frac{177,305}{\pi \cdot D \cdot f_i'} = \frac{177,305}{\pi \cdot 22 \cdot 2,85} = 900 \text{ mm}$$

Jika digunakan 4 angkur menahan tarik :

$$T_n = \frac{T}{n} = \frac{531,914}{4} = 132,979 \text{ kN}$$

$$L = \frac{177,305}{\pi \cdot D \cdot f_i'} = \frac{132,979}{\pi \cdot 22 \cdot 2,85} = 675 \text{ mm}$$

Digunakan L = 700 mm

6.7.5 Perencanaan Pedestal (kaki kolom) dan Pile Cap

Pedestal Kolom

Pedestal kolom direncanakan mempunyai dimensi yang sama dengan pelat dasar kolom dan ketinggian sama dengan kedalaman baut angkur.

Dimensi Pedestal : $b = 1150 \text{ mm}$

$h = 1000 \text{ mm}$

$L = 700 \text{ mm}$

Mutu beton $f'_c = 25 \text{ Mpa}$

Cek rasio tinggi terhadap lebar terpendek pedestal ;

$$\frac{L}{h} = \frac{700}{1000} = 0,70 < 3,0$$

Secara teoritis menurut SNI T-15 1991 pasal (3.3.15) diperhitungkan tidak memerlukan tulangan.

Pedestal kolom diberi penulangan minimum sebesar, $\rho = 1\%$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 0,01 \cdot A_g \\ &= 0,01 \cdot (1150 \cdot 1000) = 11500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $D_{25} \rightarrow A_{s1} = 490 \text{ mm}^2$

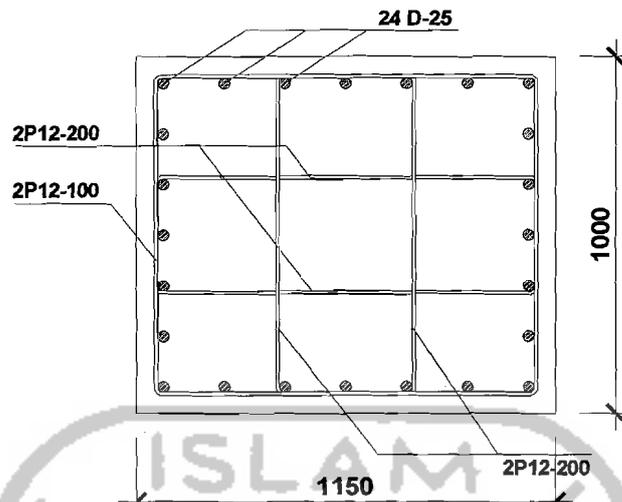
Jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{11500}{490} = 23,5 \rightarrow 24-D_{25} \text{ dipasang merata pada pedestal.}$$

Tulangan sengkang :

Sengkang utama : 2P12-100

Sengkang ekstra : 2P12-200



Gambar 6-22 Penampang Pedestal Kolom

Perencanaan Pile Cap :

Pile Cap dipergunakan untuk menyatukan kelompok pondasi tiang pancang pada suatu kolom.

Dalam analisis ini diasumsikan tanah dibawah pile cap mempunyai kapasitas dukung yang cukup kuat untuk mendukung pondasi tiang pancang, sehingga penentuan jumlah tiang pancang ditentukan berdasarkan spesifikasi tiang pancang.

Data tiang pancang :

Produksi : PT. WIJAYA KARYA BETON
Tipe : TPC-40-A-U 39 (diameter 40 cm)

Spesifikasi :

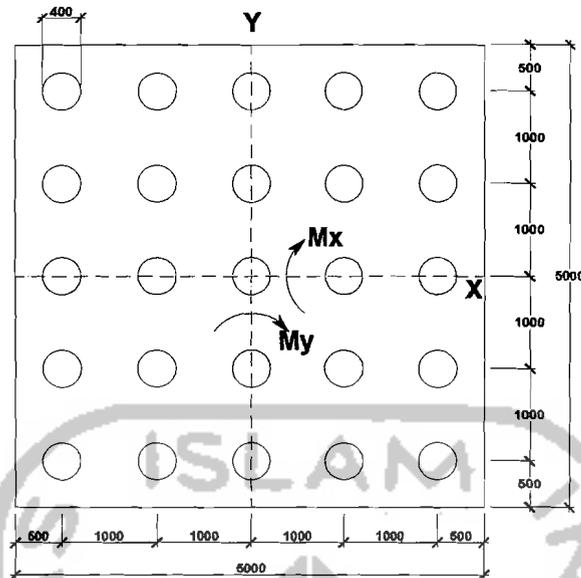
- Mengacu pada JIS A S335-1985
- Daya dukung tiang = 500 kN (50 ton)
- Mutu beton = K-500

Gaya yang bekerja pada kolom :

$$P_{u,k} = 5776,591 \text{ kN}$$

$$M_{u,Y} = 1585,228 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,X} = 836,494 \text{ kN-m}$$



Gambar 6-23 Konfigurasi kelompok tiang pancang

$$\Sigma X^2 = (10.1^2) + (10.2^2) = 50$$

$$\Sigma Y^2 = (10.1^2) + (10.2^2) = 50$$

Beban yang diterima satu tiang :

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\Sigma Y^2}$$

ΣP = Gaya aksial total yang bekerja diatas pondasi

= $P_{u,k}$ + pedestal + pile cap + tanah urug

$$= 5776,591 + (1,15.1.0,7.23) + (5.5.0,75.23) + (((5.5)-(1,15.1)).0,7.18)$$

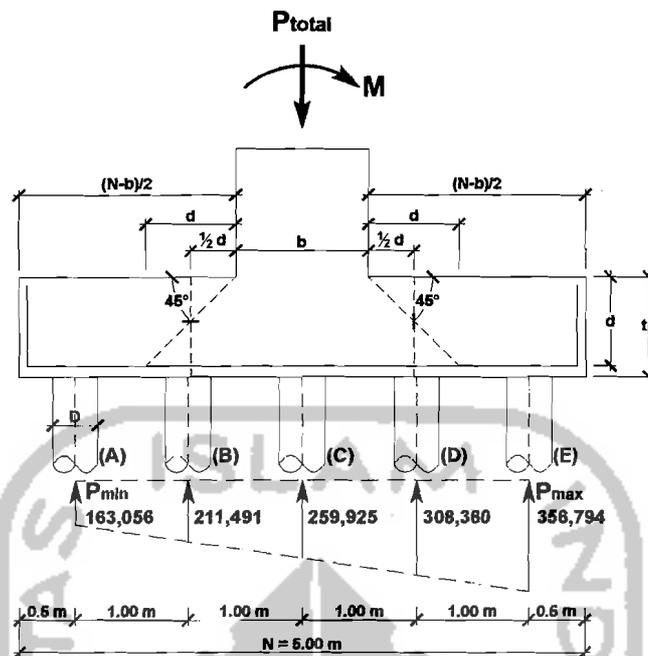
$$= 6498,116 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = \frac{6498,116}{25} + \frac{1585,228.2}{50} + \frac{836,494.2}{50}$$

$$= 356,794 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{6564,185}{25} - \frac{1894,64.2}{50} - \frac{836,494.2}{50}$$

$$= 163,056 \text{ kN}$$



Gambar 6.24 Reaksi tiang pancang akibat beban aksial dan momen.

Seperti pada perencanaan pondasi dangkal untuk kolom tunggal, penentuan tebal *pile cap* biasanya ditentukan oleh besarnya gaya geser. Dalam hal ini baik geser dua arah (geser *pons*) maupun geser satu arah (geser lentur). Perbedaannya adalah bahwa geser pada *pile cap* disebabkan oleh reaksi tiang yang terpusat bukan oleh tekan tahanan tanah terbagi merata. Peraturan ACI mengemukakan kenyataan bahwa reaksi tiang bukanlah merupakan suatu beban titik melainkan merupakan beban yang terdistribusi pada luas tahanan tiang.

Gaya geser pada *pile cap* ditentukan dengan kondisi berikut :

- (a) Reaksi dari tiang yang pusatnya berjarak $\geq D/2$ diluar penampang kritis harus diperhitungkan menyebabkan geser.
- (b) Reaksi dari tiang yang pusatnya berjarak $\geq D/2$ didalam penampang kritis harus diperhitungkan sama sekali tidak menyebabkan geser.

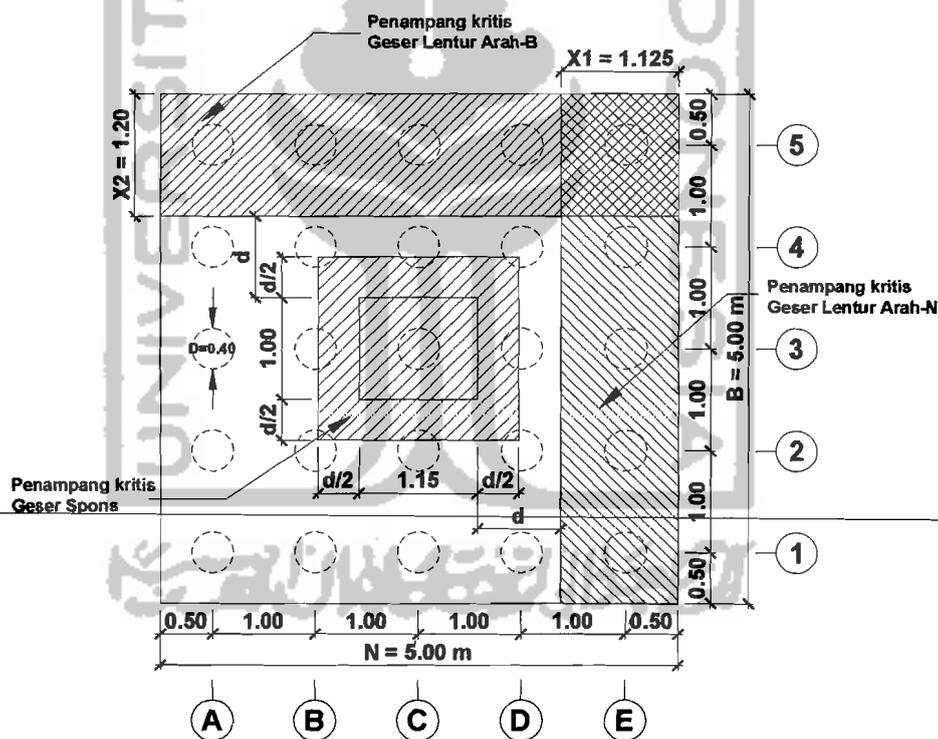
- (c) Pusat tiang yang terletak diantara (a) dan (b), bagian reaksi tiang yang menyebabkan geser merupakan nilai interpolasi linear antara harga penuhnya pada $D/2$ diluar penampang dan nol pada $D/2$ didalam penampang geser.

D = diameter tiang pancang.

Menentukan Tebal *Pile Cap* :

Dicoba tebal *pile cap*, $t_p = 900$ mm

$$\begin{aligned} d &= t_p - pb - \varnothing_{tul} \\ &= 900 - 75 - 25 = 800 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 6-25 Penampang kritis *pile cap* akibat geser

Kontrol Geser Satu Arah (Geser Lentur) :

Arah-N dan Arah-B

Pada gambar 6-19 reaksi maksimum tiang 356,794 kN terjadi pada tiang pancang as-E dan pada gambar 6-20 dapat dilihat pada daerah penampang kritis geser lentur arah-N terdapat 5 tiang, sehingga :

$$\begin{aligned} V_u &= 5 \cdot P_{\text{maks}} \\ &= 5 \times 356,794 = 1783,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} B \cdot d \\ &= \left(\frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 5000 \cdot 800 \right) \cdot 10^{-3} \\ &= 3333,333 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \cdot 3333,333 \\ &= 2000 \text{ kN} > V_u = 1783,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol Geser Dua Arah (Geser Pons) :

Geser Pons akibat beban pedestal kolom :

Pada gambar 6-20 dapat dilihat daerah penampang kritis geser pons memotong luas tahanan beberapa tiang sehingga pusat reaksi tiang berada pada posisi seperti pada keterangan (b), dimana jarak pusat reaksi tiang yang terpotong penampang kritis geser pons kurang dari $D/2$. Sehingga :

$$\begin{aligned} V_u &= (5.163,056) + (2.211,491) + (2.259,925) + (2.308,360) + (5.356,794) \\ &= 4158,802 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_o} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_o \cdot d \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_o \cdot d$$

$$\beta_o = \frac{1,15}{1} = 1,15$$

$$b_o = 2((1150 + 800) + (1000 + 800)) = 7500 \text{ mm}$$

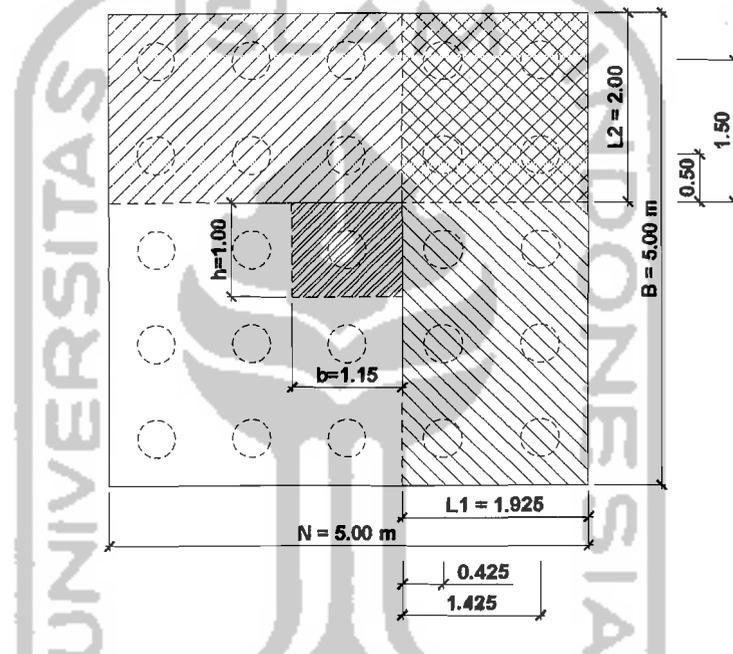
$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1,15}\right) \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) 7500 \cdot 800 \cdot 10^{-3} = 13695 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 7500 \cdot 800 \cdot 10^{-3} = 9900 \text{ kN (menentukan)}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot (9900)$$

$$= 5940 \text{ kN} > V_u = 4158,802 \text{ kN}$$

Penulangan Menahan Lentur *Pile Cap* :



Gambar 6-26 Penampang kritis *pile cap* akibat momen

Penampang kritis karena momen adalah penampang dimuka kolom (L_1 dan L_2).

Dengan memperhatikan gambar 6-24 dan 6-26 diperoleh reaksi terpusat tiang dan lengan momen terhadap muka kolom :

Momen Lentur pada arah-X (N) :

$$M_{u,x} = (308,360 \times 0,425) + (356,794 \times 1,425)$$

$$= 639,484 \text{ kNm}$$

$$d = 900 - 75 = 825 \text{ mm} ; f_c' = 25 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0271 = 0,0203$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{639,484 \cdot 10^6 / 0,8}{1000 \cdot 825^2} = 1,174 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,8235$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] = \frac{1}{18,8235} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,174 \cdot 18,8235}{400}} \right]$$

$$= 0,003 < \rho_{\min} = 0,0035$$

$$1,33 \rho_{\text{perlu}} = 0,004 > \rho_{\min} = 0,0035$$

Digunakan $\rho = 0,004$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \\ = 0,004 \cdot 1000 \cdot 825 = 3300 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22, $A_{s1} = 380 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan :

$$s \leq \frac{380 \cdot 1000}{3300} = 115 \text{ mm}$$

Digunakan D22-100

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{380 \cdot 1000}{100} = 3800 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 3300 \text{ mm}^2$$

Cek kapasitas lentur arah-X :

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{3800 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 71 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) \\ = 3800 \cdot 400 (825 - (71/2)) \cdot 10^{-6} = 1200 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 1200 = 960,032 \text{ kNm} > M_u = 639,484 \text{ kNm}$$

Momen Lentur pada arah-Y (B) :

$$M_{u,x} = (308,360 \times 0,5) + (356,794 \times 1,5)$$

$$= 689,371 \text{ kNm}$$

$$d = 900 - 75 - 22 = 803 \text{ mm} ; f_c' = 25 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{689,371 \cdot 10^6 / 0,8}{1000 \cdot 803^2} = 1,336 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,8235$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] = \frac{1}{18,8235} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,336 \cdot 18,8235}{400}} \right]$$

$$= 0,0035 = \rho_{\text{min}} = 0,0035$$

Digunakan $\rho = 0,0035$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 803 = 2810,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22, $A_{s1} = 380 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan :

$$s \leq \frac{380 \cdot 1000}{2810,5} = 135 \text{ mm}$$

Digunakan D22-125

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{380 \cdot 1000}{125} = 3040 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 2810,5 \text{ mm}^2$$

Cek kapasitas lentur arah-X :

$$a = \frac{A_{sada} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{3040 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 57 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) \\ = 3040 \cdot 400 (803 - (57/2)) \cdot 10^{-6} = 941,792 \text{ kNm}$$

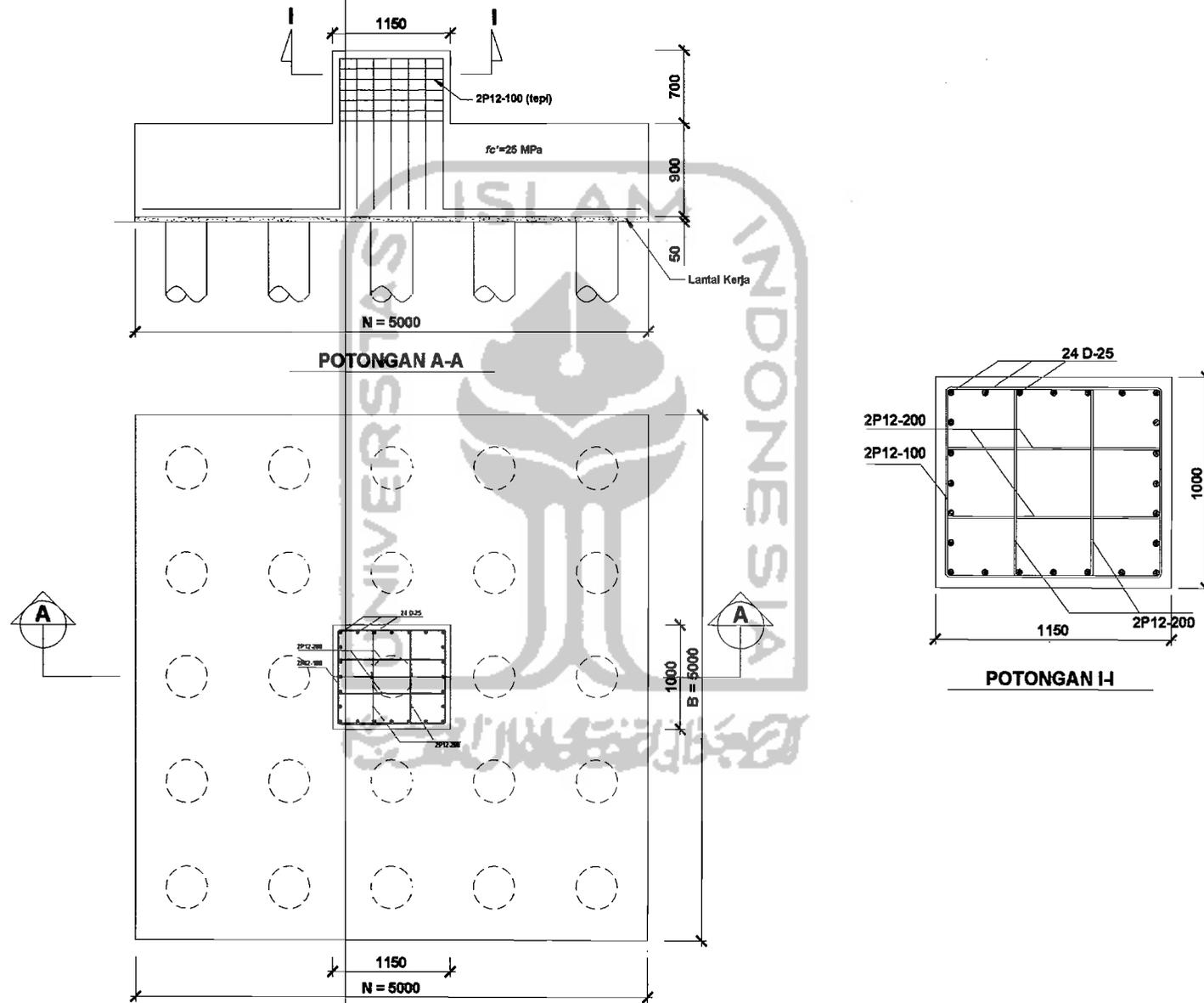
$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 941,792 = 753,434 \text{ kNm} > M_u = 689,371 \text{ kNm}$$



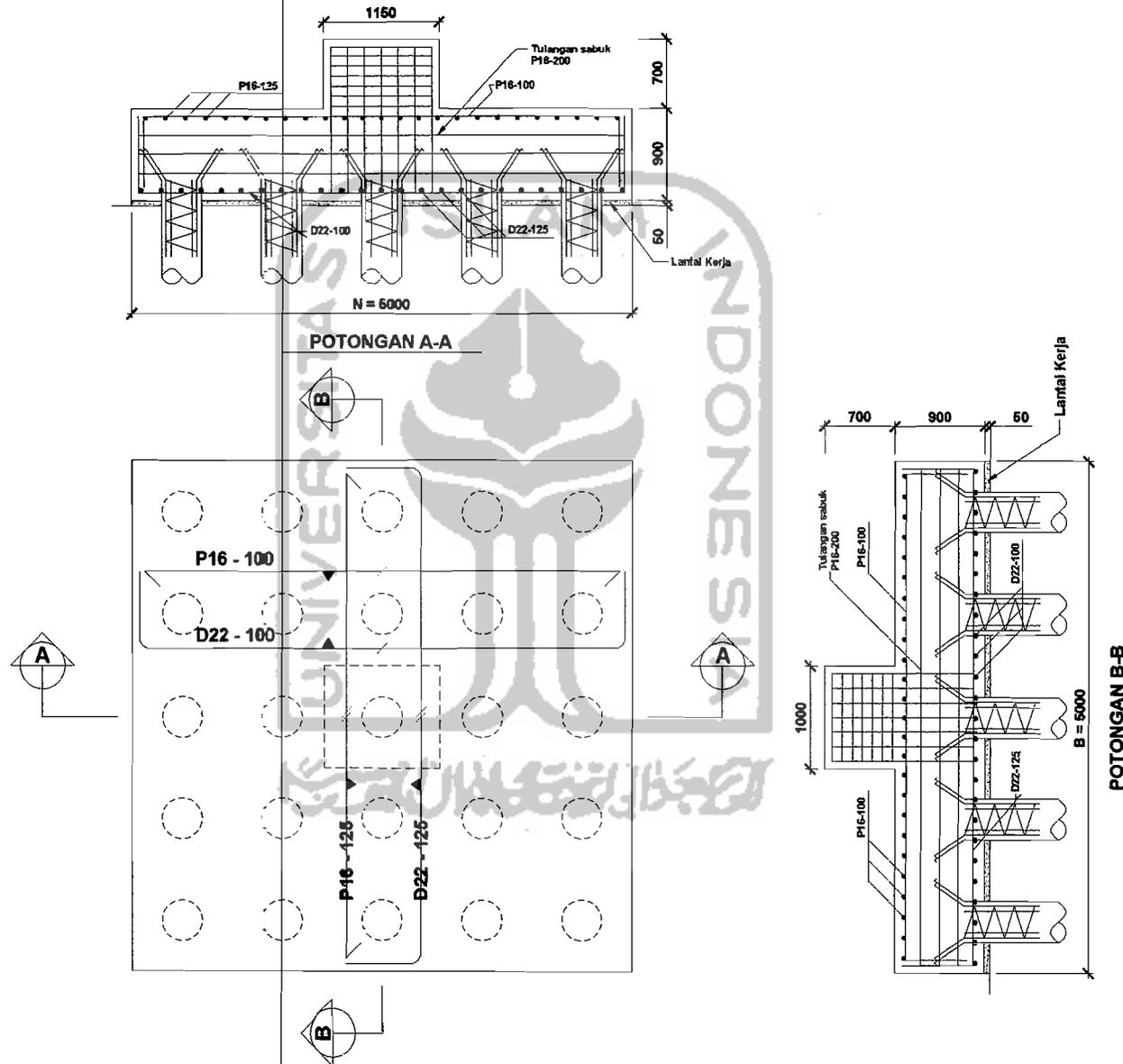
جامعة الإسلام في إندونيسيا

DETAIL PENUMPU KOLOM (PEDESTAL)



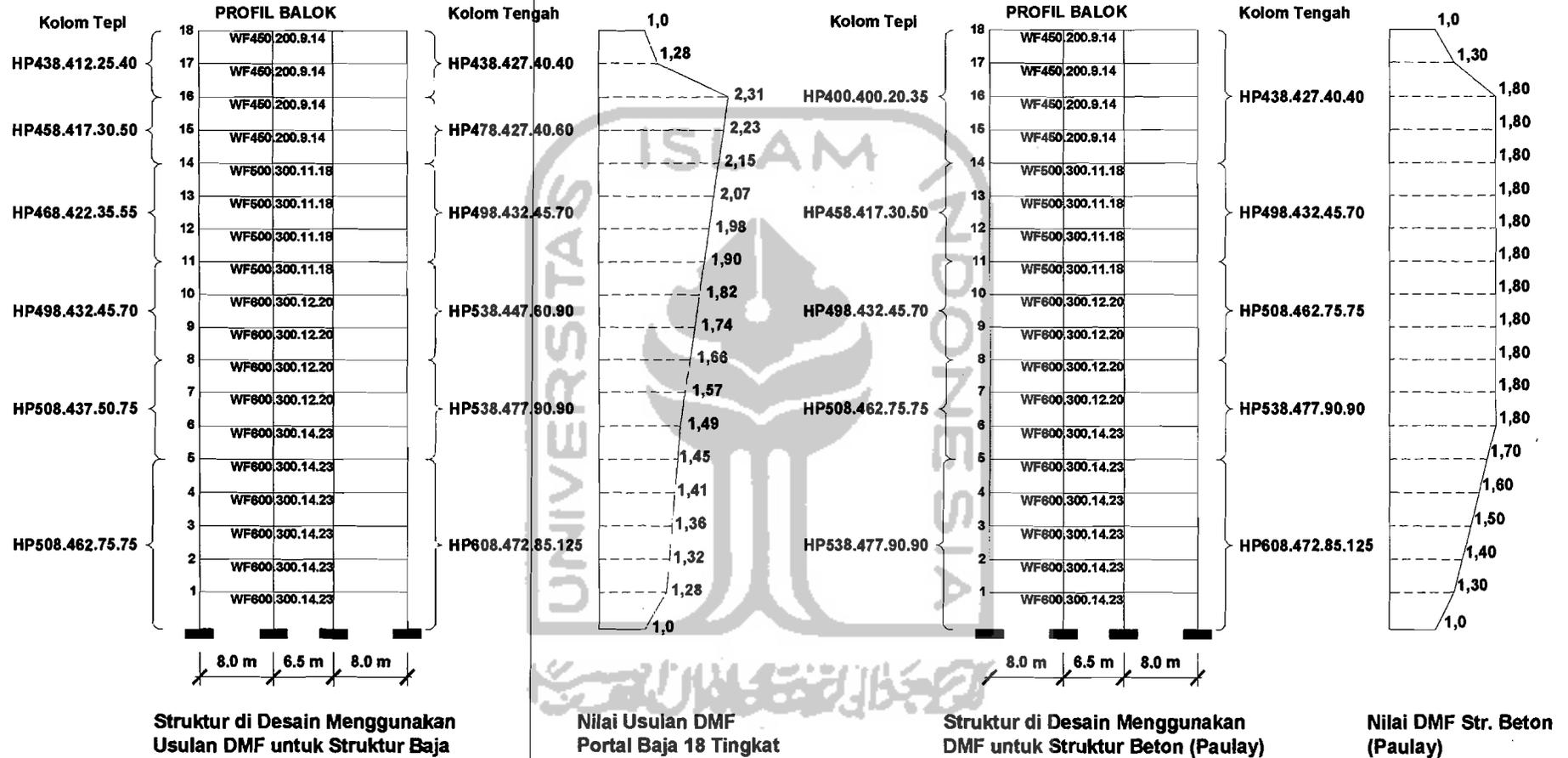
Gambar 6-27 Penumpu Kolom (Pedestal)

DETAIL KEPALA TIANG (PILE CAP)



Gambar 6-28 Detail *Pile Cap*

VERIFIKASI DESAIN STRUKTUR PORTAL BAJA 18 TINGKAT



Gambar 6-29 Penempatan Profil dan Nilai DMF yang Dipergunakan

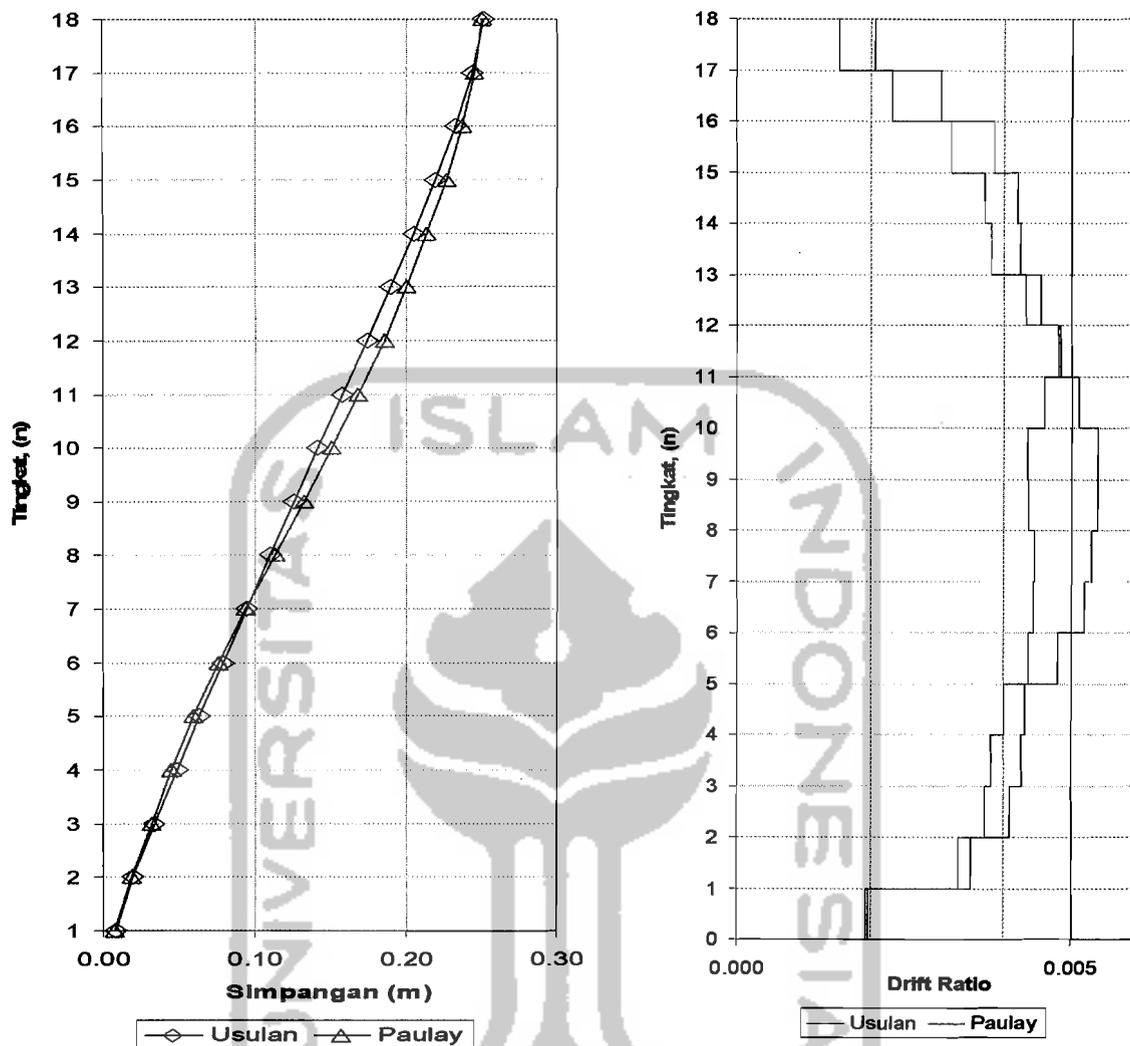
6.8 Verifikasi Desain

Pada verifikasi ini akan dibandingkan respons struktur jika didesain menggunakan kover momen (DMF) struktur beton dan usulan DMF struktur baja. Gambar 6-29 merupakan gambar penempatan profil untuk masing-masing struktur yang didesain menggunakan Usulan DMF dan DMF struktur beton. Rekapitulasi desain diuraikan pada sub-sub bab berikut ini;

6.8.1 Perbandingan Respons Yang Terjadi

Tabel 6.8.1 Perbandingan Simpangan dan interstory drift struktur

Tingkat	Simpangan (m)		Interstory Drift	
	DMF Usulan	DMF Beton	DMF Usulan	DMF Beton
18	0.2345	0.2509	0.0019	0.0015
17	0.2278	0.2457	0.0027	0.0023
16	0.2182	0.2376	0.0035	0.0032
15	0.2061	0.2264	0.0041	0.0037
14	0.1917	0.2134	0.0044	0.0038
13	0.1764	0.2000	0.0044	0.0043
12	0.1608	0.1851	0.0047	0.0048
11	0.1443	0.1684	0.0048	0.0051
10	0.1273	0.1506	0.0047	0.0054
9	0.1108	0.1318	0.0047	0.0054
8	0.0943	0.1129	0.0044	0.0053
7	0.0790	0.0943	0.0038	0.0052
6	0.0657	0.0760	0.0037	0.0048
5	0.0528	0.0594	0.0036	0.0040
4	0.0403	0.0452	0.0034	0.0038
3	0.0285	0.0318	0.0032	0.0037
2	0.0171	0.0189	0.0029	0.0033
1	0.0069	0.0075	0.0017	0.0019



(a) Simpangan Relatif Tingkat

(b) Simpangan Antar Tingkat

Gambar 6-30 Simpangan Tingkat