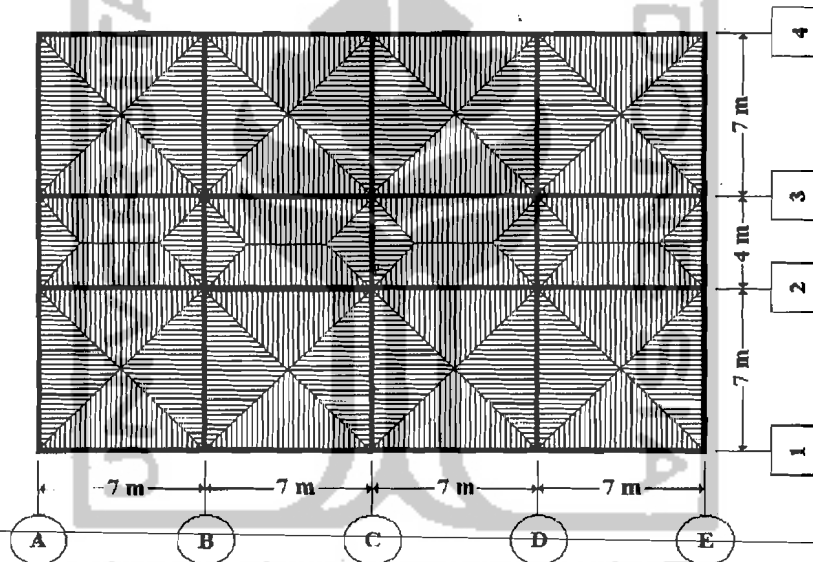


BAB V

ANALISIS DAN DESAIN

5.1 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan didasarkan pada kondisi penempatan dan metode pembebanan pada portal melintang pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Distribusi beban pada plat

5.1.1 Pembebanan pada struktur

Portal yang ditinjau dalam analisis dan desain adalah portal melintang C dengan pembebanan total seluruh struktur sebagai berikut :

1. Pembebanan pada balok atap

Beban yang bekerja pada atap adalah sebagai berikut :

1) Beban mati

a) Berat plat	$= 0,15 \cdot 2400$	$= 360 \text{ kg/m}^2$
b) Berat plafon		$= 18 \text{ kg/m}^2$
Beban mati atap total		$= 378 \text{ kg/m}^2$

2) Beban hidup

Untuk peninjauan gempa, beban hidup dikalikan koefisien reduksi 0,3 (PPI 1983).

$$\text{Beban hidup atap total} = 0,3 \cdot 100 = 30 \text{ kg/m}^2$$

2. Pembebanan pada balok lantai

1) Beban mati

a) Berat plat	$= 0,15 \cdot 2400$	$= 360 \text{ kg/m}^2$
b) Berat plafon		$= 18 \text{ kg/m}^2$
c) Berat tegel	$= 0,02 \cdot 2400$	$= 48 \text{ kg/m}^2$
d) Berat pasir	$= 0,03 \cdot 1600$	$= 48 \text{ kg/m}^2$
e) Berat spesi	$= 0,02 \cdot 2100$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
f) Berat dinding	$= 250 \cdot 3,75$	$= 937,5 \text{ kg/m}$

$$\text{Beban mati lantai total} = 516 \text{ kg/m}^2$$

2) Beban hidup

Untuk peninjauan gempa, beban hidup dikalikan koefisien reduksi 0,3 (PPI 1983).

$$\text{Beban hidup lantai total} = 0,3 \cdot 250 = 75 \text{ kg/m}^2$$

5.1.2 Pembebanan portal C

Untuk portal C, maka peninjauan pembebanannya adalah sebagai berikut :

1. Balok atap

1) Balok atap tepi

$$\text{a) Beban mati} = 2.0,5.7.378 = 2646 \text{ kg/m}$$

$$\text{b) Beban hidup} = 2.0,5.7.30 = 210 \text{ kg/m}$$

2) Balok atap tengah

$$\text{a) Beban mati} = 2.0,5.4.378 = 1512 \text{ kg/m}$$

$$\text{b) Beban hidup} = 2.0,5.4.30 = 120 \text{ kg/m}$$

2. Balok lantai

1) Balok atap tepi

$$\text{c) Beban mati} = 2.0,5.7.516 + 937,5 = 4549,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{d) Beban hidup} = 2.0,5.7.75 = 525 \text{ kg/m}$$

2) Balok atap tengah

$$\text{a) Beban mati} = 2.0,5.4.516 + 937,5 = 3001,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{b) Beban hidup} = 2.0,5.4.75 = 300 \text{ kg/m}$$

Setelah perhitungan pembebanan pada struktur, maka ditentukan terlebih dahulu asumsi profil yang digunakan dalam analisis. Untuk struktur portal baja 17 lantai baik yang berpengaku (*braced*) maupun yang tanpa pengaku (*unbraced*).

Tabel 5.1 Profil Rencana

Lantai	Profil Balok	Berat kg/m	Profil Kolom	Berat kg/m	Profil Bracing	Berat kg/m
17	W27X114	169,8031	W24X207	308,3268	C15X50	74,4751
16	W27X114	169,8031	W24X207	308,3268	C15X50	74,4751
15	W27X114	169,8031	W24X207	308,3268	C15X50	74,4751
14	W27X114	169,8031	W24X207	308,3268	C15X50	74,4751
13	W27X129	192,1456	W24X229	341,0958	C15X50	74,4751
12	W27X129	192,1456	W24X229	341,0958	C15X50	74,4751
11	W27X129	192,1456	W24X229	341,0958	C15X50	74,4751
10	W27X129	192,1456	W24X229	341,0958	C15X50	74,4751
9	W27X146	217,4672	W24X250	372,3753	C15X50	74,4751
8	W27X146	217,4672	W24X250	372,3753	C15X50	74,4751
7	W27X146	217,4672	W24X250	372,3753	C15X50	74,4751
6	W27X146	217,4672	W24X250	372,3753	C15X50	74,4751
5	W27x161	239,8097	W24X279	415,5708	C15X50	74,4751
4	W27x161	239,8097	W24X279	415,5708	C15X50	74,4751
3	W27x161	239,8097	W24X279	415,5708	C15X50	74,4751
2	W27x161	239,8097	W24X279	415,5708	C15X50	74,4751
1	W27x161	239,8097	W24X279	415,5708	C15X50	74,4751

5.2 Perhitungan Gaya Gempa

Pada perencanaan ini perhitungan gaya gempa didasarkan pada PPTGIUG 1987 dengan tahapan sebagai berikut :

5.2.1 Berat total bangunan

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

1. Berat lantai 17 (atap)

$$1) \text{ Beban mati} = 378.(7+7+7+7).(7+4+7) = 190512 \text{ kg}$$

$$a) \text{ Balok memanjang} = 169,8031. 7.4.4 = 19017,9528 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b) Balok melintang} &= 169,8031 \cdot (7.5.2+4.5) = 15282,2834 \text{ kg} \\
 \text{c) Kolom} &= \frac{1}{2} \cdot 308,3268 \cdot 3,75 \cdot 20 = 11562,2639 \text{ kg} \\
 \text{2) Beban hidup} &= 30 \cdot (7+7+7+7) \cdot (7+4+7) = 15120 \text{ kg} \\
 \text{Berat atap total} &= 251494,4901 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2. Berat lantai 16

$$\begin{aligned}
 \text{1) Beban mati} &= 516 \cdot (7+7+7+7) \cdot (7+4+7) = 260064 \text{ kg} \\
 \text{a) Balok memanjang} &= 169,8031 \cdot 7 \cdot 4 \cdot 4 = 19017,9528 \text{ kg} \\
 \text{b) Balok melintang} &= 169,8031 \cdot (7.5.2+4.5) = 15282,2835 \text{ kg} \\
 \text{c) Kolom} &= 308,3268 \cdot 3,75 \cdot 20 = 23124,5079 \text{ kg} \\
 \text{d) Berat dinding} &= 937,5 \cdot (7.4.4+7.5.2+4.5) = 189375 \text{ kg} \\
 \text{2) Beban hidup} &= 75 \cdot (7+7+7+7) \cdot (7+4+7) = 37800 \text{ kg} \\
 \text{Berat total lantai 16} &= 544663,7441 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk struktur berpengaku (*braced*) maka berat pengaku itu sendiri harus dimasukkan kedalam berat total setiap lantai struktur.

Panjang *bracing* lantai atas :

$$\begin{aligned}
 a &= \sqrt{3,75^2 + 4^2} \\
 &= 5,4829 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk lantai bawah :

$$\begin{aligned}
 a &= \sqrt{4,25^2 + 4^2} \\
 &= 5,8363 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat satu *bracing* pada lantai atas :

$$W_{\text{Bracing}} = 74,4751 \cdot 5,4829 = 408,3395 \text{ kg}$$

Berat satu *bracing* untuk lantai bawah :

$$W \text{ Bracing} = 74,4751.5,8363 = 434,6590 \text{ kg}$$

Sehingga berat total struktur, baik yang berpengaku maupun tanpa pengaku dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Berat Total Struktur

Tanpa Pengaku (<i>UnBraced</i>)		Berpengaku (<i>Braced</i>)	
Lantai	Berat (kg)	Lantai	Berat (kg)
17	251484,4902	17	251902,8295
16	544663,7441	16	545480,4228
15	544663,7441	15	545480,4228
14	544663,7441	14	545480,4228
13	550405,7717	13	551222,4503
12	551634,6102	12	552451,2889
11	551634,6102	11	552451,2889
10	551634,6102	10	552451,2889
9	557922,5400	9	558739,2187
8	559095,5223	8	559912,2010
7	559095,5223	7	559912,2010
6	559095,5223	6	559912,2010
5	565228,5440	5	566045,2226
4	566848,3766	4	567665,0553
3	566848,3766	3	567665,0553
2	566848,3766	2	567665,0553
1	568926,2310	1	569769,2291
Total Berat	9160704,3366 kg	Total Berat	9174205,8542 kg

5.2.2 Waktu getar struktur

Waktu getar struktur tanpa pengaku dapat dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned}
 T &= 0,085.H^{\frac{3}{4}} && \text{Persamaan (3.2 - 2a)} \\
 &= 0,085.64,25^{\frac{3}{4}} \\
 &= 1,9289 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk struktur berpengaku, waktu getar dapat dihitung dengan beberapa persamaan.

$$\begin{aligned}
 T &= 0,08 \frac{H}{\sqrt{Lx}} \sqrt{\frac{H}{Lx + H}} && \text{Persamaan (3.2 - 2b)} \\
 &= 0,08 \frac{64,25}{\sqrt{18}} \sqrt{\frac{64,25}{18 + 64,25}} \\
 &= 1,0708 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= 0,049.H^{\frac{3}{4}} && \text{Persamaan (3.2 - 2c)} \\
 &= 0,049.64,25^{\frac{3}{4}} \\
 &= 1,1120 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{hn}{20.\sqrt{D}} && \text{Persamaan (3.2 - 2d)} \\
 &= \frac{64,25}{20.\sqrt{18}} \\
 &= 0,7572 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= 0,85 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L}{H}}} \cdot 0,1 \frac{H}{\sqrt{L}} && \text{Persamaan (3.2-2e)} \\
 &= 0,85 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{18}{64,25}}} \cdot 0,1 \cdot \frac{64,25}{\sqrt{18}} \\
 &= 1,1377 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai T antara 0,7572 detik sampai dengan 1,1377 detik. Diambil nilai T = 1,1377 detik (Spanyol).

5.2.3 Koefisien gempa dasar C

Koefisien gempa dasar C dapat diperoleh dari nilai T = 1,9289 detik yang dibaca pada grafik Gambar 3.2 atau dari PPTGIUG 1987. Untuk T = 1,9289 detik pada Wilayah 2 dan jenis tanah keras didapatkan nilai C = 0,0367. Sedangkan untuk T = 1,1377 detik didapatkan nilai C = 0,0551.

5.2.4 Gaya horisontal akibat gempa

Gaya horisontal dasar akibat gempa dapat dihitung dengan persamaan (3.2-1). Nilai faktor keutamaan gedung I dan nilai faktor jenis struktur K dapat dilihat pada PPTGIUG 1987 dengan jenis struktur-struktur lain didapat nilai I sama dengan 1,0. Untuk portal daktail struktur baja didapatkan nilai K sama dengan 1,0.

Untuk struktur tanpa pengaku :

$$\begin{aligned}
 V &= C.I.K.Wt && \text{Persamaan (3.2-1)} \\
 &= 0.0367.1.0.1.0.9160704.3366 \\
 &= 336197,8491 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk struktur dengan pengaku :

$$V = C.I.K.Wt \quad \text{Persamaan (3.2-1)}$$

$$= 0.0551.1,0.1,0.9174205,8542$$

$$= 505498,7426 \text{ kg}$$

Evaluasi rasio antara tinggi bangunan dengan lebar bangunan.

$$H/B = 64,25/18 = 3,5694 > 3$$

Karena $H/B > 3$, maka dalam distribusi beban horisontal gempa,

khusus pada lantai teratas digunakan persamaan :

$$F_i = 0,1.V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 V \quad \text{Persamaan (3.2-4a)}$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 V \quad \text{Persamaan (3.2-4b)}$$

Nilai F_i / Lantai merupakan nilai gaya horisontal untuk seluruh luasan total gedung. Gaya horisontal pada portal didapatkan dari jumlah portal dikurangi 1 atau $(n-1)$ portal sehingga didapatkan $F_i \text{ Portal} = \frac{1}{4} (F_i / \text{Lantai})$.

Tabel 5.3 Distribusi Gaya Horisontal Pada Struktur Tanpa Pengaku

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi / Lantai (kg)	Fi Portal (kg)
1	2	3	4	5	6
17	64,25	251484,4902	16158520.9926	49733,2405	12433,3101
16	60,50	544663,7441	32952156.5177	32939,5708	8234,8927
15	56,75	544663,7441	30909667.4774	30897,8618	7724,4655
14	53,00	544663,7441	28867178.4370	28856,1529	7214,0382
13	49,25	550405,7717	27107484.2539	27097,1308	6774,2827

1	2	3	4	5	6
12	45,50	551634,6102	25099374.7657	25089,7883	6272,4471
11	41,75	551634,6102	23030744.9774	23021,9486	5755,4872
10	38,00	551634,6102	20962115.1890	20954,1089	5238,5272
9	34,25	557922,5400	19108846.9859	19101,5486	4775,3871
8	30,50	559095,5223	17052413.4304	17045,9004	4261,4751
7	26,75	559095,5223	14955805.2218	14950,0930	3737,5233
6	23,00	559095,5223	12859197.0131	12854,2856	3213,5714
5	19,25	565228,5440	10880649.4713	10876,4937	2719,1234
4	15,50	566848,3766	8786149.8379	8782,7941	2195,6985
3	11,75	566848,3766	6660468.4255	6657,9245	1664,4811
2	8,00	566848,3766	4534787,0131	4533,0550	1133,2637
1	4,25	568926,2310	2417936,4816	2417,0130	604,2532
		9160704,3366	302343496,5015		

Tabel 5.4 Distribusi Gaya Horisontal Pada Struktur Berpengaku

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi / Lantai (kg)	Fi Portal (kg)
1	2	3	4	5	6
17	64,25	251902,8295	16184756,7950	74895,5137	18723,8784
16	60,50	545480,4228	33001565,5775	49603,6133	12400,9033
15	56,75	545480,4228	30956013,9921	46529,0092	11632,2523
14	53,00	545480,4228	28910462,4068	43454,4050	10863,6013
13	49,25	551222,4503	27147705,6787	40804,8609	10201,2152
12	45,50	552451,2889	25136533,6454	37781,9316	9445,4829
11	41,75	552451,2889	23064841,3120	34668,0362	8667,0090
10	38,00	552451,2889	20993148,9786	31554,1407	7888,5352
9	34,25	558739,2187	19136818,2405	28763,9485	7190,9871

1	2	3	4	5	6
8	30,50	559912,2010	17077322,1300	25668,3848	6417,0962
7	26,75	559912,2010	14977651,3763	22512,4358	5628,1090
6	23,00	559912,2010	12877980,6226	19356,4869	4839,1217
5	19,25	566045,2226	10896370,5358	1637,9912	4094,4978
4	15,50	567665,0553	8798808,3574	13225,2116	3306,3029
3	11,75	567665,0553	6670064,4000	10025,5636	2506,3909
2	8,00	567665,0553	4541320,4425	6825,9157	1706,4789
1	4,25	569769,2291	2421519,2238	3639,7092	909,9273
		9174205,8542	302792883,7151		

5.3 Kontrol Persamaan Rayleigh terhadap Waktu Getar Struktur

Untuk menghitung waktu getar dengan persamaan Rayleigh, maka digunakan persamaan (3.2-5) yaitu :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad \text{Persamaan (3.2 - 5)}$$

Nilai percepatan gravitasi g diambil sebesar $9,8 \text{ m/s}^2$. Perhitungan

periode getar dengan persamaan Rayleigh ini ditunjukkan oleh Tabel 5.5 dan

Tabel 5.6.

Tabel 5.5 Evaluasi Periode Getar Rayleigh untuk Struktur Tanpa Pengaku

Tk	Wi (kg)	Fi (kg)	di (cm)	Fi.di	Wi.di ²
17	251484,4902	49733,2405	1,2488	62108,3166	392224,2823
16	544663,7441	32939,5708	1,2300	40514,5361	823975,5725
15	544663,7441	30897,8618	1,1986	37034,4289	782497,4245
14	544663,7441	28856,1529	1,1555	33344,1902	727263,7714
13	550405,7717	27097,1308	1,1015	29847,7503	667820,2288
12	551634,6102	25089,7883	1,0442	26198,4147	601461,0880
11	551634,6102	23021,9486	0,9784	22524,1949	528038,8769
10	551634,6102	20954,1089	0,9048	18959,0111	451590,1638
9	557922,5400	19101,5486	0,8241	15741,7754	378917,0755
8	559095,5223	17045,9004	0,7456	12709,3341	310807,6586
6	559095,5223	12854,2856	0,5736	7373,5018	183966,0582
5	565228,5440	10876,4937	0,4814	5236,3969	131012,0873
3	566848,3766	6657,9245	0,3102	2065,0845	54533,6812
2	566848,3766	4533,0550	0,2216	1004,3254	27824,9130
1	568926,2310	2417,0130	0,1317	318,3715	9871,1205
				328361,5599	6406075,2192

Tabel 5.6 Evaluasi Periode Getar Rayleigh untuk Struktur Berpengaku

Tk	Wi (kg)	Fi (kg)	di (cm)	Fi.di	Wi.di ²
17	251902,8295	49808,7576	1,8806	140848,5752	890894,6561
16	545480,4228	32988,5494	1,8522	91875,4893	1871336,4287
15	545480,4228	30943,8046	1,8050	83983,5406	1777132,9494
14	545480,4228	28899,0598	1,7401	75615,0765	1651689,2557
13	551222,4503	27136,9983	1,6587	67685,0390	1516660,7930
12	552451,2889	25126,6195	1,5724	59409,2868	1365948,5877
11	552451,2889	23055,7443	1,4733	51077,3418	1199201,2825
10	552451,2889	20984,8690	1,3625	42992,6651	1025581,1040
9	558739,2187	19129,2705	1,2410	35696,4325	860521,6124
8	559912,2010	17070,5866	1,1228	28819,8871	705841,8438
7	559912,2010	14971,7440	0,9967	22438,6267	556246,7726
6	559912,2010	12872,9014	0,8638	16720,2493	417784,5276
5	566045,2226	10892,0729	0,7250	11873,9274	297521,6951
4	567665,0553	8795,3380	0,5978	7906,2551	202875,0088
3	567665,0553	6667,4336	0,4671	4682,7131	123842,4852
2	567665,0553	4539,5293	0,3336	2277,3726	63188,5658
1	269769,2291	2420,5641	0,1984	721,9575	22417,5890
				744624,4355	14548685,1572

Hitungan dari persamaan Rayleigh pada tabel diatas kemudian dimasukkan kedalam persamaan (3.2-5) baik pada struktur dengan pengaku maupun tanpa pengaku sehingga didapatkan hasil :

Untuk struktur tanpa pengaku :

$$T = 2. \pi \sqrt{\frac{\sum W_i . d_i^2}{g \sum F_i . d_i}} \quad \text{Persamaan (3.2-5)}$$

$$= 2.3,14 \sqrt{\frac{6406075,2192}{980.328361,5599}}$$

$$= 0,8860 \text{ detik}$$

Untuk struktur dengan pengaku :

$$T = 2. \pi \sqrt{\frac{\sum W_i . d_i^2}{g \sum F_i . d_i}} \quad \text{Persamaan (3.2-5)}$$

$$= 2.3,14 \sqrt{\frac{14548685,1572}{980.744624,4355}}$$

$$= 0,8867 \text{ detik}$$

Asumsi awal untuk periode getar struktur dari persamaan (3.2-2) didapatkan nilai T untuk *unbraced frame* $T = 1,9289$ detik dan untuk *braced frame* $T = 1,1377$ detik.

Sehingga rasionya didapatkan sebesar :

$$\text{Rasio } T_{\text{Tanpa Pengaku}} = 1,9289/0,8860 = 2,1771 > 1,2$$

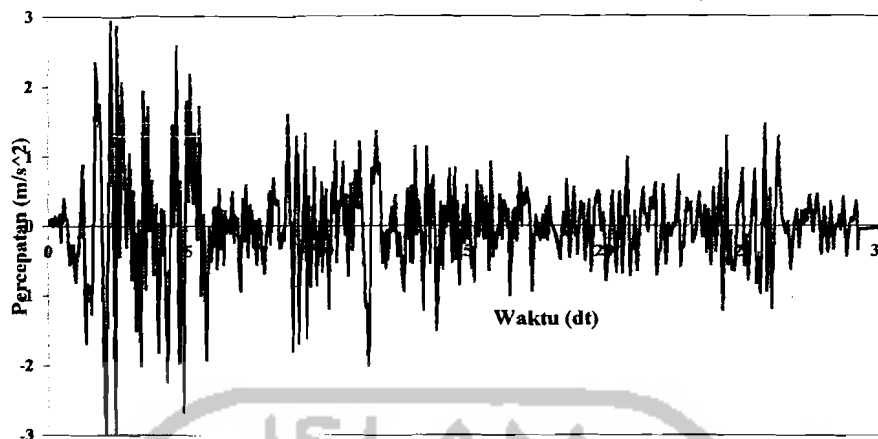
$$\text{Rasio } T_{\text{Dengan Pengaku}} = 1,1377/0,8867 = 1,2831 > 1,2$$

Karena rasio periode getar struktur Rayleigh lebih besar dengan selisih lebih dari 20% asumsi awalnya, maka perhitungan gaya gempa harus diulangi dari mencari nilai koefisien gempa dasar C dengan memakai nilai T dari persamaan Rayleigh. Hasil dari perhitungan ulang beban gempa ditunjukkan dalam Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Gaya Gempa Dengan Periode Getar Rayleigh

Tanpa Pengaku		Dengan Pengaku	
Tingkat	Gaya Gempa Fi (kg)	Tingkat	Gaya Gempa Fi (kg)
17	20686,8653	17	20713,0459
16	13701,4290	16	13718,3373
15	12852,1669	15	12868,0271
14	12002,9047	14	12017,7170
13	11271,2280	13	11284,9611
12	10436,2608	12	10448,9421
11	9576,1295	11	9587,7655
10	8715,9981	10	8726,5890
9	7945,4135	9	7954,9356
8	7090,3533	8	7098,8288
7	6218,5885	7	6226,0220
6	5346,8238	6	5353,2152
5	4524,1484	5	4529,4847
4	3653,2604	4	3657,5544
3	2769,4071	3	2772,6622
2	1885,5537	2	1887,7700
1	1005,3723	1	1006,5952

Selain gaya gempa dengan metode statik ekuivalen, dalam analisis juga digunakan beban percepatan tanah dari gempa ElCentro.



Gambar 5.2 Data gempa ElCentro

Nilai gaya horisontal ini kemudian dimasukkan berupa beban horisontal pada struktur sebagai gaya gempa dalam analisis struktur SAP2000. Selain balok fondasi, dimasukkan data material nilai Modulus Elastis $E = 29.000$ ksi. Untuk balok fondasi pada Material Properties dimasukkan nilai $E = 2,9 \cdot 10^{-20}$ ksi sebagai Steel0, $E = 29.000$ ksi sebagai Steel dan $E = 2,9 \cdot 10^{+28}$ ksi sebagai Steel1. Data percepatan tanah gempa ElCentro juga dimasukkan sebagai beban gempa riil. Nilai *Damping Ratio* diambil sebesar 5% untuk semua mode dan *Number of Modes* diambil 7. Beban gempa ini juga dikombinasikan dengan beban mati dan hidup yang telah dihitung diatas sesuai dengan kombinasi beban dari AISC-LRFD93. Dari output SAP2000 akan keluar gaya dalam berupa gaya aksial, gaya geser dan momen. Gaya-gaya inilah yang menjadi dasar perencanaan elemen struktur. Dalam penelitian ini yang didesain hanya portal 17 lantai *unbraced frame* dan *braced frame* dengan asumsi dukungan fondasi jepit (nilai Modulus Elastis balok fondasi $E = 2,9 \cdot 10^{+28}$). Untuk profil yang digunakan didesain dulu di program SAP2000 sebagai desain awal (*preliminary design*).

5.4 Perencanaan Elemen Struktur

Dalam perencanaan seluruh elemen struktur, digunakan rumus-rumus desain yang terdapat dalam *AISC-LRFD Volume I* dan *Volume II* serta *Structural Steel Design-Load and Resistance Factor Method* (Rokach, Abraham J., 1991). Untuk sambungan balok-kolom digunakan rumus desain dari *Structural Steel Design LRFD Approach-Second Edition* (Smith, J.C, 1996) dengan *Ultimate Strength Method*. Desain sambungan kolom-kolom dan plat dasar digunakan referensi yang sama. Sambungan *bracing* dan kolom digunakan rumus-rumus dari *Steel Structures Design and Behavior-Fourth Edition* (Salmon, Charles G dan Johnson, John E).

5.4.1 Perencanaan balok

Balok merupakan elemen struktur yang menahan gaya geser dan momen lentur. Perencanaannya diawali dengan penentuan letak sendi plastis pada balok dengan persamaan (3.6-1).

$$X = 0,5 dk + A + \frac{1}{3} db \quad \text{Persamaan (3.6-1)}$$

Pada lantai 1, digunakan profil W24X279 dengan tinggi profil kolom dk sebesar 26,73 in dan balok W27X161 dengan tinggi profil balok db sebesar 27,59 in. Asumsi panjang sambungan A sebesar 30 cm. Sehingga didapatkan nilai X :

$$X = 0,5 dk + A + \frac{1}{3} db \quad \text{Persamaan (3.6 - 1)}$$

$$= (0,5 \cdot 26,73 \cdot 0,0254) + \left(\frac{30}{100}\right) + \left(\frac{1}{3} \cdot 27,59 \cdot 0,0254\right)$$

$$= 0,8731 \text{ m}$$

Hitungan selanjutnya ditunjukkan oleh Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Asumsi Letak Sendi Plastis Pada Balok

Lantai	Profil Kolom	dk (in)	Profil Balok	db (in)	A (cm)	X (m)
14 – 17	W24X207	25,71	W27X114	27,29	30	0,8576
10 – 13	W24X229	26,02	W27X129	27,63	30	0,8644
6 – 9	W24X250	26,34	W27X146	27,38	30	0,8663
1 – 5	W24X279	26,73	W27X161	27,59	30	0,8731

Balok dan kolom pada lantai yang sama digunakan jenis profil yang sama sehingga mempunyai asumsi letak sendi plastis yang sama.

Setelah itu, pada diagram bidang momen (BMD) hasil analisis struktur SAP2000 dibaca nilai momen pada titik sendi plastis ini.

Tabel 5.9 Momen Pada Sendi Plastis (*UnBraced E=*~) (Lampiran I Hal 38-65)

Lt.	Balok Kiri		Balok Tengah		Balok Kanan	
	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan
1	2	3	4	5	6	7
17	6847,98	-12556,50	-749,17	-752,54	11366,00	-16649,57
16	10244,44	-20647,45	4531,39	-6645,68	15066,21	-26929,30
15	17115,18	-26777,63	10208,21	-12282,97	21617,57	-33508,22
14	13123,58	-32159,79	15004,64	-17139,39	26329,16	-39429,62
13	31634,28	-39601,73	19794,92	-21877,91	34524,55	-48226,55
12	36648,89	-44361,97	23989,42	-26027,47	39094,45	-53280,95
11	41805,08	-48949,05	27934,08	-30023,37	43412,09	-58140,23
10	45799,70	-52504,05	31024,00	-33201,27	46679,63	-61821,25
9	54101,63	-59691,06	34380,23	-36624,13	54308,50	-70225,50

1	2	3	4	5	6	7
8	56860,84	-62438,74	37207,45	-39454,09	56633,19	-72779,42
7	60030,12	-65138,41	40070,98	-42411,86	58826,50	-75422,36
6	62034,20	-66792,24	42304,43	-44775,55	59933,56	-76850,30
5	67337,13	-71159,98	45674,52	-48194,47	64184,63	-81739,36
4	67663,58	-71743,10	48114,73	-50630,39	64049,18	-81619,06
3	68281,13	-71898,35	50456,00	-53137,02	63427,13	-81409,40
2	66801,07	-70359,30	52066,48	-54806,91	60987,45	-79181,58
1	59137,08	-61660,23	46759,57	-50263,59	51565,13	-69910,46

Tabel 5.10 Momen Pada Sendi Plastis (Braced E~)
(Lampiran II Hal 41-68)

Lt.	Balok Kiri		Balok Tengah		Balok Kanan	
	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan
1	2	3	4	5	6	7
17	11662,85	-18978,46	-7107,05	5423,57	17197,70	-23293,79
16	13803,54	-25228,17	-5029,38	28160,12	18950,67	-29795,27
15	16396,60	-27909,94	-4311,86	2130,62	21480,65	-32128,87
14	19325,87	-30726,53	-3975,64	1739,87	24245,81	-34988,28
13	25542,97	-36917,79	-4756,69	2552,32	31140,02	-41444,10
12	28670,06	-40025,71	-4264,13	2116,46	34079,90	-44631,68
11	31421,88	-42745,14	-3979,78	1786,23	36569,38	-47126,05
10	33772,11	-45000,30	-3706,31	1433,21	38581,70	-49206,28
9	40401,05	-51744,49	-4861,80	2505,93	45748,22	-55920,90
8	42022,38	-53280,44	-4099,87	1754,88	46902,05	-57375,67
7	42754,18	-53929,79	-3453,60	1023,19	47100,78	-57636,65
6	42613,09	-53626,34	-2662,77	133,25	46312,79	-56980,41
5	45333,24	-56240,69	-2488,12	-108,23	48842,66	-59319,22

1	2	3	4	5	6	7
4	43232,45	-53962,84	-629,90	-1949,88	45892,10	-56815,97
3	39321,61	-49762,09	1279,69	-4015,39	40972,55	-52135,86
2	33260,79	-43480,24	3904,92	-6688,37	33855,58	-45391,83
1	25694,80	-34570,18	7118,90	-10656,06	24301,19	-36297,27

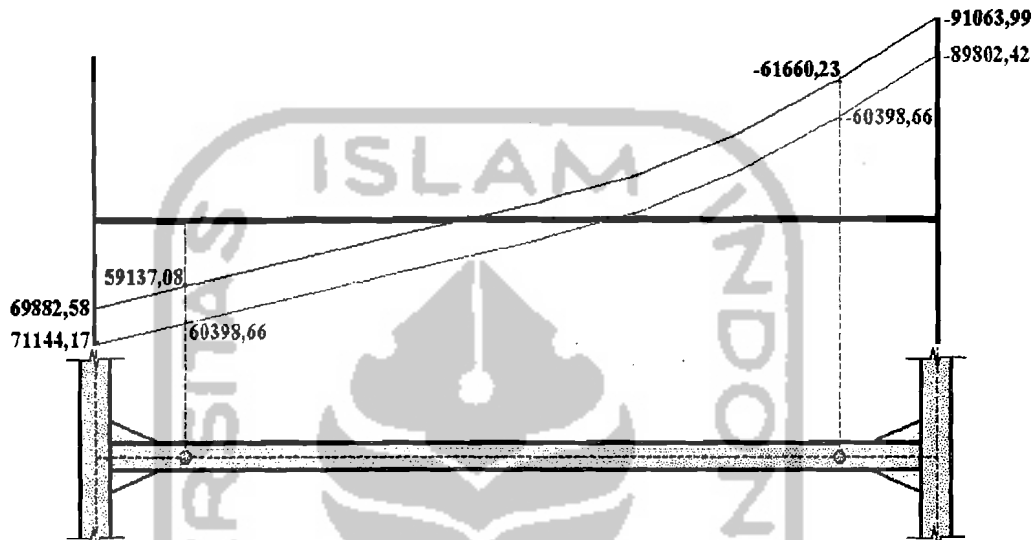
**Tabel 5.11 Momen Pada Sendi Plastis (*Braced E=0*)
(Lampiran III Hal 40-67)**

Lt.	Balok Kiri		Balok Tengah		Balok Kanan	
	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan
1	2	3	4	5	6	7
17	11290,76	-19375,79	-7136,74	5405,45	16827,30	-21300,38
16	13206,26	-25857,21	-5074,87	2780,38	18353,93	-30423,97
15	15801,46	-28541,38	-4357,93	2095,45	20886,31	-32759,71
14	18734,51	-31361,85	-4022,89	1705,90	23655,35	-35623,26
13	24945,65	-37577,20	-4806,29	2522,80	30544,23	-42102,23
12	28081,18	-40693,76	-4316,32	2089,53	33492,75	-45298,25
11	31794,10	-43425,09	-4035,65	1762,98	35994,14	-47804,02
10	33210,31	-45696,50	-3767,32	1415,11	38622,72	-49899,95
9	39857,79	-52487,78	-4935,76	2499,82	45210,14	-56659,34
8	41510,19	-54055,79	-4184,06	1759,00	46396,05	-58145,19
7	42283,38	-54748,57	-3551,92	1041,45	46638,22	-58447,56
6	42198,61	-54563,86	-2780,58	151,01	45908,98	-57847,68
5	45005,72	-57243,12	-2646,00	-28,10	48532,91	-60304,30
4	43010,26	-55074,42	-823,46	-1833,69	45691,41	-57906,97
3	39241,54	-51019,79	1034,48	-3850,13	40918,76	-53365,31
2	33351,18	-44938,04	3602,92	-6448,72	33996,30	-46815,42
1	25918,60	-36038,89	6390,39	-10110,76	24495,18	-37703,52

Selanjutnya dilakukan redistribusi momen balok agar didapatkan momen rencana yang relatif sama baik momen negatif maupun momen positif dengan menggunakan persamaan (3.6-2).

$$M_{pl}' = M_{pl} \pm \Delta M$$

Persamaan (3.6-2)



Gambar 5.3 Redistribusi momen pada balok

Pada balok kiri lantai 1 didapatkan momen ujung balok sebelah kiri ($M_{1 ki}$) sebesar 69882,59 kg.m, momen plastis balok sebelah kiri ($M_{pl ki}$) sebesar 59137,08 kg.m, momen plastis balok sebelah kanan ($M_{pl ka}$) sebesar -61660,23 kg.m dan momen ujung balok sebelah kanan sebesar -91063,99 kg.m.

Maka besarnya momen yang didistribusi sebesar :

$$\begin{aligned} \Delta M_1 &= 0,5 | M_{pl ki} + M_{pl ka} | && \text{Persamaan (3.6-2)} \\ &= 0,5 | 59137,08 + -61660,23 | \\ &= 1261,58 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Nilai momen yang didistribusi ΔM_1 tidak boleh lebih besar dari 30% momen maksimum pada balok.

$$30\% M_{maks} = 30\% \cdot 91063,99$$

$$= 27319,20 \text{ kg.m}$$

Hasil momen akhir setelah didistribusi adalah sebagai berikut :

$$M1'_{ki} = M1_{ki} + \Delta M1$$

$$= 69882,59 + 1261,58$$

$$= 71144,17 \text{ kg.m}$$

$$M_{p1}'_{ki} = M_{p1}_{ki} + \Delta M1$$

$$= 59137,08 + 1261,58$$

$$= 60398,66 \text{ kg.m}$$

$$M_{p1}'_{ka} = M_{p1}_{ka} + \Delta M1$$

$$= -61660,23 + 1261,58$$

$$= -60398,66 \text{ kg.m}$$

$$M1'_{ka} = M1_{ka} + \Delta M1$$

$$= -91063,99 + 1261,58$$

$$= -89802,42 \text{ kg.m}$$

Hasil redistribusi pada balok dapat dilihat pada Tabel 5.12, Tabel 5.13 dan Tabel 5.14.

Tabel 5.12 Redistribusi Momen Balok (*UnBraced E=*)

Tkt.	Balok	ΔM	Setelah Redistribusi		Persentase
			Kiri	Kanan	
1	2	3	4	5	6
17	Tepi Kiri	2071,12	8919,10	-10485,38	9,83%
	Tengah	0,00	-749,17	-752,54	0,00%
	Tepi Kanan	2613,26	13979,26	-14036,32	9,84%
16	Tepi Kiri	3576,59	13821,03	-17070,87	10,34%
	Tengah	1057,15	5588,54	-5588,54	7,50%
	Tepi Kanan	5450,16	20516,37	-21479,15	12,77%
15	Tepi Kiri	4510,03	21625,21	-22267,61	10,53%
	Tengah	1037,38	11245,59	-11245,59	4,33%
	Tepi Kanan	6244,38	27861,95	-27263,85	12,17%
14	Tepi Kiri	4518,11	27641,69	-27641,69	9,02%
	Tengah	1067,38	16072,02	-16072,02	3,29%
	Tepi Kanan	6550,23	32879,39	-32879,39	11,09%
13	Tepi Kiri	3983,73	35618,01	-35618,01	6,60%
	Tengah	1041,50	20836,42	-20836,42	2,54%
	Tepi Kanan	6851,00	41375,55	-41375,55	9,67%
12	Tepi Kiri	3856,54	40505,43	-40505,43	5,78%
	Tengah	1019,03	25008,45	-25008,45	2,11%
11	Tepi Kanan	7093,25	46187,70	-46187,70	9,15%
	Tepi Kiri	3571,99	45377,07	-45377,07	4,90%
	Tengah	1044,65	28978,73	-28978,73	1,89%
	Tepi Kanan	7364,07	50776,16	-50776,16	8,78%
10	Tepi Kiri	3352,18	49151,88	-49151,88	4,31%
	Tengah	1088,64	32112,64	-32112,64	1,79%
	Tepi Kanan	7570,81	54250,44	-54250,44	8,54%
9	Tepi Kiri	2794,72	56896,35	-56896,35	3,19%
	Tengah	1121,95	35502,18	-35502,18	1,67%
	Tepi Kanan	7958,50	62267,00	-62267,00	7,97%

1	2	3	4	5	6
8	Tepi Kiri	2788,95	59649,79	-59649,79	3,06%
	Tengah	1123,32	38330,77	-38330,77	1,56%
	Tepi Kanan	8073,12	64706,31	-64706,31	7,82%
7	Tepi Kiri	2554,15	62584,27	-62584,27	2,69%
	Tengah	1170,44	41241,42	-41241,42	1,51%
	Tepi Kanan	8297,93	67124,43	-67124,43	7,78%
6	Tepi Kiri	2379,02	64413,22	-64413,22	2,45%
	Tengah	1235,56	43539,99	-43539,99	1,52%
	Tepi Kanan	8458,37	68391,93	-68391,93	7,79%
5	Tepi Kiri	1911,43	69248,56	-69248,56	1,85%
	Tengah	1259,98	46934,50	-46934,50	1,43%
	Tepi Kanan	8777,37	72962,00	-72962,00	7,61%
4	Tepi Kiri	2039,76	69703,34	-69703,34	1,96%
	Tengah	1257,83	49372,56	-49372,56	1,36%
	Tepi Kanan	8784,94	72834,12	-72834,12	7,63%
3	Tepi Kiri	1808,61	70089,74	-70089,74	1,73%
	Tengah	1340,51	51796,51	-51796,51	1,39%
	Tepi Kanan	8991,14	72418,27	-72418,27	7,83%
2	Tepi Kiri	1779,12	68580,19	-68580,19	1,74%
	Tengah	1370,22	53436,70	-53436,70	1,38%
	Tepi Kanan	9097,07	70084,52	-70084,52	8,14%
1	Tepi Kiri	1261,58	60398,66	-60398,66	1,39%
	Tengah	1752,01	48511,58	-48511,58	1,92%
	Tepi Kanan	9172,67	60737,80	-60737,80	9,23%

Tabel 5.13 Redistribusi Momen Balok (*Braced E=*)

Tkt.	Balok	ΔM	Setelah Redistribusi		Persentase
			Kiri	Kanan	
1	2	3	4	5	6
17	Tepi Kiri	3653,92	15316,77	-15324,55	12,47%
	Tengah	841,74	-6265,31	6265,31	6,20%
	Tepi Kanan	3048,05	20245,75	-20245,75	9,40%
16	Tepi Kiri	4980,69	18784,23	-20247,48	12,30%
	Tengah	2817,89	-2211,50	5634,01	25,10%
	Tepi Kanan	5411,83	24362,50	-24383,44	11,60%
15	Tepi Kiri	3970,40	20367,00	-23939,54	9,02%
	Tengah	2176,11	-2135,75	4306,73	21,80%
	Tepi Kanan	5321,65	26802,30	-26807,22	10,69%
14	Tepi Kiri	5692,02	25017,89	-25034,52	11,91%
	Tengah	1808,02	-2167,63	3547,89	19,29%
	Tepi Kanan	5371,41	29617,22	-29617,22	10,03%
13	Tepi Kiri	5687,41	31230,38	-31230,38	10,11%
	Tengah	1102,19	-3654,51	3654,51	10,16%
	Tepi Kanan	5152,04	36292,06	-36292,06	8,25%
12	Tepi Kiri	5677,83	34347,89	-34347,89	9,40%
	Tengah	1073,84	-3190,30	3190,30	10,74%
	Tepi Kanan	5275,89	39355,79	-39355,79	7,92%
11	Tepi Kiri	5661,63	37083,51	-37083,51	8,85%
	Tengah	1096,78	-2883,01	2883,01	11,56%
	Tepi Kanan	5278,34	41847,72	-41847,72	7,55%
10	Tepi Kiri	5614,10	39386,21	-39386,21	8,38%
	Tengah	1136,55	-2569,76	2569,76	12,67%
	Tepi Kanan	5312,29	43893,99	-43893,99	7,31%
9	Tepi Kiri	5671,72	46072,77	-46072,77	7,45%
	Tengah	1177,94	-3683,87	3683,87	10,68%
	Tepi Kanan	5086,34	50834,56	-50834,56	6,22%

1	2	3	4	5	6
8	Tepi Kiri	5629,03	47651,41	-47651,41	7,20%
	Tengah	1172,50	-2927,38	2927,38	12,09%
	Tepi Kanan	5236,81	52138,86	-52138,86	6,26%
7	Tepi Kiri	5587,81	48341,99	-48341,99	7,07%
	Tengah	1215,21	-2238,40	2238,40	194,79%
	Tepi Kanan	5267,94	52368,72	-52368,72	6,27%
6	Tepi Kiri	5506,63	48119,72	-48119,72	7,00%
	Tengah	1274,76	-1388,01	1388,01	58,38%
	Tepi Kanan	5333,81	51646,60	-51646,60	6,41%
5	Tepi Kiri	5453,73	50786,97	-50786,97	6,61%
	Tengah	1298,18	-1189,95	1189,95	49,85%
	Tepi Kanan	5238,28	54080,94	-54080,94	6,05%
4	Tepi Kiri	5365,20	48597,65	-48597,65	6,75%
	Tengah	1289,89	659,99	-659,99	21,94%
	Tepi Kanan	5461,94	51354,04	-51354,04	6,56%
3	Tepi Kiri	5220,24	44541,85	-44541,85	7,06%
	Tengah	1367,85	2647,54	-2647,54	1,44%
	Tepi Kanan	5581,66	46554,21	-46554,21	7,25%
2	Tepi Kiri	5109,73	38370,52	-38370,52	7,79%
	Tengah	1391,73	5296,65	-5296,65	9,79%
	Tepi Kanan	5768,13	39623,71	-39623,71	8,50%
1	Tepi Kiri	4437,69	30132,49	-30132,49	8,23%
	Tengah	1768,58	8887,48	-8887,48	8,44%
	Tepi Kanan	5998,04	30299,23	-30299,23	10,77%

Tabel 5.14 Redistribusi Momen Balok (*Braced E=0*)

Tkt.	Balok	ΔM	Setelah Redistribusi		Persentase
			Kiri	Kanan	
1	2	3	4	5	6
17	Tepi Kiri	3854,09	15151,27	-15521,71	13,14%
	Tengah	865,65	-12713,69	6271,10	6,37%
	Tepi Kanan	2236,54	20281,04	-19063,84	6,89%
16	Tepi Kiri	5439,56	16655,74	-20417,66	13,42%
	Tengah	1147,25	-10086,87	3927,63	10,21%
	Tepi Kanan	5655,50	23595,78	-24768,48	12,12%
15	Tepi Kiri	5860,75	20528,85	-22680,63	13,30%
	Tengah	1131,24	-8859,73	3226,69	11,32%
	Tepi Kanan	5699,53	26962,17	-27060,19	11,45%
14	Tepi Kiri	5972,70	24507,52	-25389,15	12,49%
	Tengah	1158,50	-8225,46	2864,40	12,35%
	Tepi Kanan	5983,96	30929,68	-29639,31	11,17%
13	Tepi Kiri	6315,78	31261,43	-31261,43	11,22%
	Tengah	1141,75	-3664,55	3664,55	10,51%
	Tepi Kanan	5779,00	36323,23	-36323,23	9,25%
12	Tepi Kiri	6306,29	34387,47	-34387,47	10,44%
	Tengah	1113,40	-3202,93	3202,93	11,11%
	Tepi Kanan	5902,75	39395,50	-39395,50	8,85%
11	Tepi Kiri	5815,50	37609,60	-37609,60	9,08%
	Tengah	1136,34	-2899,32	2899,32	11,95%
	Tepi Kanan	5904,94	41899,08	-41899,08	8,44%
10	Tepi Kiri	6243,10	39453,41	-39453,41	9,31%
	Tengah	1176,11	-2591,22	2591,22	13,05%
	Tepi Kanan	5638,62	44261,34	-44261,34	7,75%
9	Tepi Kiri	6180,50	46038,29	-46038,29	8,11%
	Tengah	1217,97	-3717,79	3717,79	10,98%
	Tepi Kanan	5724,60	50934,74	-50934,74	6,98%

1	2	3	4	5	6
8	Tepi Kiri	6272,80	47782,99	-47782,99	8,01%
	Tengah	1212,53	-2971,53	2971,53	12,41%
	Tepi Kanan	5874,57	52270,62	-52270,62	7,00%
7	Tepi Kiri	6232,60	48515,98	-48515,98	7,86%
	Tengah	0,00	-3551,92	1041,45	0,00%
	Tepi Kanan	5904,67	52542,89	-52542,89	7,01%
6	Tepi Kiri	6152,63	48351,24	-48351,24	7,79%
	Tengah	63,79	-214,80	214,80	3,12%
	Tepi Kanan	5969,35	51878,33	-51878,33	7,15%
5	Tepi Kiri	6118,70	51124,42	-51124,42	7,38%
	Tengah	0,00	-2646,00	-28,10	0,00%
	Tepi Kanan	5885,70	54418,61	-54418,61	6,76%
4	Tepi Kiri	6032,08	49042,34	-49042,34	7,54%
	Tengah	1328,58	505,12	-505,12	23,71%
	Tepi Kanan	6107,75	51799,16	-51799,16	7,29%
3	Tepi Kiri	5889,13	45130,67	-45130,67	7,88%
	Tengah	1407,83	2442,31	-2442,31	15,43%
	Tepi Kanan	6223,28	47142,04	-47142,04	8,01%
2	Tepi Kiri	5793,43	39144,61	-39144,61	8,70%
	Tengah	1422,90	5025,82	-5025,82	10,37%
	Tepi Kanan	14657,44	48653,74	9976,02	21,27%
1	Tepi Kiri	5060,15	30978,75	-30978,75	9,20%
	Tengah	1860,19	8250,58	-8250,58	9,36%
	Tepi Kanan	6604,17	31099,35	-31099,35	11,64%

Untuk perencanaan balok lantai 1-5, momen plastis maksimum pada struktur tanpa pengaku pada Tabel 5.11 sebesar 72962,00 kg.m dan geser sebesar 38794,38 kg. Momen pada ujung balok sebesar 87883,17 kg.m dan -106541,44 kg.m.

Balok Lantai 1-5, digunakan profil baja W16X100 dengan properties sebagai berikut :

$A = 29,4 \text{ in}$, $bf = 10,425 \text{ in}$, $C_w = 11900 \text{ in}^6$, $d = 16,97 \text{ in}$, $E = 29000 \text{ ksi}$, $F_y = 36 \text{ ksi}$, $F_{yf} = 36 \text{ ksi}$, $F_r = 10 \text{ ksi}$, $G = 11200 \text{ ksi}$, $I_y = 186 \text{ in}^6$, $J = 7,73 \text{ in}^4$, $L_b = 7 \text{ m}$, $r_y = 2,51 \text{ in}$, $S_x = 175 \text{ in}^3$, $T = 13,625 \text{ in}$, $tf = 0,985 \text{ in}$, $tw = 0,585 \text{ in}$ dan $Z_x = 198 \text{ in}^3$

Cek kompak agar tidak terjadi tekuk lokal (*local buckling*) pada balok dengan persamaan (3.6-3a) dan (3.6-3b)

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{hf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} && \text{Persamaan (3.6 - 3a)} \\ &= \frac{10,425}{2 \cdot 0,985} \leq \frac{65}{\sqrt{36}} \\ &= 5,2919 \leq 10,8333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{hc}{2tw} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} && \text{Persamaan (3.6 - 3b)} \\ &= \frac{13,625}{2 \cdot 0,585} \leq \frac{640}{\sqrt{36}} \end{aligned}$$

$$= 11,6453 \leq 106,6667$$

Kemudian dihitung panjang limit pada kondisi tanpa pengaku untuk kapasitas momen plastis (L_p) dengan persamaan (3.6-4).

$$\begin{aligned}
 L_p &= \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} && \text{Persamaan (3.6-4)} \\
 &= \frac{300 \cdot 2,51}{\sqrt{36}} \\
 &= 125,5 \text{ in} \\
 &= 10,4583 \text{ ft}
 \end{aligned}$$

Panjang tanpa pengaku pada batas antara tekuk torsi elastis dengan inelastis (L_r) dihitung dengan persamaan (3.6-5a) sampai (3.6-5c).

$$\begin{aligned}
 X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} && \text{Persamaan (3.6-5b)} \\
 &= \frac{\pi}{175} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200 \cdot 7,73 \cdot 29,4}{2}} \\
 &= 3447,0535
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_2 &= \frac{4 C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 && \text{Persamaan (3.6-5c)} \\
 &= \frac{4 \cdot 11900}{186} \left(\frac{198}{11200 \cdot 7,73} \right)^2
 \end{aligned}$$

$$= 0,0013$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= \frac{r_y \cdot X_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} && \text{Persamaan (3.6-5a)} \\
 &= \frac{2,51 \cdot 3447,0535}{36 - 10} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0013(36 - 10)^2}} \\
 &= 512,3728 \text{ in} \\
 &= 42,6977 \text{ ft}
 \end{aligned}$$

Panjang elemen balok L_b

$$L_b = 7 \text{ m}$$

$$= 22,9659 \text{ ft}$$

Untuk $L_b \leq L_r$ nilai momen nominal M_n ditentukan dengan persamaan (3.6-7a).

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad \text{Persamaan (3.6-7a)}$$

$$= 198 \cdot 36$$

$$= 7128 \text{ k.in}$$

$$\text{Momen Nominal } \phi M_n = 0,9 \cdot 7128 = 6415,2 \text{ k.in}$$

$$M_u = 6327,1359 \text{ k.in} < \phi M_n = 6415,2 \text{ k.in}$$

Untuk desain geser, pertama-tama tentukan rasio antara tinggi badan dengan tebal badan.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} = \frac{13,625}{0,585} \leq \frac{418}{\sqrt{36}} \quad \text{Persamaan (3.6-8a)}$$

$$= 23,2906 \leq 69,6667$$

Karena nilai rasio di atas, maka digunakan persamaan (3.6-8a) untuk menentukan kapasitas geser penampang.

$$A_w = d \cdot t_w$$

$$= 16,97 \cdot 0,585 = 9,9275 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad \text{Persamaan (3.6-8a)}$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 9,9275$$

$$= 214,434 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 214,434$$

$$= 192,9906 \text{ kips}$$

$$V_u = 85,4502 \text{ kips} < \phi V_n = 192,9906 \text{ kips}$$

Hasil perhitungan desain balok dapat dilihat pada Tabel 5.15, Tabel 5.16 dan Tabel 5.17.

Tabel 5.15 Kapasitas Profil Balok (*UnBraced E=*~)

Lantai	Profil	Mu (kg.m)	ϕM_n (kg.m)	Vu (kg)	ϕV_n (kg)	$\frac{\phi M_n}{Mu}$	$\frac{\phi V_n}{Vu}$
14 – 17	W16X77	32879,39	56043,58	23167,40	66339,71	1,7045	2,8635
10 – 13	W16X89	54250,44	65384,17	31399,38	77611,53	1,2052	2,4718
6 – 9	W16X100	68391,93	73977,52	36891,92	87617,28	1,0817	2,3750
1 – 5	W16X100	72962,00	73977,52	38794,38	87617,28	1,0139	2,2585

Tabel 5.16 Kapasitas Profil Balok (*Braced E=*~)

Lantai	Profil	Mu (kg.m)	ϕM_n (kg.m)	Vu (kg)	ϕV_n (kg)	$\frac{\phi M_n}{Mu}$	$\frac{\phi V_n}{Vu}$
14 – 17	W16X57	29617,22	39230,50	21932,85	62353,13	1,3246	2,8429
10 – 13	W16X67	43893,99	48571,10	27469,93	56929,24	1,1066	2,0724
6 – 9	W16X77	52368,72	56043,58	30808,01	66339,71	1,0702	2,1533
1 – 5	W16X77	54080,94	56043,58	31606,80	66339,71	1,0363	2,0990

Tabel 5.17 Kapasitas Profil Balok (*Braced E=0*)

Lantai	Profil	Mu (kg.m)	ϕMn (kg.m)	Vu (kg)	ϕVn (kg)	$\frac{\phi Mn}{Mu}$	$\frac{\phi Vn}{Vu}$
14 – 17	W16X57	29936,31	39230,50	21941,21	62353,13	1,3105	2,8418
10 – 13	W16X67	44261,34	48571,10	27495,49	56929,24	1,0974	2,0705
6 – 9	W16X77	52542,89	56043,58	30874,14	66339,71	1,0666	1,1837
1 – 5	W16X77	54418,61	56043,58	31735,34	66339,71	1,0299	2,0904

5.4.2 Perencanaan kolom

Perencanaan kolom dengan konsep *strong column-weak beam*, besarnya momen kolom didasarkan pada besarnya momen plastis pada balok setelah dikalikan dengan faktor pembesaran tertentu.

Besarnya momen plastis balok W16X100 didapatkan dengan persamaan (3.6-9b) dengan nilai β diambil sebesar 1,1 (Bruneau, 1998).

$$\begin{aligned}
 M_{pb} &= \beta \cdot Z_x \cdot F_y && \text{Persamaan (3.6-9b)} \\
 &= 1,1 \cdot 198 \cdot 36 \\
 &= 7840,80 \text{ k.in}
 \end{aligned}$$

$$= 90416,9693 \text{ kg.m}$$

Perhitungan momen plastis balok selanjutnya pada Tabel 5.18, tabel 5.19 dan Tabel 5.20.

Tabel 5.18 Momen Plastis Balok (*UnBraced E=∞*)

Tingkat	Zx (in ³)	Fy (ksi)	Mpb (kg.m)
14 – 17	150	36	68497.7040
10 – 13	175	36	79913.9880
6 – 9	198	36	90416,9693
1 – 5	198	36	90416,9693

Tabel 5.19 Momen Plastis Balok (*Braced E=∞*)

Tingkat	Zx (in ³)	Fy (ksi)	Mpb (kg.m)
14 – 17	105	36	47948.3928
10 – 13	130	36	59364.6768
6 – 9	150	36	68497,7040
1 – 5	150	36	68497,7040

Tabel 5.20 Momen Plastis Balok (*Braced E=0*)

Tingkat	Zx (in ³)	Fy (ksi)	Mpb (kg.m)
14 – 17	105	36	47948.3928
10 – 13	130	36	59364.6768
6 – 9	150	36	68497,7040
1 – 5	150	36	68497,7040

Selanjutnya dihitung koefisien distribusi momen α dengan persamaan (3.6-9d). Pada kolom tepi kiri lantai 1 didapatkan nilai :

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{M_{kol-n}}{\sum M_{kol-n}} && \text{Persamaan (3.6-9d)} \\ &= \frac{115246,00}{115246,00 + 20465,76} \\ &= 0,8492\end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya ditabelkan pada Tabel 5.21, tabel 5.22 dan

Tabel 5.23.

Tabel 5.21 Koefisien Distribusi Momen Kolom (*UnBraced E=*~) (Lampiran I Hal 20-38)

Tingkat	Kolom	Mk ats kg.m	Mk bwh kg.m	α
1	2	3	4	5
17	Tepi Kiri	4825,2530	4642,9260	0,5096
	Tengah Kiri	10927,2800	18552,6500	0,6293
	Tengah Kanan	4611,7660	13070,9200	0,7392
	Tepi Kanan	14066,0100	26549,8000	0,6537
16	Tepi Kiri	515,9075	11140,6200	0,9557
	Tengah Kiri	20830,9800	29150,6400	0,5832
	Tengah Kanan	14170,2500	22419,6000	0,6127
15	Tepi Kanan	18417,5600	28620,2900	0,6085
	Tepi Kiri	5785,4700	14779,9400	0,7187
	Tengah Kiri	30365,2300	37410,4400	0,5520
	Tengah Kanan	23577,9900	30729,9000	0,5658
14	Tepi Kanan	23831,0200	32881,0400	0,5798
	Tepi Kiri	12801,6000	17367,2000	0,5757
	Tengah Kiri	39913,5700	43526,3900	0,5216
	Tengah Kanan	33792,1800	36936,2200	0,5222
	Tepi Kanan	30332,6300	35211,8400	0,5372

1	2	3	4	5
13	Tepi Kiri	14971,7400	21432,8800	0,5887
	Tengah Kiri	47098,1100	52797,6200	0,5285
	Tengah Kanan	40645,6700	46268,1500	0,5323
	Tepi Kanan	33469,9600	40545,9300	0,5478
12	Tepi Kiri	19239,9800	25879,7100	0,5736
	Tengah Kiri	54413,9300	59346,3400	0,5217
	Tengah Kanan	47867,8100	52888,0400	0,5249
	Tepi Kanan	37396,1000	44041,2400	0,5408
11	Tepi Kiri	23820,8700	28365,4000	0,5435
	Tengah Kiri	61956,4500	65182,1100	0,5127
	Tengah Kanan	55129,9600	58506,4400	0,5149
	Tepi Kanan	41862,3000	46479,2700	0,5261
10	Tepi Kiri	30960,5200	29017,1700	0,5162
	Tengah Kiri	69923,8400	67908,0300	0,5073
	Tengah Kanan	63626,5300	61214,6600	0,5097
	Tepi Kanan	48434,7300	46833,5500	0,5084
9	Tepi Kiri	31103,1900	32671,8900	0,5123
	Tengah Kiri	74281,1200	75817,3900	0,5051
	Tengah Kanan	67548,7100	69089,3800	0,5056
	Tepi Kanan	49270,3700	51456,2700	0,5109
8	Tepi Kiri	34058,9600	36194,1300	0,5152
	Tengah Kiri	79288,9100	80102,1300	0,5026
	Tengah Kanan	72320,8400	73285,6400	0,5033
	Tepi Kanan	51745,8500	53976,9100	0,5106
7	Tepi Kiri	37305,0300	37372,8600	0,5005
	Tengah Kiri	84764,9800	83846,8800	0,5027
	Tengah Kanan	77392,7300	76684,1400	0,5023
	Tepi Kanan	54745,8700	54939,9800	0,5009

1	2	3	4	5
6	Tepi Kiri	43097,2000	36732,4700	0,5399
	Tengah Kiri	90780,8800	84616,1100	0,5176
	Tengah Kanan	83653,6300	77256,3000	0,5199
	Tepi Kanan	59554,4700	53784,5900	0,5255
5	Tepi Kiri	41351,4500	37926,8700	0,5216
	Tengah Kiri	94036,8600	91344,6800	0,5073
	Tengah Kanan	86127,8000	83428,6500	0,5080
	Tepi Kanan	58420,2100	55764,3100	0,5116
4	Tepi Kiri	42941,1100	40150,2400	0,5168
	Tengah Kiri	97262,1700	93152,1400	0,5108
	Tengah Kanan	88941,8100	85101,4100	0,5110
	Tepi Kanan	59399,4600	56735,7900	0,5115
3	Tepi Kiri	45669,1100	39306,5600	0,5374
	Tengah Kiri	100960,5000	94429,8200	0,5167
	Tengah Kanan	92345,5900	85911,7900	0,5180
	Tepi Kanan	61237,8400	55408,6400	0,5250
2	Tepi Kiri	49416,8300	34596,7800	0,5882
	Tengah Kiri	109345,9000	91572,0700	0,5442
	Tengah Kanan	98762,1300	82233,3400	0,5457
	Tepi Kanan	66664,1300	50566,7900	0,5687
1	Tepi Kiri	115246,0000	20465,7600	0,8492
	Tengah Kiri	131311,7000	62645,3700	0,6770
	Tengah Kanan	128372,5000	54928,7100	0,7003
	Tepi Kanan	119929,8000	32762,8200	0,7854

Tabel 5.22 Koefisien Distribusi Momen Kolom (Braced E=)
(Lampiran II Hal 24-41)

Tingkat	Kolom	Mk ats kg.m	Mk bwh kg.m	α
1	2	3	4	5
17	Tepi Kiri	3542,4670	11281,2800	0,7610
	Tengah Kiri	11661,8700	15735,5600	0,5743
	Tengah Kanan	4898,5390	9658,7200	0,6635
	Tepi Kanan	21919,4000	32441,6500	0,5968
16	Tepi Kiri	4749,3870	7652,9020	0,6171
	Tengah Kiri	14437,1500	17616,7800	0,5496
	Tengah Kanan	7388,1250	10510,8200	0,5872
	Tepi Kanan	22216,8500	24728,3100	0,5267
15	Tepi Kiri	6627,7170	9895,0230	0,5989
	Tengah Kiri	16706,7800	19623,3800	0,5401
	Tengah Kanan	9539,0050	12552,5700	0,5682
	Tepi Kanan	24245,7100	27553,7100	0,5319
14	Tepi Kiri	10618,8200	11878,3800	0,5280
	Tengah Kiri	19650,3700	21711,8600	0,5249
	Tengah Kanan	13144,7200	14743,2600	0,5287
	Tepi Kanan	27712,9800	29297,4100	0,5139
13	Tepi Kiri	13201,7900	16084,7600	0,5492
	Tengah Kiri	22918,6100	25744,0700	0,5290
	Tengah Kanan	16063,2800	18791,5400	0,5391
	Tepi Kanan	31244,5300	34715,9100	0,5263
12	Tepi Kiri	15508,1300	17651,3300	0,5323
	Tengah Kiri	25406,0800	27452,1100	0,5194
	Tengah Kanan	18482,1500	20606,8600	0,5272
	Tepi Kanan	33237,3700	35376,7400	0,5156

1	2	3	4	5
11	Tepi Kiri	17513,8800	18994,0100	0,5203
	Tengah Kiri	27904,6200	29099,5300	0,5105
	Tengah Kanan	20727,6100	22058,8800	0,5156
	Tepi Kanan	35160,5600	36695,5500	0,5107
10	Tepi Kiri	22081,7200	20093,7000	0,5236
	Tengah Kiri	31160,7500	30123,2700	0,5085
	Tengah Kanan	24523,8900	23088,3300	0,5151
	Tepi Kanan	39167,4400	37523,7100	0,5107
9	Tepi Kiri	24259,9700	24289,9300	0,5003
	Tengah Kiri	34098,6200	33888,2400	0,5015
	Tengah Kanan	27025,6500	26797,7700	0,5021
	Tepi Kanan	42039,2500	42658,5000	0,5037
8	Tepi Kiri	25594,2900	24252,2700	0,5135
	Tengah Kiri	35919,6900	34345,5800	0,5112
	Tengah Kanan	28644,7000	27207,9800	0,5129
	Tepi Kanan	42931,9700	41670,4800	0,5075
7	Tepi Kiri	26401,6000	23876,8900	0,5251
	Tengah Kiri	37555,5000	34573,7600	0,5207
	Tengah Kanan	29911,5800	27121,4400	0,5245
	Tepi Kanan	43533,6000	41114,3300	0,5143
6	Tepi Kiri	28808,6900	22855,3900	0,5576
	Tengah Kiri	39484,8500	34002,0300	0,5373
	Tengah Kanan	32120,0700	26388,7900	0,5490
	Tepi Kanan	44994,2100	39618,9500	0,5318
5	Tepi Kiri	29245,1300	24075,4300	0,5485
	Tengah Kiri	41811,7800	36136,8400	0,5364
	Tengah Kanan	33674,5900	27972,6400	0,5462
	Tepi Kanan	46054,5000	41628,9600	0,5252

1	2	3	4	5
4	Tepi Kiri	28239,7200	20810,5400	0,5757
	Tengah Kiri	42352,3400	34095,9100	0,5540
	Tengah Kanan	33838,3400	25836,1600	0,5670
	Tepi Kanan	44478,0200	37159,0700	0,5448
3	Tepi Kiri	26607,3300	16557,0800	0,6164
	Tengah Kiri	42137,0400	31456,0800	0,5726
	Tengah Kanan	33366,0800	22762,9700	0,5945
	Tepi Kanan	41999,1100	32460,1400	0,5641
2	Tepi Kiri	20639,6400	10077,5000	0,6719
	Tengah Kiri	42413,5200	28016,0800	0,6022
	Tengah Kanan	31708,6900	18540,2400	0,6310
	Tepi Kanan	37747,8400	25891,5400	0,5932
1	Tepi Kiri	48530,9600	5741,1420	0,8942
	Tengah Kiri	54757,1200	22087,5600	0,7126
	Tengah Kanan	51788,6000	14293,8700	0,7837
	Tepi Kanan	53180,8200	17949,0800	0,7477

الجامعة الإسلامية

**Tabel 5.23 Koefisien Distribusi Momen Kolom (*Braced E=0*)
(Lampiran III Hal 23-40)**

Tingkat	Kolom	Mk ats Kg.m	Mk bwh kg.m	α
1	2	3	4	5
17	Tepi Kiri	3552,0710	11297,1800	0,7608
	Tengah Kiri	11666,6500	15742,9800	0,5744
	Tengah Kanan	4903,3840	9666,2180	0,6635
	Tepi Kanan	21929,0800	32457,6600	0,5968
16	Tepi Kiri	4758,7680	7664,1130	0,6169
	Tengah Kiri	14442,4200	17624,7100	0,5496
	Tengah Kanan	7393,4480	10518,8000	0,5872
	Tepi Kanan	22226,2900	24739,5800	0,5268
15	Tepi Kiri	6638,2960	9909,3290	0,5988
	Tengah Kiri	16712,3800	19632,9700	0,5402
	Tengah Kanan	9544,6590	12562,2200	0,5682
	Tepi Kanan	24256,3500	27568,0800	0,5320
14	Tepi Kiri	10632,9900	11896,5200	0,5280
	Tengah Kiri	19657,3900	21724,1600	0,5250
	Tengah Kanan	13151,8000	14755,6300	0,5287
	Tepi Kanan	27727,2100	29315,6200	0,5139
13	Tepi Kiri	13220,0700	16111,1200	0,5493
	Tengah Kiri	22927,1600	25761,3100	0,5291
	Tengah Kanan	16071,9100	18808,8500	0,5392
	Tepi Kanan	31262,9000	34742,3600	0,5264
12	Tepi Kiri	15531,0900	17684,8100	0,5324
	Tengah Kiri	25416,6200	27474,7000	0,5195
	Tengah Kanan	18492,7700	20629,5200	0,5273
	Tepi Kanan	33260,4200	35410,3000	0,5157

1	2	3	4	5
11	Tepi Kiri	17543,2400	19038,0200	0,5204
	Tengah Kiri	27918,1400	29129,3800	0,5106
	Tengah Kanan	20741,2100	22088,8100	0,5157
	Tepi Kanan	35190,0000	36739,6500	0,5108
10	Tepi Kiri	22125,2800	20152,2600	0,5233
	Tengah Kiri	31180,3300	30162,5500	0,5083
	Tengah Kanan	24543,5600	23127,6900	0,5149
	Tepi Kanan	39211,0900	37582,3600	0,5106
9	Tepi Kiri	24318,9600	24376,7800	0,5006
	Tengah Kiri	34123,9800	33944,2600	0,5013
	Tengah Kanan	27051,1200	26853,8900	0,5018
	Tepi Kanan	42098,3600	42745,4700	0,5038
8	Tepi Kiri	25671,1200	24365,1300	0,5131
	Tengah Kiri	35952,5100	34420,2000	0,5109
	Tengah Kanan	28677,6300	27282,7100	0,5125
	Tepi Kanan	43008,9300	41783,4600	0,5072
7	Tepi Kiri	26502,5400	24027,2700	0,5245
	Tengah Kiri	37598,8800	34673,3700	0,5202
	Tengah Kanan	29955,1000	27221,1600	0,5239
	Tepi Kanan	43634,6400	41264,8200	0,5140
6	Tepi Kiri	28953,8800	23056,8900	0,5567
	Tengah Kiri	39546,1300	34134,3600	0,5367
	Tengah Kanan	32181,3700	26521,2100	0,5482
	Tepi Kanan	45139,7900	39820,6400	0,5313
5	Tepi Kiri	29445,5600	24371,0900	0,5471
	Tengah Kiri	41891,5500	36322,7200	0,5356
	Tengah Kanan	33755,3000	28158,8300	0,5452
	Tepi Kanan	46253,4600	41924,4600	0,5245

1	2	3	4	5
4	Tepi Kiri	28492,5500	21191,9400	0,5735
	Tengah Kiri	42461,0500	34344,6100	0,5528
	Tengah Kanan	33941,8600	26083,8700	0,5655
	Tepi Kanan	44741,7300	37542,8600	0,5437
3	Tepi Kiri	27000,9800	17076,1100	0,6126
	Tengah Kiri	42250,2300	31779,2200	0,5707
	Tengah Kanan	33515,9700	23094,1200	0,5920
	Tepi Kanan	42323,7700	32965,0400	0,5622
2	Tepi Kiri	21108,8500	10687,7400	0,6639
	Tengah Kiri	43094,7700	28488,8000	0,6020
	Tengah Kanan	32138,9200	18958,9000	0,6290
	Tepi Kanan	38663,6100	26594,2200	0,5925
1	Tepi Kiri	1057,4080	6433,2150	0,8588
	Tengah Kiri	712,1317	21316,9600	0,9677
	Tengah Kanan	712,1317	13902,0600	0,9513
	Tepi Kanan	1057,4080	18049,2700	0,9447

Momen kolom dihitung dengan persamaan (3.6-9a).

$$\begin{aligned}
 \text{Muk} &= \frac{h}{hn} \cdot 0,7 \cdot \omega d \cdot \alpha \cdot \phi_0 \left(\frac{Lb}{Lnb} \text{Mpb ki} + \frac{Lb}{Lnb} \text{Mpb ka} \right) \\
 &= \frac{4,25}{3,8190} \cdot 0,7 \cdot 1,3 \cdot 0,8492 \cdot 1,25 \cdot \left(\frac{7}{5,4337} \cdot 90416,9693 + 0 \right) \\
 &= 125214,8272 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya pada Tabel 5.24, Tabel 5.25 dan Tabel 5.26.

Tabel 5.24 Momen Rencana Kolom (*UnBraced E=*~)

Tingkat	Kolom	hn Kol m	Lnb ki m	Lnb ka m	Mu k kg.m
1	2	3	4	5	6
17	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4672	57246,3590
	Tengah Kiri	3,3304	5,4672	2,4672	160207,1213
	Tengah Kanan	3,3304	2,4672	5,4672	188174,2677
	Tepi Kanan	3,3304	5,4672	0	73427,7762
16	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4672	107357,9991
	Tengah Kiri	3,3304	5,4672	2,4672	148470,4685
	Tengah Kanan	3,3304	2,4672	5,4672	155980,2255
	Tepi Kanan	3,3304	5,4672	0	68347,2126
15	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4672	80728,9937
	Tengah Kiri	3,3304	5,4672	2,4672	140514,5542
	Tengah Kanan	3,3304	2,4672	5,4672	144045,7770
	Tepi Kanan	3,3304	5,4672	0	65127,4933
14	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4672	64664,5128
	Tengah Kiri	3,3304	5,4672	2,4672	132794,7406
	Tengah Kanan	3,3304	2,4672	5,4672	132941,6081
	Tepi Kanan	3,3304	5,4672	0	60345,7798
13	Tepi Kiri	3,3246	0	5,4555	77457,4881
	Tengah Kiri	3,3246	5,4555	2,4555	157816,5651
	Tengah Kanan	3,3246	2,4555	5,4555	158956,5624
	Tepi Kanan	3,3246	5,4555	0	72071,1877
12	Tepi Kiri	3,3246	0	5,4555	75462,7586
	Tengah Kiri	3,3246	5,4555	2,4555	155771,6757
	Tengah Kanan	3,3246	2,4555	5,4555	156737,3021
	Tepi Kanan	3,3246	5,4555	0	71150,0709
11	Tepi Kiri	3,3246	0	5,4555	71510,8654
	Tengah Kiri	3,3246	5,4555	2,4555	153086,2879
	Tengah Kanan	3,3246	2,4555	5,4555	153734,5113
	Tepi Kanan	3,3246	5,4555	0	69220,3138

1	2	3	4	5	6
10	Tepi Kiri	3,3246	0	5,4555	67913,7778
	Tengah Kiri	3,3246	5,4555	2,4555	151481,9153
	Tengah Kanan	3,3246	2,4555	5,4555	152182,7769
	Tepi Kanan	3,3246	5,4555	0	66887,9579
9	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4436	76553,4899
	Tengah Kiri	3,3190	5,4436	2,4436	171564,5422
	Tengah Kanan	3,3190	2,4436	5,4436	171741,2422
	Tepi Kanan	3,3190	5,4436	0	76337,1079
8	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4436	76986,4792
	Tengah Kiri	3,3190	5,4436	2,4436	170692,8176
	Tengah Kanan	3,3190	2,4436	5,4436	170951,6389
	Tepi Kanan	3,3190	5,4436	0	76292,3995
7	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4436	74783,5441
	Tengah Kiri	3,3190	5,4436	2,4436	170751,0691
	Tengah Kanan	3,3190	2,4436	5,4436	170607,3770
	Tepi Kanan	3,3190	5,4436	0	74847,9034
6	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4436	80672,6771
	Tengah Kiri	3,3190	5,4436	2,4436	175795,3321
	Tengah Kanan	3,3190	2,4436	5,4436	176578,1784
	Tepi Kanan	3,3190	5,4436	0	78519,3156
5	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4337	78085,2634
	Tengah Kiri	3,3190	5,4337	2,4337	172823,5833
	Tengah Kanan	3,3190	2,4337	5,4337	173061,4789
	Tepi Kanan	3,3190	5,4337	0	76592,9256
4	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4337	77366,0148
	Tengah Kiri	3,3190	5,4337	2,4337	174026,6433
	Tengah Kanan	3,3190	2,4337	5,4337	174108,6009
	Tepi Kanan	3,3190	5,4337	0	76568,6893

1	2	3	4	5	6
3	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4337	80456,4240
	Tengah Kiri	3,3190	5,4337	2,4337	176043,4295
	Tengah Kanan	3,3190	2,4337	5,4337	176498,0914
	Tepi Kanan	3,3190	5,4337	0	78592,4814
2	Tepi Kiri	3,3190	0	5,4337	88055,8090
	Tengah Kiri	3,3190	5,4337	2,4337	185419,3669
	Tengah Kanan	3,3190	2,4337	5,4337	185906,3030
	Tepi Kanan	3,3190	5,4337	0	85130,0361
1	Tepi Kiri	3,8190	0	5,4337	125214,8272
	Tengah Kiri	3,8190	5,4337	2,4337	227187,1620
	Tengah Kanan	3,8190	2,4337	5,4337	235013,4102
	Tepi Kanan	3,8190	5,4337	0	115812,7683

Tabel 5.25 Momen Rencana Kolom (*Braced E=*~)

Tingkat	Kolom	hn Kol m	Lnb ki m	Lnb ka m	Mu k Kg.m
1	2	3	4	5	6
17	Tengah Kanan	3,3327	0	5,4688	59782,4378
	Tepi Kanan	3,3327	5,4688	2,4688	102228,3807
	Tepi Kiri	3,3327	2,4688	5,4688	118097,0561
	Tengah Kiri	3,3327	5,4688	0	46880,0790
16	Tengah Kanan	3,3327	0	5,4688	48472,7369
	Tepi Kanan	3,3327	5,4688	2,4688	97823,7599
	Tepi Kiri	3,3327	2,4688	5,4688	104522,1344
	Tengah Kiri	3,3327	5,4688	0	41378,7007
15	Tengah Kanan	3,3327	0	5,4688	47044,4045
	Tepi Kanan	3,3327	5,4688	2,4688	96140,3299
	Tepi Kiri	3,3327	2,4688	5,4688	101135,8379
	Tengah Kiri	3,3327	5,4688	0	41785,7713

1	2	3	4	5	6
14	Tengah Kanan	3,3327	0	5,4688	41476,4886
	Tepi Kanan	3,3327	5,4688	2,4688	93431,2565
	Tepi Kiri	3,3327	2,4688	5,4688	94096,9552
	Tengah Kiri	3,3327	5,4688	0	40369,0430
13	Tepi Kiri	3,3352	0	5,4626	53435,9946
	Tengah Kiri	3,3352	5,4626	2,4626	116715,4906
	Tengah Kanan	3,3352	2,4626	5,4626	118945,1789
	Tepi Kanan	3,3352	5,4626	0	51207,3777
12	Tepi Kiri	3,3352	0	5,4626	51791,3834
	Tengah Kiri	3,3352	5,4626	2,4626	114580,5119
	Tengah Kanan	3,3352	2,4626	5,4626	116306,6280
	Tepi Kanan	3,3352	5,4626	0	50163,9703
11	Tepi Kiri	3,3352	0	5,4626	50619,4539
	Tengah Kiri	3,3352	5,4626	2,4626	112622,9285
	Tengah Kanan	3,3352	2,4626	5,4626	113742,8519
	Tepi Kanan	3,3352	5,4626	0	49686,3650
10	Tepi Kiri	3,3352	0	5,4626	50940,2426
	Tengah Kiri	3,3352	5,4626	2,4626	112178,0721
	Tengah Kanan	3,3352	2,4626	5,4626	113636,6032
	Tepi Kanan	3,3352	5,4626	0	49689,8245
9	Tengah Kiri	3,3304	0	5,4512	56364,4355
	Tengah Kanan	3,3304	5,4512	2,4512	128308,5229
	Tepi Kanan	3,3304	2,4512	5,4512	128454,2696
	Tepi Kiri	3,3304	5,4512	0	56741,5173
8	Tengah Kiri	3,3304	0	5,4512	57846,2397
	Tengah Kanan	3,3304	5,4512	2,4512	130778,2574
	Tepi Kanan	3,3304	2,4512	5,4512	131203,0549
	Tepi Kiri	3,3304	5,4512	0	57169,5950

1	2	3	4	5	6
7	Tengah Kiri	3,3304	0	5,4512	59158,2419
	Tengah Kanan	3,3304	5,4512	2,4512	133200,4701
	Tepi Kanan	3,3304	2,4512	5,4512	134170,3866
	Tepi Kiri	3,3304	5,4512	0	57939,5981
6	Tengah Kiri	3,3304	0	5,4512	62820,5954
	Tengah Kanan	3,3304	5,4512	2,4512	137456,2113
	Tepi Kanan	3,3304	2,4512	5,4512	140442,4938
	Tepi Kiri	3,3304	5,4512	0	59908,1564
5	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4413	61903,6153
	Tengah Kiri	3,3304	5,4413	2,4413	137646,8320
	Tengah Kanan	3,3304	2,4413	5,4413	140173,1213
	Tepi Kanan	3,3304	5,4413	0	59280,4582
4	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4413	64979,4800
	Tengah Kiri	3,3304	5,4413	2,4413	142162,7634
	Tengah Kanan	3,3304	2,4413	5,4413	145511,1442
	Tepi Kanan	3,3304	5,4413	0	61491,5003
3	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4413	69571,7049
	Tengah Kiri	3,3304	5,4413	2,4413	146927,4035
	Tengah Kanan	3,3304	2,4413	5,4413	152543,4238
	Tepi Kanan	3,3304	5,4413	0	63661,7524
2	Tepi Kiri	3,3304	0	5,4413	75836,5382
	Tengah Kiri	3,3304	5,4413	2,4413	154534,3714
	Tengah Kanan	3,3304	2,4413	5,4413	161930,0599
	Tepi Kanan	3,3304	5,4413	0	66945,7983
1	Tepi Kiri	3,8304	0	5,4413	99451,0091
	Tengah Kiri	3,8304	5,4413	2,4413	180182,4888
	Tengah Kanan	3,8304	2,4413	5,4413	198168,0762
	Tepi Kanan	3,8304	5,4413	0	83151,4421

Tabel 5.27 Momen Kolom Output SAP2000 (UnBraced E=∞)
(Lampiran I Hal 20-38)

Tingkat	Tepi Kiri	Tengah Kiri	Tengah Kanan	Tepi Kanan
1	2	3	4	5
17	-4825,2530	10927,2800	4611,7660	14066,0100
	-4642,9260	-18552,6500	-13070,9200	-26549,8000
16	515,9075	20830,9800	14170,2500	18417,5600
	-11140,6200	-29150,6400	-22419,6000	-28620,2900
15	5785,4700	30365,2300	23577,9900	23831,0200
	-14779,9400	-37410,4400	-30729,9000	-32881,0400
14	12801,6000	39913,5700	33792,1800	30332,6300
	-17367,2000	-43526,3900	-36936,2200	-35211,8400
13	14971,7400	47098,1100	40645,6700	33469,9600
	-21432,8800	-52797,6200	-46268,1500	-40545,9300
12	19239,9800	54413,9300	47867,8100	37396,1000
	-25879,7100	-59346,3400	-52888,0400	-44041,2400
11	23820,8700	61956,4500	55129,9600	41862,3000
	-28365,4000	-65182,1100	-58506,4400	-46479,2700
10	30960,5200	69923,8400	63626,5300	48434,7300
	-29017,1700	-67908,0300	-61214,6600	-46833,5500
9	31103,1900	74281,1200	67548,7100	49270,3700
	-32671,8900	-75817,3900	-69089,3800	-51456,2700
8	34058,9600	79288,9100	72320,8400	51745,8500
	-36194,1300	-80102,1300	-73285,6400	-53976,9100
7	37305,0300	84764,9800	77392,7300	54745,8700
	-37372,8600	-83846,8800	-76684,1400	-54939,9800
6	43097,2000	90780,8800	83653,6300	59554,4700
	-36732,4700	-84616,1100	-77256,3000	-53784,5900
5	41351,4500	94036,8600	86127,8000	58420,2100
	-37926,8700	-91344,6800	-83428,6500	-55764,3100
4	42941,1100	97262,1700	88941,8100	59399,4600
	-40150,2400	-93152,1400	-85101,4100	-56735,7900

1	2	3	4	5
3	45669,1100	100960,5000	92345,5900	61237,8400
	-39306,5600	-94429,8200	-85911,7900	-55408,6400
2	49416,8300	109345,9000	98762,1300	66664,1300
	-34596,7800	-91572,0700	-82233,3400	-50566,7900
1	115246,0000	131311,7000	128372,5000	119929,8000
	-20465,7600	-62645,3700	-54928,7100	-32762,8200

Tabel 5.28 Momen Kolom Output SAP2000 (Braced E=)
(Lampiran II Hal 24-41)

Tingkat	Tepi Kiri	Tengah Kiri	Tepi Kanan	Tengah Kanan
1	2	3	4	5
17	3542,4670	11661,8700	4898,5390	21919,4000
	-11281,2800	-15735,5600	-9658,7200	-32441,6500
16	4749,3870	14437,1500	7388,1250	22216,8500
	-7652,9020	-17616,7800	-10510,8200	-24728,3100
15	6627,7170	16706,7800	9539,0050	24245,7100
	-9895,0230	-19623,3800	-12552,5700	-27553,7100
14	10618,8200	19650,3700	13144,7200	27712,9800
	-11878,3800	-21711,8600	-14743,2600	-29297,4100
13	13201,7900	22918,6100	16063,2800	31244,5300
	-16084,7600	-25744,0700	-18791,5400	-34715,9100
12	15508,1300	25406,0800	18482,1500	33237,3700
	-17651,3300	-27452,1100	-20606,8600	-35376,7400
11	17513,8800	27904,6200	20727,6100	35160,5600
	-18994,0100	-29099,5300	-22058,8800	-36695,5500
10	22081,7200	31160,7500	24523,8900	39167,4400
	-20093,7000	-30123,2700	-23088,3300	-37523,7100
9	24259,9700	34098,6200	27025,6500	42039,2500
	-24289,9300	-33888,2400	-26797,7700	-42658,5000
8	25594,2900	35919,6900	28644,7000	42931,9700
	-24252,2700	-34345,5800	-27207,9800	-41670,4800

1	2	3	4	5
7	26401,6000	37555,5000	29911,5800	43533,6000
	-23876,8900	-34573,7600	-27121,4400	-41114,3300
6	28808,6900	39484,8500	32120,0700	44994,2100
	-22855,3900	-34002,0300	-26388,7900	-39618,9500
5	29245,1300	41811,7800	33674,5900	46054,5000
	-24075,4300	-36136,8400	-27972,6400	-41628,9600
4	28239,7200	42352,3400	33838,3400	44478,0200
	-20810,5400	-34095,9100	-25836,1600	-37159,0700
3	26607,3300	42137,0400	33366,0800	41999,1100
	-16557,0800	-31456,0800	-22762,9700	-32460,1400
2	20639,6400	42413,5200	31708,6900	37747,8400
	-10077,5000	-28016,0800	-18540,2400	-25891,5400
1	48530,9600	54757,1200	51788,6000	53180,8200
	-5741,1420	-22087,5600	-14293,8700	-17949,0800

Tabel 5.29 Momen Kolom Output SAP2000 (Braced E=0)
(Lampiran III Hal 23-40)

Tingkat	Tepi Kiri	Tengah Kiri	Tepi Kanan	Tengah Kanan
1	2	3	4	5
17	3552,0710	11666,6500	4903,3840	21929,0800
	-11297,1800	-15742,9800	-9666,2180	-32457,6600
16	4758,7680	14442,4200	7393,4480	22226,2900
	-7664,1130	-17624,7100	-10518,8000	-24739,5800
15	6638,2960	16712,3800	9544,6590	24256,3500
	-9909,3290	-19632,9700	-12562,2200	-27568,0800
14	10632,9900	19657,3900	13151,8000	27727,2100
	-11896,5200	-21724,1600	-14755,6300	-29315,6200
13	13220,0700	22927,1600	16071,9100	31262,9000
	-16111,1200	-25761,3100	-18808,8500	-34742,3600

1	2	3	4	5
12	15531,0900	25416,6200	18492,7700	33260,4200
	-17684,8100	-27474,7000	-20629,5200	-35410,3000
11	17543,2400	27918,1400	20741,2100	35190,0000
	-19038,0200	-29129,3800	-22088,8100	-36739,6500
10	22125,2800	31180,3300	24543,5600	39211,0900
	-20152,2600	-30162,5500	-23127,6900	-37582,3600
9	24318,9600	34123,9800	27051,1200	42098,3600
	-24376,800	-33944,2600	-26853,8900	-42745,4700
8	25671,1200	35952,5100	28677,6300	43008,9300
	-24365,1300	-34420,2000	-27282,7100	-41783,4600
7	26502,5400	37598,8800	29955,1000	43634,6400
	-24027,2700	-34673,3700	-27221,1600	-41264,8200
6	28953,8800	39546,1300	32181,3700	45139,7900
	-23056,8900	-34134,3600	-26521,2100	-39820,6400
5	29445,5600	41891,5500	33755,3000	46253,4600
	-24371,0900	-36322,7200	-28158,8300	-41924,4600
4	28492,5500	42461,0500	33941,8600	44741,7300
	-21191,9400	-34344,6100	-26083,8700	-37542,8600
3	27000,9800	42250,2300	33515,9700	42323,7700
	-17076,1100	-31779,2200	-23094,1200	-32965,0400
2	21108,8500	43094,7700	32138,9200	38663,6100
	-10687,4000	-28488,8000	-18958,9000	-26594,2200
1	-1057,4080	712,1317	-712,1317	1057,4080
	-6433,2150	-21316,9600	-13902,0600	-18049,2700

Kolom lantai 1-5 digunakan profil baja W24X335 dengan propertis dan pembebanan sebagai berikut :

$A = 98,4 \text{ in}^2$, $bf = 15,52 \text{ in}$, $C_w = 160000 \text{ in}^6$, $d = 27,52 \text{ in}$, $E = 29000 \text{ ksi}$, $F_y = 36 \text{ ksi}$, $F_{yf} = 36 \text{ ksi}$, $F_r = 10 \text{ ksi}$, $G = 11200 \text{ ksi}$, $I_y = 1030 \text{ in}^4$, $J = 154 \text{ in}^4$, $L_b = 4,25 \text{ m} = 13,9436 \text{ ft}$, $M_u = 235013,4102 \text{ kg.m} = 20379,9482 \text{ k.in}$, $P_u = 422051,10 \text{ kg} = 929,6279 \text{ kips}$, $r_y = 3,23 \text{ in}$, $S_x = 864 \text{ in}^3$, $T = 21 \text{ in}$, $t_f = 2,48 \text{ in}$, $t_w = 1,38 \text{ in}$, $V_u = 43129,70 \text{ kg} = 94,9993 \text{ kips}$ dan $Z_x = 1020 \text{ in}^3$.

Chek kompak penampang untuk menghindari terjadinya tekuk lokal (*local buckling*) dengan persamaan (3.6-3a) dan (3.6-3b).

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{hf}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} \\ &= \frac{13,52}{2 \cdot 2,48} \leq \frac{65}{\sqrt{36}} \\ &= 2,7258 \leq 10,8333\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{hc}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \\ &= \frac{21}{2 \cdot 1,38} \leq \frac{640}{\sqrt{36}} \\ &= 7,6087 \leq 106,6667\end{aligned}$$

Tentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom dengan persamaan (3.6-10).

Untuk joint atas kolom :

$$GA = \frac{\left(\frac{I}{L}\right) k_1 + \left(\frac{I}{L}\right) k_2}{\left(\frac{I}{L}\right) b_1 + \left(\frac{I}{L}\right) b_2} \quad \text{Persamaan (3.6-10)}$$

$$= \frac{\frac{9600}{147,6378} + \frac{9600}{167,3228}}{\frac{9600}{275,5906} + \frac{9600}{157,4803}}$$

$$= 8,2322$$

Joint bawah berupa fondasi yang diasumsikan sebagai jepit, sehingga

$$GB = 1$$

Dari nomogram AISC-LRFD hal 6-186 kondisi Kolom Bergoyang dibaca nilai koefisien panjang efektif kolom $K = 1,825$

Tentukan nilai parameter kelangsingan dengan persamaan (3.6-11).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r} \cdot \frac{\sqrt{F_y}}{\pi \sqrt{E}} \quad \text{Persamaan (3.6-11)}$$

$$= \frac{1,825 \cdot 167,3228}{3,23 \cdot \pi} \sqrt{\frac{36}{29000}}$$

$$= 1,0608$$

Nilai parameter kelangsingan $\lambda_c \leq 1,5$ sehingga nilai tegangan kritis dihitung dengan persamaan (3.6-12a).

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad \text{Persamaan (3.6-12a)}$$

$$= (0,658^{1,0608^2}) \cdot 36$$

$$= 22,4777 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &= \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} && \text{Persamaan (3.6-12c)} \\
 &= 0,85 \cdot 98,4 \cdot 22,4777 \\
 &= 1880,0348 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 1880,0348 \text{ kips} > P_u = 929,6279 \text{ kips}$$

Untuk desain lentur pada kolom, cek kompak diperlukan untuk mencegah terjadinya tekuk lokal. Kemudian dihitung panjang limit pada kondisi tanpa pengaku untuk kapasitas momen plastis (L_p) dengan persamaan (3.6-4).

$$\begin{aligned}
 L_p &= \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} && \text{Persamaan (3.6-4)} \\
 &= \frac{300 \cdot 3,23}{\sqrt{36}} \\
 &= 161,5 \text{ in} \\
 &= 13,4583 \text{ ft}
 \end{aligned}$$

Panjang tanpa pengaku pada batas antara tekuk torsi elastis dengan inelastis (L_r) dihitung dengan persamaan (3.6-5a) sampai (3.6-5c)

$$\begin{aligned}
 X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} && \text{Persamaan (3.6-5b)} \\
 &= \frac{\pi}{864} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200 \cdot 154 \cdot 98,4}{2}} \\
 &= 5701,2072
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X2 &= \frac{4 Cw}{I_y} \left(\frac{S_x}{G.J} \right)^2 && \text{Persamaan (3.6 - 5c)} \\
 &= \frac{4.160000}{1030} \left(\frac{864}{11200.154} \right)^2 \\
 &= 0,0002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= \frac{r_y \cdot X1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(F_y - F_r)^2}} && \text{Persamaan (3.6 - 5a)} \\
 &= \frac{3,23.5701,2072}{36 - 10} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0002(36 - 10)^2}} \\
 &= 1017,8977 \text{ in} \\
 &= 84,8248 \text{ ft}
 \end{aligned}$$

Panjang kolom L_b

$$L_b = 4,25 \text{ m}$$

$$= 13,9436 \text{ ft}$$

$$L_b = 13,9436 \text{ ft} < L_r = 84,8248 \text{ ft}$$

Karena $L_b < L_r$ maka M_n ditentukan dengan persamaan (3.6-7a)

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad \text{Persamaan (3.6-7a)}$$

$$= 1020 \cdot 36$$

$$= 36720 \text{ k.in}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot M_n = 0,9 \cdot 36720 = 33048 \text{ k.in} > M_u = 20379,9482 \text{ k.in}$$

Chek rasio antara beban aksial tekan P_u dengan kapasitas tekan

nominal $\phi_c P_n$.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{929,6279}{1880,0348}$$

$$= 0,4945 > 0,2$$

Karena nilai $P_u/\phi_c P_n > 0,2$ digunakan persamaan (3.6-13b) untuk menentukan interaksi antara momen lentur dengan aksial.

Persamaan (3.6-13b)

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{929,6279}{1880,0348} + \frac{8}{9} \left(\frac{20379,9482}{33048} \right)$$

$$= 1,0426 \approx 1$$

Desain geser pada kolom sama dengan balok. Tentukan rasio antara tinggi badan dengan tebal badan.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} = \frac{21}{1,38} \leq \frac{418}{\sqrt{36}}$$

$$= 15,2174 < 69,6667$$

Karena nilai rasio di atas, maka digunakan persamaan (3.6-8a) untuk menentukan kapasitas geser penampang.

$$A_w = d.t_w$$

$$= 27,52 \cdot 1,38$$

$$= 37,9776 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,6.F_y.A_w$$

Persamaan (3.6-8a)

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 37,9776$$

$$= 820,3162 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 820,3162 = 738,2846 \text{ kips} > V_u = 94,9993 \text{ kips}$$

Tabel 5.30 Kapasitas Profil Kolom (*UnBraced E=∞*)

Lt	Kolom	Mu	ϕ Mn	Pu	ϕ Pn	Intr.
14 – 17	W24X229	188174,2677	252569,7158	4812,906	525431,9514	0,7496
10 – 13	W24X250	158956,5624	277976,1370	70903,130	450564,3096	0,6505
6 – 9	W24X279	176578,1784	311975,9064	246724,000	510477,4184	0,9864
1 – 4	W24X335	235013,4102	381096,3168	422051,100	853535,7992	1,0000

Tabel 5.31 Kapasitas Profil Kolom (*Braced E=∞*)

Lt	Kolom	Mu	ϕ Mn	Pu	ϕ Pn	Intr.
14 – 17	W24X250	118097,0561	277976,1370	8668,029	357470,8832	0,4370
10 – 13	W24X279	118945,1789	311975,9064	39387,480	406468,0614	0,4297
6 – 9	W24X335	140442,4938	381096,3168	257580,200	394256,5056	0,9809
1 – 4	W24X408	198168,0762	467029,8000	578071,200	996792,6844	0,9571

Tabel 5.32 Kapasitas Profil Kolom (*Braced E=0*)

Lt	Kolom	Mu	ϕ Mn	Pu	ϕ Pn	Intr.
14 – 17	W24X229	118088,6076	252569,7158	8687,364	525431,9514	0,4741
10 – 13	W24X250	118966,2082	277976,1370	39221,27	357470,8832	0,4828
6 – 9	W24X279	140246,175	311975,9064	256082,10	406468,0614	1,0000
1 – 4	W24X279	244689,0132	311975,9064	85135,16	406468,0614	0,8478

5.4.3 Perencanaan *bracing*

Bracing merupakan struktur yang berfungsi untuk memperkuat struktur baja guna mengurangi simpangan horisontal akibat gempa yang terjadi. Perencanaan *bracing* ini berdasarkan gaya aksial maksimum baik tarik maupun tekan karena gaya gempa bersifat siklik (bolak-balik).

Untuk *bracing* digunakan profil baja C15X50 dengan propertis dan pembebanan sebagai berikut :

$A = 14,7 \text{ in}^2$, $bf = 3,716 \text{ in}$, $C_w = 492 \text{ in}^6$, $d = 15 \text{ in}$, $d \text{ baut} = 1 \text{ in}$, $E = 29000 \text{ ksi}$, $F_y = 36 \text{ ksi}$, $F_yf = 36 \text{ ksi}$, $F_r = 10 \text{ ksi}$, $G = 11200 \text{ ksi}$, $I_y = 11 \text{ in}^4$, $J = 2,67 \text{ in}^4$, $L_b = 2,9181 \text{ m} = 114,8858 \text{ in}$, $P_u \text{ tekan maks} = 78410,17 \text{ kg} = 172,7096 \text{ kips}$, $P_u \text{ tarik maks} = 33794,88 \text{ kg} = 74,4381 \text{ kips}$, $r_y = 0,867 \text{ in}$, $T = 12,125 \text{ in}$, $tf = 0,65 \text{ in}$, $tw = 0,716 \text{ in}$ dan $V_u = 89,15 \text{ kg} = 0,1964 \text{ kips}$.

Chek kompak penampang untuk menghindari terjadinya tekuk lokal (*local buckling*).

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{hf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} && \text{Persamaan (3.6 - 3a)} \\ &= \frac{3,716}{2 \cdot 0,65} \leq \frac{65}{\sqrt{36}} \\ &= 2,8585 \leq 10,8333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{hc}{2tw} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} && \text{Persamaan (3.6 - 3b)} \\ &= \frac{12,125}{2 \cdot 0,716} \leq \frac{640}{\sqrt{36}} \\ &= 8,4671 \leq 106,6667 \end{aligned}$$

Tentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom dari AISC-LRFD hal 6-184 Tabel C-C2.1 dukungan sendi-sendi pada struktur tekan nilai panjang efektif K untuk desain sebesar 1,0.

Tentukan nilai parameter kelangsingan dengan persamaan (3.6-11).

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{K.L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} && \text{Persamaan (3.6-11)} \\ &= \frac{1.114,8858}{0,867 \cdot \pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} \\ &= 1,4865\end{aligned}$$

Nilai parameter kelangsingan $\lambda_c \leq 1,5$ sehingga nilai tegangan kritis dihitung dengan persamaan (3.6-12a).

$$\begin{aligned}F_{cr} &= (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y && \text{Persamaan (3.6-12a)} \\ &= (0,658^{1,4865^2}) \cdot 36 \\ &= 14,2771 \text{ ksi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} && \text{Persamaan (3.6-12c)} \\ &= 0,85 \cdot 14,7 \cdot 14,2771 \\ &= 178,3924 \text{ kips}\end{aligned}$$

$$\phi P_n = 178,3924 \text{ kips} > P_u \text{ tekan} = 172,70963 \text{ kips}$$

Untuk perencanaan *bracing* tarik dapat digunakan persamaan (3.6-14a) sampai persamaan (3.6-14d).

Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\begin{aligned}\phi_t P_n &= 0,90 \cdot F_y \cdot A_g && \text{Persamaan (3.6-14a)} \\ &= 0,90 \cdot 36 \cdot 14,7 \\ &= 476,28 \text{ kips} > P_u \text{ tarik} = 74,4381 \text{ kips}\end{aligned}$$

Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

$$A_n = A_g - (t \cdot db) \quad \text{Persamaan (3.6-14b)}$$

$$= 14,7 - (0,716 \cdot 1)$$

$$= 13,984 \text{ in}^2$$

$$A_e = U \cdot A_n \quad \text{Persamaan (3.6-14c)}$$

$$= 0,85 \cdot 13,984$$

$$= 11,8864 \text{ in}^2$$

$$\phi_t P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e \quad \text{Persamaan (3.6-14d)}$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 11,8864$$

$$= 517,0584 \text{ kips} > P_u \text{ tarik} = 74,4381 \text{ kips}$$

Desain geser pada *bracing* sama dengan balok. Tentukan rasio antara tinggi badan dengan tebal badan.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} = \frac{12,125}{0,716} \leq \frac{418}{\sqrt{36}}$$

$$= 16,9343 < 69,6667$$

Karena nilai rasio di atas, maka digunakan persamaan (3.6-8a) untuk menentukan kapasitas geser penampang.

$$A_w = d \cdot t_w$$

$$= 15,0 \cdot 0,716$$

$$= 10,74 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad \text{Persamaan (3.6-8a)}$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 10,74$$

$$= 231,984 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 231,984 = 208,7856 \text{ kips} > V_u = 0,1964 \text{ kips}$$

Digunakan profil *channel* C15x50 untuk *bracing*. Karena *bracing* merupakan bagian struktur yang berfungsi sebagai pengaku, maka digunakan dimensi yang sama untuk setiap tingkat.

5.4.4 Perencanaan sambungan balok-kolom

Sambungan balok ke kolom merupakan sambungan yang direncanakan berdasarkan momen lentur dan gaya geser yang terjadi. Momen pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sambungan.

Untuk sambungan balok-kolom didapatkan data perencanaan sebagai berikut :

d balok = 16,97 in, d baut = 1,25 in, $A_b = 1,2266 \text{ in}^2$, bf balok = 10,425 in, d kolom = 27,52 in, bf kolom = 13,52 in, $V_u = 85,4502 \text{ kips}$ dan $Z_x = 198 \text{ in}^3$.

Tegangan geser pada baut

$$f_v = \frac{V_u}{N \cdot A_b} = \frac{85,4502}{8 \cdot 1,2266} = 8,7080 \text{ ksi} \quad \text{Persamaan (3.6-16)}$$

Dari tabel J3.5 LRFD hal. 6-84 untuk Baut Non Full Dratt didapatkan kapasitas tarik pada baut.

$$F_t = 117 - 1,5 f_v = 117 - 1,5 \cdot 8,7080 = 103,9380 \text{ ksi}$$

Tegangan tarik pada 1 baris baut.

$$T_i = m \cdot A_b \cdot F_t \quad \text{Persamaan (3.6-15)}$$

$$= 2 \cdot 1,2266 \cdot 103,9380$$

$$= 254,9807 \text{ kips}$$

Dicoba panjang bidang tekan a diasumsikan < 4 in

$$F_y \cdot b \cdot a = \sum T_i \quad \text{Persamaan (3.6-17)}$$

$$36.13. a = 3.254,9807$$

$$a = 1,6345 \text{ in} < 4 \text{ in}$$

Kapasitas momen sambungan sebesarnya :

$$\phi M_n = \frac{0,9 \cdot F_y \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=k}^n d_i \cdot T_i \quad \text{Persamaan (3.6-18)}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{0,9 \cdot 36 \cdot 1,6345^2 \cdot 13}{2} + 254,9807 \cdot ((16-1,6345) + (12-1,6345) + \\ &\quad (8-1,6345) + (4-1,6345)) \\ &= 9657,4380 \text{ k-in} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u = Z_x \cdot F_y = 198.36 = 7128 \text{ k.in}$$

Tabel 5.33 Desain Sambungan Balok-Kolom (*UnBraced*)

Tingkat	L Plat (in)	B Plat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	Σ Baut
14 – 17	20	13	4	4	1,000	8
10 – 13	20	13	4	4	1,125	8
6 – 9	20	13	4	4	1,125	8
1 – 5	20	13	4	4	1,250	8

Tabel 5.34 Desain Sambungan Balok-Kolom (*Braced*)

Tingkat	L Plat (in)	B Plat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	Σ Baut
14 – 17	20	13	4	4	0,875	8
10 – 13	20	13	4	4	1,000	8
6 – 9	20	13	4	4	1,000	8
1 – 5	20	13	4	4	1,000	8

5.4.5 Perencanaan sambungan kolom-kolom

Sambungan kolom-kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Selain itu perbedaan profil kolom yang digunakan menyebabkan terjadinya sambungan antara kolom satu dengan kolom lantai di atasnya.

Dari analisis struktur, pada kolom lantai 4 didapatkan gaya batang sebesar :

$$Mu = 97262,17 \text{ kg.m} = 8434,4037 \text{ k.in}, Vu = 50777,15 \text{ kg} = 111,8439 \text{ kips}$$

pakai baut diameter $db = 1\frac{1}{2} \text{ in}$, A 325X dan t plat = 1 in.

Untuk sambungan yang mengalami patah geser pada baut :

$$Agv = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1\frac{1}{2}^2}{4} = 1,7663 \text{ in}^2$$

Fv baut = 60 ksi (dari tabel)

$$\phi Rn = \phi \cdot Fv \cdot Agv \quad \text{Persamaan (3.6-20)}$$

$$= 0,25 \cdot 60 \cdot 1,7663$$

$$= 26,4945 \text{ kips}$$

Digunakan 12 baut untuk sambungan pada sayap.

$$\phi Rn = 12 \cdot 26,4945 = 317,9340 \text{ kips}$$

Untuk sambungan yang mengalami patah pada lubang baut :

$$\phi Rn = 0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot t \cdot Fu \cdot 12 \text{ baut} \quad \text{Persamaan (3.6-21a)}$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1\frac{1}{2} \cdot 1,58 \cdot 12$$

$$= 1879 \text{ kips}$$

Untuk sambungan patah pada plat sambung :

$$A_g = 13.1 \quad \text{Persamaan (3.6-22a)}$$

$$= 13 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,9.F_y.A_g \quad \text{Persamaan (3.6-22b)}$$

$$= 0,9.36.13$$

$$= 421,2 \text{ kips (leleh pd } A_g)$$

$$d_h = d_b + 1/16 \quad \text{Persamaan (3.6-22c)}$$

$$= 1\frac{1}{2} + 1/16$$

$$= 1,5625 \text{ in}$$

$$A_{bg} = 2.1,5625.1 \quad \text{Persamaan (3.6-22d)}$$

$$= 3,1250 \text{ in}^2$$

$$A_n = A_g - A_{bg} \quad \text{Persamaan (3.6-22e)}$$

$$= 13 - 3,1250$$

$$= 9,8750 \text{ in}^2$$

$$A_n - 0,85.A_g \quad \text{Persamaan (3.6-22f)}$$

$$= 0,85.13$$

$$= 11,05 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,75.F_u.A_n \quad \text{Persamaan (3.6-22g)}$$

$$= 0,75.58.9,8750$$

$$= 429,5625 \text{ kips}$$

Nilai ϕR_n terkecil = 317,9340 kips

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ tarik} &= \frac{M_u}{d \text{ kolom}} && \text{Persamaan (3.6-19)} \\
 &= \frac{8434,4037}{27,52} \\
 &= 306,4827 \text{ kips} < \phi R_n = 317,9340 \text{ kips.}
 \end{aligned}$$

Jadi digunakan baut A325X 1½ in 12 buah dengan plat sambung 36 in x 13 in x 1 in untuk sambungan momen pada sayap.

Untuk sambungan pada badan.

$$V_u = 111,8439 \text{ kips}$$

Dipakai baut A325X diameter $d_b = 1\frac{1}{4}$ in.

Dari tabel LRFD 8-24 didapatkan $\phi r_n = 55,2$ kips/baut, dengan 2 bidang geser, $\phi r_n = 110,4$ kips.

Dari tabel LRFD hal 8-26 didapatkan nilai $\phi r_n = 131$ kips/baut.

$$\phi r_n = \frac{131}{1} = 131 \text{ kips/lubang baut}$$

Dari tabel 8-46 dengan $s = 3$ in, $e_x = 6$ in, $n = 2$ didapat $C = 1,22$,

maka :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= C \times \phi r_n && \text{Persamaan (3.6-23)} \\
 &= 1,22 \times 110,4 \\
 &= 134,688 > V_u = 111,8439 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Digunakan plat sambung 24 in x 12 in x 1 in dengan 8 baut diameter 1¼ in.

Tabel 5.35 Desain Sambungan Kolom-Kolom (*UnBraced*)

Lt.	Sayap					Badan				
	P	L	t	db	Σ	P	L	t	db	Σb
14-17	36	13	1	1,125	12	24	12	1	0,875	8
10-13	36	13	1	1,375	12	24	12	1	1,125	8
6-9	36	13	1	1,500	12	24	12	1	1,125	8
1-5	36	13	1	1,500	12	24	12	1	1,250	8

Tabel 5.36 Desain Sambungan Kolom-Kolom (*Braced*)

Lt.	Sayap					Badan				
	P	L	t	db	Σ	P	L	T	db	Σb
14-17	36	13	1	0,875	10	24	12	1	0,625	8
10-13	36	13	1	1,000	10	24	12	1	0,750	8
6-9	36	13	1	1,125	10	24	12	1	0,875	8
1-5	36	13	1	1,000	10	24	12	1	0,750	8

5.4.6 Perencanaan sambungan pada pengaku (*bracing*)

Sambungan pada *bracing* ada dua bagian yaitu sambungan baut antara plat sambung *bracing* dengan kolom dan sambungan antara plat sambung dengan *bracing*. Sambungan ini didesain untuk menahan gaya aksial pada *bracing*, baik tarik maupun tekan.

Untuk sambungan antara plat sambung *bracing* dengan kolom, desainnya sebagai berikut :

Gaya yang bekerja pada *bracing* :

Gaya tarik maksimum = 33794,88 kg

= 74,4381 kips

$$\begin{aligned}\text{Gaya tekan maksimum} &= 78410,17 \text{ kg} \\ &= 172,70963 \text{ kips}\end{aligned}$$

Sambungan plat sambung *bracing* dengan kolom

Gaya maksimum terjadi pada bracing lantai 1 dengan bentang balok 4 m dan tinggi kolom 4,25 m. Panjang bracing *a* adalah

$$\begin{aligned}a &= \sqrt{4^2 + 4,25^2} \\ &= 5,8363 \text{ m}\end{aligned}$$

maka

$$\begin{aligned}\sin \alpha &= \frac{4,25}{5,8363} \\ &= 0,7282\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\cos \alpha &= \frac{4}{5,8363} \\ &= 0,6854\end{aligned}$$

Gaya aksial tarik diuraikan menjadi komponen gaya horizontal (tarik) dan gaya vertikal (geser) pada sambungan.

$$\begin{aligned}\text{Gaya tarik } T_u &= P_{u_{\text{tarik}}} \cos \alpha && \text{Persamaan (3.6-24a)} \\ &= 74,4381 \cdot 0,6854 \\ &= 51,0198 \text{ kips}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Gaya geser } V_u &= P_{u_{\text{tarik}}} \sin \alpha && \text{Persamaan (3.24b)} \\ &= 74,4381 \cdot 0,7282 \\ &= 54,2058 \text{ kips}\end{aligned}$$

Digunakan 6 baut A325 X (Non Full Dratt) dengan diameter $d_b = \frac{3}{4}$ in dan tebal plat sambung tebal $t_p = \frac{1}{2}$ in serta lebar plat sambung $b_p = 13$ in.

$$\begin{aligned} T_u / \text{baut} &= 51,0198 / 8 && \text{Persamaan (3.6-25a)} \\ &= 6,3774 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u / \text{baut} &= 54,2058 / 8 && \text{Persamaan (3.6-25b)} \\ &= 6,7757 \text{ kips} \end{aligned}$$

Dari Tabel J3.5 AISC-LRFD hal 6-84 didapatkan

$$\begin{aligned} \phi F'_{ut} &= \phi (117 - 1,5 f_{uv}) \leq \phi \cdot 90 \\ &= 0,75 (117 - 1,5 f_{uv}) \leq 0,75 \cdot 90 \\ &= 87,75 - 1,125 f_{uv} \leq 67,5 \end{aligned}$$

$$f_{uv} = V_u / A_b \quad \text{Persamaan (3.6-26)}$$

$$T_u \text{ max} = \phi F'_{ut} \cdot A_b \quad \text{Persamaan (3.6-27)}$$

$$\begin{aligned} &= 0,4415 (87,75 - 1,125 V_u) \leq 0,4415 \cdot 67,5 \\ &= 38,7416 - 0,4967 V_u \leq 29,8013 \end{aligned}$$

$$V_u / \text{baut} = 6,7757 \text{ kips,}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ max} &= 38,7416 - 0,4967 \cdot 6,7757 \\ &= 35,3761 \text{ kips} > 29,8013 \text{ kips} \end{aligned}$$

Dipakai $T_u \text{ max} = 29,8013 \text{ kips} / \text{baut} > T_u / \text{baut} = 6,3774 \text{ kips} / \text{baut}$.

Kontrol sambungan bracing dengan kolom terhadap komponen beban geser.

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0,75 \cdot (0,5 F_u^b) \cdot m \cdot A_b && \text{Persamaan (3.6-28)} \\ &= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 120) \cdot 1 \cdot 0,4415 \\ &= 19,8675 \text{ kips} / \text{baut} \end{aligned}$$

$$\phi R_{nv} = 19,8675 \text{ kips} / \text{baut} > V_u / \text{baut} = 6,7757 \text{ kips} / \text{baut}$$

Kontrol sambungan akibat beban tekan maksimum

$$\begin{aligned} P_u \text{ tekan maks} &= 78410,17 \text{ kg} \\ &= 172,7096 \text{ kips} \end{aligned}$$

Diuraikan menjadi komponen gaya horizontal (tekan) dan vertikal (geser) pada sambungan.

Tu tekan diabaikan

$$\begin{aligned} V_u \text{ tekan} &= P_u \sin \alpha \\ &= 172,7096 \cdot 0,7282 \\ &= 125,7671 \text{ kips} \end{aligned}$$

Sambungan berdasarkan kekuatan geser pada baut.

$$\begin{aligned} A_{gv} &= n \cdot A_b \\ &= 8 \cdot 0,4415 \\ &= 3,532 \text{ in}^2 \\ \phi R_n &= \phi \cdot m \cdot F_u \cdot A_{gv} \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 60 \cdot 3,532 \\ &= 158,94 \text{ kips} \end{aligned}$$

Persamaan (3.6-20)

$$\phi R_n = 158,94 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 125,7671 \text{ kips}$$

Sambungan berdasarkan tumpuan pada lubang baut.

$$\begin{aligned} 1,5 d_b &= 1,5 \cdot \frac{3}{4} \text{ in} \\ &= 1,125 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3 d_b &= 3 \cdot \frac{3}{4} \text{ in} \\ &= 2,25 \text{ in} \end{aligned}$$

$$L_e = 5 \text{ in} > 1,5 d_b = 1,125 \text{ in}$$

$$s = 5 \text{ in} > 3 \text{ db} = 2,25 \text{ in}$$

$$\text{Tebal plat } tp = \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \cdot (2,4 \cdot db \cdot tp \cdot Fu) && \text{Persamaan (3.6-21a)} \\ &= 0,75 \cdot (2,4 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,5 \cdot 58) \\ &= 39,15 \text{ kips} \end{aligned}$$

Untuk 8 baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 8 \cdot 39,15 \\ &= 234,9 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 234,9 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 125,7671 \text{ kips}$$

Sambungan berdasarkan tegangan pada plat sambung.

Kondisi leleh pada luasan kotor A_g

$$\begin{aligned} A_g &= bp \cdot tp && \text{Persamaan (3.6-22a)} \\ &= 13 \cdot 0,5 \\ &= 6,5 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,9 \cdot F_y \cdot A_g && \text{Persamaan (3.6-22b)} \\ &= 0,9 \cdot 36 \cdot 6,5 \\ &= 210,6 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 210,6 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 125,7671 \text{ kips}$$

Kondisi patah pada luasan bersih A_n

$$\begin{aligned} \text{Diameter aktual } d_h &= db + \frac{1}{16} && \text{Persamaan (3.6-22c)} \\ &= \frac{3}{4} + \frac{1}{16} \\ &= 0,8125 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{lubang}} &= d_h \cdot t_p && \text{Persamaan (3.6-22d)} \\
 &= 0,8125 \cdot 0,5 \\
 &= 0,40625 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= A_g - A_{\text{lubang}} && \text{Persamaan (3.6-22e)} \\
 &= 6,5 - 2(0,40625) \\
 &= 5,6875 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= 0,85 \cdot A_g && \text{Persamaan (3.6-22f)} \\
 &= 0,85 \cdot 6,5 \\
 &= 5,525 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

Ambil nilai terkecil $A_n = 5,525 \text{ in}^2$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \cdot F_u \cdot A_n && \text{Persamaan (3.6-22g)} \\
 &= 0,75 \cdot 58 \cdot 5,525 \\
 &= 240,3375 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 240,3375 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 125,7671 \text{ kips}$$

Sambungan antara plat sambung dengan *bracing*.

Desain berdasarkan pada beban aksial maksimum yaitu $P_u = 78410,17 \text{ kg} = 172,7096 \text{ kips}$.

Digunakan plat sambung tebal $t_p = \frac{1}{2} \text{ in}$ lebar $b_p = 15 \text{ in}$, 4 buah baut A325 X diameter $1\frac{3}{4} \text{ in}$ ($A_b = 1,2266 \text{ in}^2$).

Berdasarkan geser pada baut

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= n \cdot A_b \\
 &= 4 \cdot 1,2266 \\
 &= 4,9064 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot m \cdot F_u \cdot A_g v && \text{Persamaan (3.6-20)} \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 60 \cdot 4,9064 \\ &= 220,788 \text{ kips}\end{aligned}$$

$$\phi R_n = 220,788 \text{ kips} > P_u = 172,7096 \text{ kips}$$

Berdasarkan tumpuan pada lubang

$$\begin{aligned}1,5 \text{ db} &= 1,5 \cdot 1\frac{3}{4} \text{ in} \\ &= 1,875 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3 \text{ db} &= 3 \cdot 1\frac{3}{4} \text{ in} \\ &= 3,75 \text{ in}\end{aligned}$$

$$L_e = 2 \text{ in} > 1,5 \text{ db} = 1,125 \text{ in}$$

$$s = 4 \text{ in} > 3 \text{ db} = 2,25 \text{ in}$$

$$\text{Tebal plat } t_p = \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot (2,4 \cdot \text{db} \cdot t_p \cdot F_u) && \text{Persamaan (3.6-21a)} \\ &= 0,75 \cdot (2,4 \cdot 1\frac{3}{4} \cdot 0,5 \cdot 58) \\ &= 65,25 \text{ kips}\end{aligned}$$

Untuk 4 baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 4 \cdot 65,25 \\ &= 261 \text{ kips}\end{aligned}$$

$$\phi R_n = 261 \text{ kips} > P_u = 172,7096 \text{ kips}$$

Berdasarkan tegangan pada plat

Leleh pada luasan kotor A_g

$$A_g = b_p \cdot t_p \quad \text{Persamaan (3.6-22a)}$$

$$= 15,0 \cdot 5$$

$$= 7,5 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,9 \cdot F_y \cdot A_g \quad \text{Persamaan (3.6-22b)}$$

$$= 0,9 \cdot 36 \cdot 7,5$$

$$= 243 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 243 \text{ kips} > P_u = 172,7096 \text{ kips}$$

Patah pada luasan bersih A_n

$$\text{Diameter aktual } d_h = d_b + 1/16 \quad \text{Persamaan (3.6-22c)}$$

$$= 1\frac{3}{4} + 1/16$$

$$= 1,3125 \text{ in}$$

$$\text{Alubang} = d_h \cdot t_p \quad \text{Persamaan (3.6-22d)}$$

$$= 1,3125 \cdot 0,5$$

$$= 0,65625 \text{ in}^2$$

$$A_n = A_g - \text{Alubang} \quad \text{Persamaan (3.6-22e)}$$

$$= 7,5 - 1(0,65625)$$

$$= 6,8438 \text{ in}^2$$

$$A_n = 0,85 \cdot A_g \quad \text{Persamaan (3.6-22f)}$$

$$= 0,85 \cdot 7,5$$

$$= 6,375 \text{ in}^2$$

Ambil nilai terkecil $A_n = 6,375 \text{ in}^2$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot F_u \cdot A_n && \text{Persamaan (3.6-22g)} \\ &= 0,75 \cdot 58.6,375 \\ &= 277,3125 \text{ kips}\end{aligned}$$

$$\phi R_n = 277,3125 \text{ kips} > P_u = 172,7096 \text{ kips}$$

5.4.7 Perencanaan plat dasar fondasi

Plat dasar pada fondasi berfungsi untuk menghubungkan antara kolom dengan fondasi beton. Plat dasar ini didesain untuk menahan beban aksial tekan dan momen pada kolom.

Pada plat dasar fondasi, beban yang bekerja adalah :

$$M_u = 131311,7000 \text{ kg.m} = 11387,1189 \text{ k in}$$

$$P_u = 108298,5 \text{ kg} = 238,5429 \text{ kips}$$

$$V_u = 45636,96 \text{ kg} = 100,5219 \text{ kips}$$

Dicari nilai eksentrisitas gaya kolom.

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{11387,1189}{238,5429} = 47,7361 \text{ in} \quad \text{Persamaan (3.6-29)}$$

Pada sambungan plat dasar dengan fondasi beton, digunakan baut db

1½ in A325X.

$$h' \approx 4,25 \text{ db} = 4,25 \cdot 1\frac{1}{2} = 6,375 \text{ in} \approx 7 \text{ in}$$

$$H > (dk + 2h')$$

Profil kolom digunakan W 24X335 dengan $d = 27,52 \text{ in}$ dan $bf =$

13,52 in

$$H > (27,52 + 2 \cdot 7) = 41,52 \text{ in, dipakai } H = 45 \text{ in.}$$

$$e > H/6$$

Dicoba $h = H - 2,25 = 45 - 2,25 = 42,75$ in

Panjang daerah tekan pada plat dasar fondasi a :

$$a = h - \sqrt{\frac{h^2 \cdot Pu (2h - H) + 2Mu}{1,02 \cdot fc' \cdot B}} \quad \text{Persamaan (3.6-36)}$$

$$= 42,75 - \sqrt{\frac{42,75^2 - 238,5429(2 \cdot 42,75 - 45) + 2.11387,1189}{1,02 \cdot 3.15}}$$

$$= 24,7081 \text{ in}$$

Tegangan tarik pada baut T_u :

$$T_u = 1,02 \cdot fc' \cdot B \cdot a - P_v \quad \text{Persamaan (3.6-37)}$$

$$= 1,02 \cdot 3.15 \cdot 24,7081 - 238,5429$$

$$= 895,5589 \text{ kips}$$

Dari tabel AISC-LRFD Volume I dan Volume II :

Tabel hal 8-13 didapatkan nilai $C = 1,3125$

Tabel hal 6-82 didapatkan nilai $w_e = 1,8125$

Sehingga tebal plat dasar fondasi diambil dari nilai maksimum persamaan (3.6-34) dan persamaan (3.6-38).

$$t = 2,108 \sqrt{\frac{T_u (h' - w_e)}{F_y \cdot B}} \quad \text{Persamaan (3.6-38)}$$

$$= 2,108 \sqrt{\frac{895,5589 (7 - 1,8125)}{36.15}} \approx 6 \text{ in}$$

$$t = h' \sqrt{\frac{2,27 \cdot fc'}{F_y}} \quad \text{Persamaan (3.6-34)}$$

$$= 7 \sqrt{\frac{2,27 \cdot 3'}{6}} \approx 7,5 \text{ in}$$

$$\frac{2T_u + C.V}{n} = \frac{2.895,5589 + 1,3125.100,5219}{n} = 1923,0528 \text{ kips}$$

Dari AISC-LRFD hal 8-27 $\phi R_n = 119 \text{ kips}$, $n = 1923,0528 / 119 = 16,1601 \approx 18 \text{ baut}$

Dipakai plat 45 in x 15 in x 7½ in dengan 18 buah baut.

Dimensi plat dasar terlalu besar. Disarankan untuk menggunakan plat dasar berpengaku.

Tabel 5.37 Desain Plat Dasar Fondasi

Struktur	H Plat	B Plat	T Plat	d Baut	Σ Baut
<i>UnBraced</i>	45 in	15 in	7 ½ in	1 ½ in	18
<i>Braced</i>	45 in	15 in	3 in	1 ½ in	3

5.4.8 Perencanaan *panel zone*

Perencanaan *panel zone* didasarkan pada joint yang memiliki momen paling besar pada setiap beberapa tingkat yang ditinjau. Kebutuhan *panel zone* tergantung pada kemampuan sayap kolom dalam menahan gaya tarik atau tekan pada sayap balok.

Untuk lantai 1-5 didapatkan data struktur berikut ini :

Balok W16X100 $Z_x = 198 \text{ in}^3$, $d = 16,97 \text{ in}$, $bf = 10,425 \text{ in}$, $tf = 0,985 \text{ in}$

Kolom W24x335 $bf = 13,52 \text{ in}$, $tf = 2,48 \text{ in}$, $tw = 1,38 \text{ in}$, $k = 1,825$

Vkolom atas = 48265,46 kg = 106,3116 kips

Vkolom bawah = 43129,70 kg = 94,9993 kips

$M_b = Z_x \cdot F_y = 198 \cdot 36 = 7128 \text{ k.in}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{M_{b1}.DMF}{0,95.db} + \frac{M_{b2}.DMF}{0,95.db} - \frac{V_{atas} + V_{bawah}}{2} && \text{Persamaan (3.6-39)} \\
 &= \frac{7128.1,3}{0,95.16,97} + \frac{7128.1,3}{0,95.16,97} - \frac{106,3116 + 94,9993}{2} \\
 &= 1048,9150 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap tekuk lokal pada sayap dan badan kolom.

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nf} &= 6,25. t_f c^2. F_y f && \text{Persamaan (3.6-40)} \\
 &= 6,25. 2,48^2. 36 \\
 &= 1383,84 \text{ kips} > V_u
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nw} &= \phi (5k + t_{fb}) F_y. t_{wc} && \text{Persamaan (3.6-41)} \\
 &= 0,9.(5.1,825 + 0,985).36.1,38 \\
 &= 452,0382 < V_u
 \end{aligned}$$

Dibutuhkan *panel zone*

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \frac{\phi.b_{fb}.t_{fb}.F_y - \phi.(5k + t_{fb})F_y.t_{wc}}{F_y} && \text{Persamaan (3.6-42)} \\
 &= \frac{0,9.10,425.0,985.36 - 0,9(5.1,825 + 0,985).36.1,38}{36} \\
 &= 3,3148 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$t_s = \frac{t_{fb}}{2} = \frac{0,985}{2} = 0,4925 \text{ in} \quad \text{Persamaan (3.6-43)}$$

$$b_{min} = \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} = \frac{10,425}{3} - \frac{1,38}{2} = 2,785 \text{ in} \quad \text{Persamaan (3.6-44)}$$

Dipakai plat 3 ½ in x 1 in

$$A_s = 3 \frac{1}{2} \text{ in}^2 > A_{st} = 3,3148 \text{ in}^2$$

Tabel 5.38 Dimensi Panel Zone (UnBraced)

Tingkat	Ast (in ²)	b min (in)	t min (in)	Dimensi (LxT)	As (in ²)
14 – 17	3,1189	2,8517	0,3800	3 ½ x 1	3,5
10 – 13	5,0586	2,9350	0,4375	5 ½ x 1	5,5
6 – 9	5,6195	2,8950	0,4925	6 x 1	6,0
1 – 5	3,3148	2,785	0,4925	3 ½ x 1	3,5

Tabel 5.39 Dimensi Panel Zone (Braced)

Tingkat	Ast (in ²)	b min (in)	t min (in)	Dimensi (LxT)	As (in ²)
14 – 17	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
10 – 13	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
6 – 9	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
1 – 5	3,1302	2,6067	0,36	3 ½ x 1	3,5

5.4.9 Perencanaan fondasi

Fondasi berfungsi untuk meneruskan beban struktur dan gaya lain yang bekerja ke tanah yang mendukung bangunan tersebut. Bangunan dikatakan stabil bila tanah pendukung masih mampu menerima beban dari fondasi. Dalam perencanaan fondasi ini digunakan fondasi telapak menerus mengingat kondisi tanah adalah tanah keras dengan daya dukung yang cukup baik. Beban yang ditanggung adalah beban dari hasil analisis struktur SAP2000.

$$\sigma \text{ ijin} = 30.000 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma \text{ beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Kolom 1, P1} = -105607,07 \text{ kg} \quad M1 = 115245,97 \text{ kg.m}$$

$$\text{Kolom2, P2} = 108298,5 \text{ kg} \quad M2 = 131311,7 \text{ kg.m}$$

$$\text{Kolom 3, P3} = 422051 \text{ kg} \quad M3 = 128372,51 \text{ kg.m}$$

$$\text{Kolom 4, P4} = 550191 \text{ kg} \quad M4 = 119929,78 \text{ kg.m}$$

$$R = \Sigma P \quad \text{Persamaan (3.6-46)}$$

$$= (-105607,07) + (108298,5) + (422051) + (550191)$$

$$= 974529,93 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{netto}} = \sigma_{\text{ijin}} - q_{\text{plat}} \quad \text{Persamaan (3.6-47)}$$

$$= 30000 - 1.2400$$

$$= 27600 \text{ kg/m}^2$$

$$A = R / \sigma_{\text{netto}} \quad \text{Persamaan (3.6-48)}$$

$$= 974529,93 / 27600$$

$$= 35,32 \text{ m}^2$$

Diambil dimensi fondasi $B_x = 20 \text{ m}$ dan $B_y = 4 \text{ m}$

Statis momen terhadap sisi kiri.

$$r = \frac{\Sigma M_a}{R} \quad \text{Persamaan (3.6-49)}$$

$$= \frac{(-105607,07 \cdot 1) + (108298,5 \cdot 8) + (422051 \cdot 12) + (550191 \cdot 19)}{97492,93}$$

$$= 16,7 \text{ m}$$

$$r1 = 16,7 - 1 = 15,7 \text{ m}$$

$$r2 = 16,7 - 1 - 7 = 8,7 \text{ m}$$

$$r3 = 16,7 - 1 - 4 = 4,7 \text{ m}$$

$$r4 = 20 - 16,7 - 1 - 7 = 2,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_o &= \{(P1.r1) + (P2.r2) + (P3.r3) + (P4.r4)\} + M1 + M2 + M3 + \\ &M4 \\ &= (105607,07.15,7) + (-108298,5.8,7) + (-422051,4,7) + \\ &(550191,2,3) + 115245,97 + 131311,7 + 128372,51 + \\ &119929,78 \\ &= 492524 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$c = \Sigma M_o / R \quad \text{Persamaan (3.6-51)}$$

$$= 492524 / 474929,93$$

$$= 0,505 < 1/6 B_x = 3,3 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{B_x \cdot B_y} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B_x} \right) + q \text{ plat} \quad \text{Persamaan (3.6-52a)}$$

$$= \frac{974929,93}{20 \cdot 2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,505}{20} \right) + (1.2400)$$

$$= 36466 \text{ kg/m}^2 < 1\frac{1}{2} \sigma_{\text{ijin}} = 45000 \text{ kg/m}^2$$

Tabel 5.40 Dimensi Fondasi Menerus

Struktur	Panjang (m)	Lebar (m)	Tebal (m)
<i>UnBraced</i>	20,00	2,00	1,00
<i>Braced</i>	20,00	4,00	0,85

5.4.10 Perhitungan berat struktur

Berat struktur dalam hal ini adalah berat balok dan kolom dari struktur. Disini berat elemen struktur yang lain seperti baut sambungan, plat sambung, *panel zone* dan plat dasar dianggap sama. Dengan perhitungan berat struktur ini akan diketahui efisiensi penggunaan profil baja.

Tabel 5.41 Berat Balok

Lantai	Panjang Total m	UnBraced Frame E=∞		Braced Frame E=∞		Braced Frame E=0	
		Profil	Total kg	Profil	Total kg	Profil	Total kg
17	202	W16X77	23167,7034	W16X57	17150,1181	W16X57	17150,1181
16	202	W16X77	23167,7034	W16X57	17150,1181	W16X57	17150,1181
15	202	W16X77	23167,7034	W16X57	17150,1181	W16X57	17150,1181
14	202	W16X77	23167,7034	W16X57	17150,1181	W16X57	17150,1181
13	202	W16X89	26778,2546	W16X67	20158,9108	W16X67	20158,9108
12	202	W16X89	26778,2546	W16X67	20158,9108	W16X67	20158,9108
11	202	W16X89	26778,2546	W16X67	20158,9108	W16X67	20158,9108
10	202	W16X89	26778,2546	W16X67	20158,9108	W16X67	20158,9108
9	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
8	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
7	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
6	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
5	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
4	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
3	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
2	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
1	202	W16X100	30087,9265	W16X77	30087,9265	W16X77	30087,9265
Berat Total Balok			470575,1705	420027,4541		420027,4541	

Tabel 5.42 Berat Kolom

Lantai	Panjang Total m	UnBraced Frame E=∞		Braced Frame E=∞		Braced Frame E=0	
		Profil	Total kg	Profil	Total kg	Profil	Total kg
17	75	W24X229	25582,1850	W24X250	27928,1496	W24X229	25582,1850
16	75	W24X229	25582,1850	W24X250	27928,1496	W24X229	25582,1850
15	75	W24X229	25582,1850	W24X250	27928,1496	W24X229	25582,1850
14	75	W24X229	25582,1850	W24X250	27928,1496	W24X229	25582,1850
13	75	W24X250	27928,1496	W24X279	31167,8149	W24X250	27928,1496
12	75	W24X250	27928,1496	W24X279	31167,8149	W24X250	27928,1496
11	75	W24X250	27928,1496	W24X279	31167,8149	W24X250	27928,1496
10	75	W24X250	27928,1496	W24X279	31167,8149	W24X250	27928,1496
9	75	W24X279	31167,8149	W24X335	37423,7205	W24X279	31167,8149
8	75	W24X279	31167,8149	W24X335	37423,7205	W24X279	31167,8149
7	75	W24X279	31167,8149	W24X335	37423,7205	W24X279	31167,8149
6	75	W24X279	31167,8149	W24X335	37423,7205	W24X279	31167,8149
5	75	W24X335	37423,7205	W24X408	45578,7402	W24X279	31167,8149
4	75	W24X335	37423,7205	W24X408	45578,7402	W24X279	31167,8149
3	75	W24X335	37423,7205	W24X408	45578,7402	W24X279	31167,8149
2	75	W24X335	37423,7205	W24X408	45578,7402	W24X279	31167,8149
1	85	W24X335	42413,5499	W24X408	51655,9055	W24X279	35323,5236
Berat Total Kolom			530821,0299	620049,6063		498707,3812	

Dari perhitungan tabel diatas dapat ditentukan berat profil total yang dibutuhkan.

Untuk *UnBraced Frame* $E=\infty$

$$\begin{aligned} \text{Berat total} &= 470575,1705 + 530821,0299 \\ &= 1001396,2000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk *Braced Frame* $E=\infty$

$$\begin{aligned} \text{Berat total} &= 420027,4541 + 620049,6063 \\ &= 1040077,0600 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk *Braced Frame* $E=0$

$$\begin{aligned} \text{Berat total} &= 420027,4541 + 498707,3812 \\ &= 918734,8353 \text{ kg} \end{aligned}$$

Braced Frame $E=\infty$ dengan *UnBraced Frame* $E=\infty$ memiliki efisiensi sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Eff} &= ((1001396,2000 - 1040077,0600)/1001396,2000) \times 100\% \\ &= -3,8627\% \end{aligned}$$

Braced Frame $E=0$ dengan *UnBraced Frame* $E=\infty$ memiliki efisiensi sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Eff} &= ((1001396,2000 - 918734,8353)/1001396,2000) \times 100\% \\ &= 8,2546\% \end{aligned}$$