

BAB V
DESAIN STRUKTUR BETON DENGAN DAKTILITAS PENUH
(DAKTILITAS TINGKAT 3)

5.1. Umum

Sebagaimana disebutkan pada BAB I bahwa perbandingan yang dilakukan adalah perbandingan dimensi struktur pada rasio tulangan yang sama dan perbandingan rasio tulangan pada dimensi yang sama.

Pada perencanaan dengan daktilitas penuh ini struktur diberi beban gempa tanpa dikalikan dengan faktor pengali ($K = 1$) tetapi dengan persyaratan daktilitas yang ketat dengan denah dan pembenan dianggap telah memenuhi syarat tata letak struktur.

5.2. Peraturan yang Dipakai

Pembebanan maupun pembatasan serta aturan-aturan dalam perencanaan berdasarkan :

1. *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah Tinggal dan Gedung 1987.*
2. *Buku Pedoman Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.*
3. *Tata Cara Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SNI 1727-1989 .*
4. *Standar Tata Cara Penghitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SKSNI T15-1991.*

5.3. Perhitungan Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Struktur

5.3.1. Perhitungan Gaya Geser Dasar Horizontal Total Akibat Gempa dan Distribusinya ke Sepanjang Tinggi Gedung

Sebagai contoh perhitungan dimensi yang dipakai untuk K-1 adalah :

Balok lantai 1 sampai 5 = 300 x 800 dan lantai 6 sampai 10 = 300 x 700

Kolom lantai 1 sampai 5 = 500 x 700 dan lantai 6 sampai 10 = 450 x 650

A. Berat Bangunan Total (Wt)

a. Berat lantai 10 (W10)

Beban Mati :

- Plat atap	= 20 x 16 x 0,1 x 2400	= 76.800
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,25 x 0,5 x 2400	= 18.000
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,7 x 2400	= 48.384
- Kolom	= 18 x (3,5/2) x 0,45 x 0,65 x 2400	= 22.113
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5/2) x 250	= 36.750
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5/2) x 10	= 1.260
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= <u>4.800</u>

$$W_m = 208.107 \text{ kg}$$

Beban Hidup

- q_h (atap) = 100 kg/m²

- Koefisien reduksi = 0,3

$$W_h = 0,3 \times (20 \times 16 \times 100) = 9.600 \text{ kg}$$

Beban Total Lantai 10

$$W_{10} = W_m + W_h = 208.107 + 9.600 = 217.707 \text{ kg}$$

b. Berat Lantai 9,8,7,6

Beban Mati :

- Plat	= 20 x 16 x 0,12 x 2400	= 92.160
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,25 x 0,5 x 2400	= 18.000
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,7 x 2400	= 48.384
- Kolom	= 18 x 3,5 x 0,45 x 0,65 x 2400	= 44.226
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5-0,7) x 250	= 60.900
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5-0,7) x 10	= 2.124
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= 4.800
- Keramik	= 20 x 16 x 23	= 7.360
- Spesi	= 20 x 16 x 21	= 6.720
- Pasir	= 20 x 16 x 0,05 x 1600	= <u>25.600</u>

$$W_m = 310.274 \text{ kg}$$

Beban Hidup

$$\text{- } q_h \text{ Lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Koefesien Reduksi} = 0,3$$

$$W_h = 0,3 (20 \times 16 \times 250) = 24.000$$

Beban Total

$$W_9 = W_8 = W_7 = W_6 = W_m + W_h = 310.274 + 24.000 = 334.274 \text{ kg}$$

c. Berat lantai 5

Beban Mati :

- Plat	= 20 x 16 x 0,12 x 2400	= 92.160
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,4 x 0,6 x 2400	= 34.560
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,8 x 2400	= 55.296
- Kolom	= 18 x [{(3,5/2) x 0,45 x 0,65} + {(3,5/2) x 0,5 x 0,7}] x 2400	= 48.573
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5-0,7) x 250	= 61.950
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5-0,7) x 10	= 2.124
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= 4.800
- Keramik	= 20 x 16 x 23	= 7.360
- Spesi	= 20 x 16 x 21	= 6.720
- Pasir	= 20 x 16 x 0,05 x 1600	= <u>25.600</u>

$$W_m = 339.143 \text{ kg}$$

Beban Hidup

$$- q_h \text{ Lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{Koefesien Reduksi} = 0,3$$

$$W_h = 0,3 (20 \times 16 \times 250) = 24.000$$

Beban Total

$$W_5 = W_m + W_h = 339.143 + 24.000 = 363.143 \text{ kg}$$

d. Berat Lantai 4,3,2

Beban Mati :

$$- \text{Plat} = 20 \times 16 \times 0,12 \times 2400 = 92.160$$

- Balok Y	= 3 x 20 x 0,4 x 0,6 x 2400	= 34.560
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,8 x 2400	= 55.296
- Kolom	= 18 x 3,5 x 0,5 x 0,7 x 2400	= 52.920
- Dinding	= [(4 x 16) + (1 x 20)] x (3,5-0,8) x 250	= 60.900
- Kaca	= [(2 x 16) + (2 x 20)] x (3,5-0,8) x 10	= 2.088
- Plafon	= 20 x 16 x 15	= 4.800
- Keramik	= 20 x 16 x 23	= 7.360
- Spesi	= 20 x 16 x 21	= 6.720
- Pasir	= 20 x 16 x 0,05 x 1600	= 25.600
	Wm	= 342.404 kg

Beban Hidup

- q_h Lantai = 250 kg/ m²

Koefesien Reduksi = 0,3

$$W_h = 0,3 \times (20 \times 16 \times 250) = 24.000$$

Beban Total

$$W_4 = W_3 = W_2 = W_m + W_h = 342.404 + 24.000 = 366.404 \text{ kg}$$

e. Berat Lantai I

Beban Mati :

- Plat	= 20 x 16 x 0,12 x 2400	= 92.160
- Balok Y	= 3 x 20 x 0,4 x 0,6 x 2400	= 34.560
- Balok X	= 6 x 16 x 0,3 x 0,8 x 2400	= 55.296
- Kolom	= 18 x [(3,5/2) + 4] x 0,5 x 0,7 x 2400	= 86.940
- Dinding	= [(4x16) + (1x20)] x [(3,5/2)+4]-0,8]x250	= 108.150

$$\begin{aligned}
 - \text{Plafon} &= 20 \times 16 \times 15 &= 4.800 \\
 - \text{Keramik} &= 20 \times 16 \times 23 &= 7.360 \\
 - \text{Spesi} &= 20 \times 16 \times 21 &= 6.720 \\
 - \text{Pasir} &= 20 \times 16 \times 0,05 \times 1600 &= \underline{25.600} \\
 &&W_m &= 421.586 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 - q_h \text{ Lantai} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Koefesien Reduksi} &= 0,3 \\
 &W_h = 0,3 \times (20 \times 16 \times 250) = 24.000
 \end{aligned}$$

Beban Total

$$W_1 = W_m + W_h = 421.586 + 24.000 = 445.586 \text{ kg}$$

f. Berat total struktur

$$\begin{aligned}
 W_{\text{tot}} &= 217.707 + (4 \times 334.274) + 363.143 + (3 \times 366.404) + 445.586 \\
 &= 3.462.744 \text{ kg} = 3.462,744 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

B. Waktu Getar Bangunan (T)

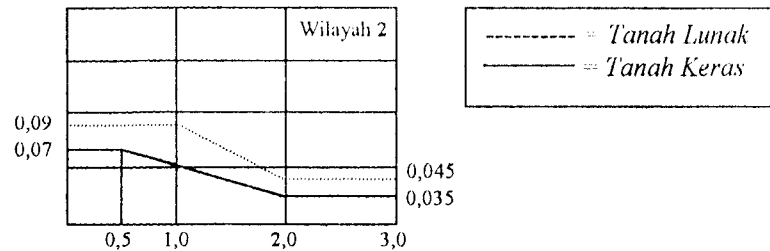
Dengan Rumus Empiris

$$T_x = T_y = 0,06 \times H^{3/4}$$

Dimana $H = 35,5 \text{ m}$

$$T_x = T_y = 0,06 \times 35,5^{3/4} = 0,873 \text{ detik}$$

C. Koefisien Gempa Dasar (C)



Gambar 5.1 Grafik Koefisien Gempa Dasar (C) wilayah 2

Dengan interpolasi dari grafik tanah keras pada wilayah Gempa 2 diperoleh

$$c = 0,06125.$$

D. Faktor Keutamaan I

Dari *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung*

1987 diperoleh $I = 1,5$

E. Faktor Jenis Struktur digunakan nilai $K = 1.0$

F. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa

$$V_x = V_y = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (\text{dari..3.6.1})$$

$$= 0,06125 \times 1,5 \times 1 \times 3.462.744 = 318.139,6 \text{ kg} = 318,139 \text{ ton}$$

G. Distribusi Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa ke Sepanjang Tinggi Gedung.

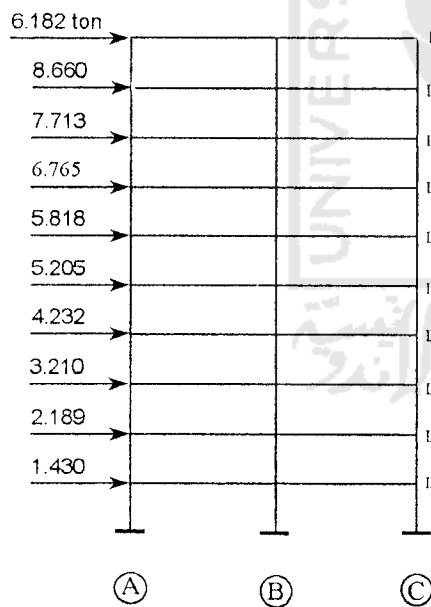
$$H/A = 35,5 / 16 = 2,219 < 3$$

$$F_{i_x} = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V_x \quad (\text{dari..3.6.6})$$

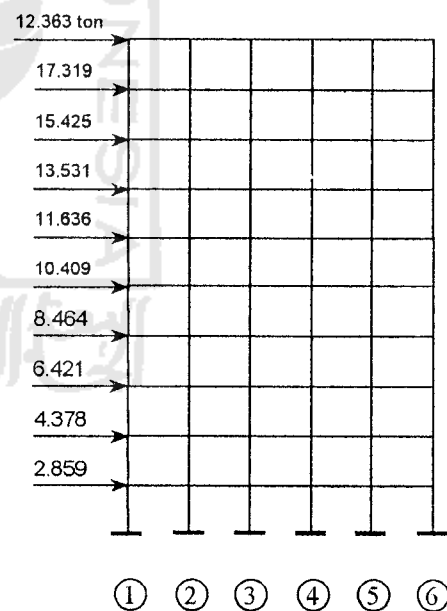
Tabel.5.1. Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Y untuk tiap portal.

Lantai	h_i (meter)	W_i (ton)	$W_i \cdot h_i$ (ton.meter)	$F_i(x,y)$ (ton)	Untuk tiap portal	
					$1/3 F_{i,x}$ (t)	$1/6 F_{i,y}$ (t)
10	35,5	210.363	7467.887	37.089	12.363	6.182
9	32	326.930	10461.760	51.958	17.319	8.660
8	28,5	326.930	9317.505	46.275	15.425	7.713
7	25	326.930	8173.250	40.592	13.531	6.765
6	21,5	326.930	7028.995	34.909	11.636	5.818
5	18	349.319	6287.742	31.228	10.409	5.205
4	14,5	352.580	5112.410	25.391	8.464	4.232
3	11	352.580	3878.380	19.262	6.421	3.210
2	7,5	352.580	2644.350	13.133	4.378	2.189
1	4	431.762	1727.048	8.577	2.859	1.430
			62099.33	308.416	102.805	51.403

Distribusi gaya geser ini dapat dilihat pada Gambar



Gambar 5.2. Distribusi beban gempa arah X



Gambar 5.3. Distribusi beban gempa arah Y

H. Kontrol Waktu Getar Struktur

Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dapat dihitung berdasarkan besar simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa tadi (Gambar 5-5) diatas dengan rumus *T Rayleigh* :

$$T = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (\text{dari..3.6.7})$$

Tabel 5.2 Deformasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4

Lantai	Wi (ton)	di	di ²	Fi(x,y) total (ton)	Wi.di ²	Fi.d
1	431.762	0.6382	0.407	8.577	175.8563	5.474
2	352.58	1.4734	2.171	13.133	765.4186	19.351
3	352.58	2.3275	5.417	19.262	1910.016	44.832
4	352.58	3.1462	9.898	25.391	3490.039	79.885
5	349.319	3.9146	15.324	31.228	5352.997	122.245
6	326.93	4.6751	21.856	34.909	7145.565	163.203
7	326.93	5.4345	29.534	40.592	9655.482	220.597
8	326.93	6.0517	36.623	46.275	11973.18	280.042
9	326.93	6.485	42.055	51.958	13749.11	336.948
10	210.363	6.7457	45.504	37.089	9572.457	250.191
					63790.13	1522.768

$$T_n = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2 / g \cdot \sum F_i \cdot d_i)} \quad (\text{dari..3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(63790,13 / 981 \cdot 1522,768)}$$

$$= 1.31 \text{ detik}$$

Didapat c baru = 0,0512

Tabel 5.3 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa portal As-4 dengan c = 0,0512.

Lantai	Hi (meter)	Wi (ton)	Wi.hi (ton.meter)	Fi(x,y) (ton)	Untuk tiap portal	
					1/3 Fi,x (t)	1/6 Fi,y (t)
10	35,5	210.363	7467.887	31.004	10.335	5.167
9	32	326.930	10461.760	43.433	14.478	7.239
8	28,5	326.930	9317.505	38.682	12.894	6.447
7	25	326.930	8173.250	33.932	11.311	5.655
6	21,5	326.930	7028.995	29.181	9.727	4.864
5	18	349.319	6287.742	26.104	8.701	4.351
4	14,5	352.580	5112.410	21.225	7.075	3.537
3	11	352.580	3878.380	16.101	5.367	2.684
2	7,5	352.580	2644.350	10.978	3.659	1.830
1	4	431.762	1727.048	7.170	2.390	1.195
			62099.33	257.810	85.937	42.968

Dari analisa struktur didapat besarnya simpangan akibat beban gempa yang baru



Tabel 5.4 Deformasi lateral total akibat beban gempa Portal As-4 yang baru ($c=0,0512$)

Lantai	W_i (ton)	d_i	d_i^2	$F_i(x,y)$ total (ton)	$W_i \cdot d_i^2$	$F_i \cdot d$
1	431.762	1.2308	1.514869	7.17	654.0627	8.824836
2	352.58	1.9442	3.779914	10.978	1332.722	21.34343
3	352.58	2.6281	6.90691	16.101	2435.238	42.31504
4	352.58	3.27	10.6929	21.225	3770.103	69.40575
5	349.319	3.9056	15.25371	26.104	5328.411	101.9518
6	326.93	4.5398	20.60978	29.181	6737.957	132.4759
7	326.93	5.0555	25.55808	33.932	8355.703	171.5432
8	326.93	5.4176	29.35039	38.682	9595.523	209.5636
9	326.93	5.6369	31.77464	43.433	10388.08	244.8275
10	210.363	5.6212	31.59789	31.004	6647.027	174.2797
					55244.83	1176.531

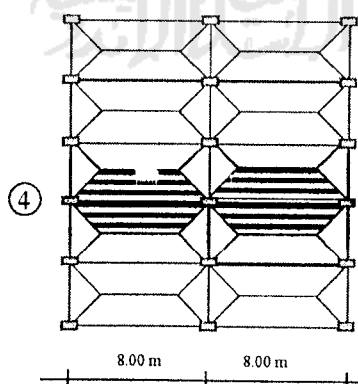
$$T_x = 6,3 \cdot \sqrt{(\sum W_i \cdot d_i^2 / g \cdot \sum F_i \cdot d_i)} \quad (\text{dari 3.6.7})$$

$$= 6,3 \cdot \sqrt{(55244,83 / 981 \cdot 1176,531)}$$

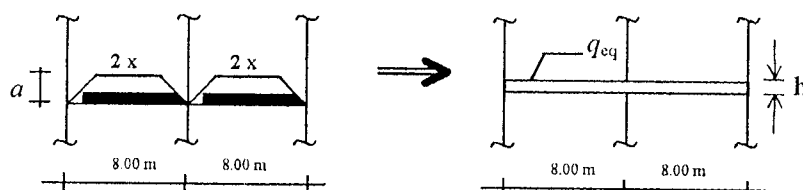
$$= 1.37 \text{ det} \rightarrow \text{mendekati sama} \quad \text{Ok. !}$$

5.3.2. Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi

A. Perhitungan gravitasi merata ekuivalen untuk portal As-4



Gambar 5.4. Pembagian beban merata pada portal As-4



Gambar 5.5. Perhitungan beban merata ekuivalen portal As-4

$$h = t - 4/3 \cdot \frac{t^3}{L^2} \quad t = 4/2 \quad L = 8 \text{ m} \quad h = 2 - 4/3 \cdot \frac{2^3}{8^2} = 1,833 \text{ m}$$

1. Beban gravitasi pada balok atap (lantai 10)

a. Beban mati untuk tiap m

- plat = $(2 \times 1,833) \times 0,1 \times 2400 = 879,84$

- plafon = $(2 \times 1,833) \times 15 = 56,49$

- balok = $0,3 \times 0,7 \times 2400 = 504$

$$q_{eq} = 1.440,33 \text{ kg/m} \approx 1,441 \text{ ton/m}$$

b. Beban hidup untuk tiap m

- q_h atap = 100 kg/m^2

- koefisien reduksi = $0,75$

$$q_{eq} = 0,75 \times 100 \times (2 \times 1,833) = 274,9 \text{ kg/m} \approx 0,275 \text{ ton/m}$$

2. Beban gravitasi pada balok lantai 6 s/d 9

a. Beban mati untuk tiap m

- Plat = $(2 \times 1,833) \times 0,12 \times 2400 = 1.055,808$

- Plafon = $(2 \times 1,833) \times 15 = 54,99$

- Dinding = $(3,5-0,7) \times 250 = 700$

- Kaca = $(3,5-0,7) \times 10 = 28$

- Keramik = $(2 \times 1,833) \times 23 = 84,318$

- spesi = $(2 \times 1,833) \times 21 = 76,986$

- Pasir = $(2 \times 1,833) \times 0,05 \times 1600 = 293,28$

- Balok = $0,3 \times 0,7 \times 2400 = 504$

$$q_{eq} = 2.797,385 \text{ kg/m} \approx 2,798 \text{ ton/m}$$

b. Beban hidup untuk tiap m

$$- q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{koefisien reduksi} = 0,75$$

$$q_{eq} = 0,75 \times 250 \times (2 \times 1,833) = 687,4 \text{ kg/m} \approx 0,688 \text{ ton/m}$$

3. Beban gravitasi pada balok lantai 1 s/d 5

a. Beban mati untuk tiap m

$$- \text{Plat} = (2 \times 1,833) \times 0,12 \times 2400 = 1.055,808$$

$$- \text{Plafon} = (2 \times 1,833) \times 15 = 54,99$$

$$- \text{Dinding} = (3,5-0,8) \times 250 = 675$$

$$- \text{Kaca} = (3,5-0,8) \times 10 = 27$$

$$- \text{Keramik} = (2 \times 1,833) \times 23 = 84,318$$

$$- \text{spesi} = (2 \times 1,833) \times 21 = 76,986$$

$$- \text{Pasir} = (2 \times 1,833) \times 0,05 \times 1600 = 293,28$$

$$- \text{Balok} = 0,3 \times 0,8 \times 2400 = 576$$

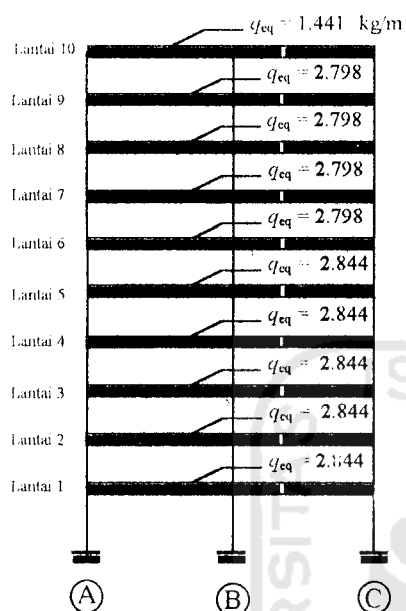
$$q_{eq} = 2.843,38 \text{ kg/m} \approx 2,844 \text{ ton/m}$$

b. Beban hidup untuk tiap m

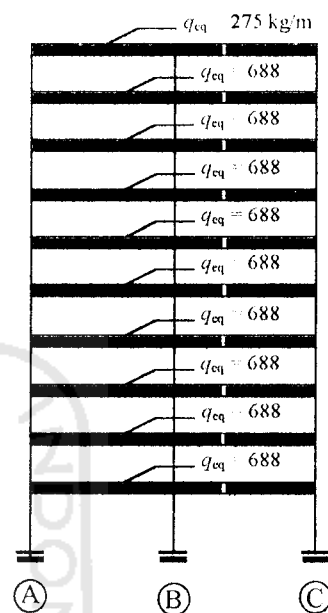
$$- q_h \text{ lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{koefisien reduksi} = 0,75$$

$$q_{eq} = 0,75 \times 250 \times (2 \times 1,833) = 687,4 \text{ kg/m} \approx 0,688 \text{ ton/m}$$



Gambar 5.6. Beban mati ekuivalen Portal As-4



Gambar 5.7. Beban hidup ekuivalen Portal As-4

5.4. Desain Balok

5.4.1. Momen Rencana Balok

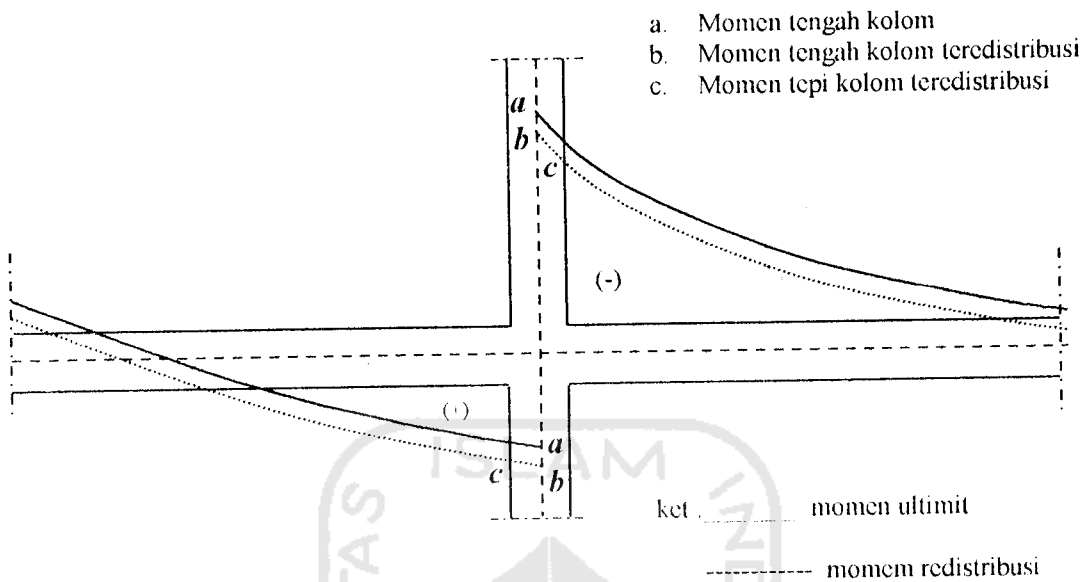
Momen rencana balok dihitung berdasarkan ke-3 tipe kombinasi pembebanan dibawah ini menurut SKSNI 3.2.2 :

$$\text{Kombinasi pembebanan 1 : } M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$\text{Kombinasi pembebanan 2 : } M_u = 1,05 (M_D + 0,6 M_L \pm M_L)$$

$$\text{Kombinasi pembebanan 3 : } M_u = 0,9 M_D \pm M_L \quad (\text{dari 7.1.1})$$

Momen hasil perhitungan dengan ke-3 tipe kombinasi tersebut didapat dari analisa struktur pada tepi kolom yang kemudian didistribusi.



Gambar 5.8 Diagram momen tumpuan balok

Tabel 5.5 Momen Analisa Struktur Balok

Lantai	Momen Balok As Kolom (Ton.m)		Momen Balok Teredistribusi (Ton.m)		Momen Balok Muka Kolom (Ton.m)		Prosentase Redistribusi (%)
	a		b		c		
	negatif	Positif	Negatif	positif	negatif	positif	
1	-52.61	15.84	-44.72	23.73	-31.99	26.60	0.15
2	-57.49	17.10	-51.74	22.85	-38.28	25.48	0.1
3	-57.3	16.25	-51.57	21.98	-38.12	24.40	0.1
4	-55.71	14.91	-50.14	20.48	-36.91	23.12	0.1
5	-54.27	13.59	-48.84	19.02	-35.82	21.86	0.1
6	-44.87	12.16	-38.14	12.23	-26.60	16.23	0.15
7	-41.41	2.19	-35.20	8.40	-24.16	12.90	0.15
8	-36.47	-2.4	-29.18	4.89	-18.85	10.11	0.2
9	-30.72	-7.7	-23.04	-0.02	-13.54	6.03	0.25
10	-15.65	-2.26	-13.30	0.09	-8.51	2.87	0.15

5.4.2. Penulangan Lentur Balok

Penulangan lentur balok dihitung dengan perhitungan tulangan lentur menurut *SKSNI T-15-1991-03* dipakai dari momen portal terbesar pada ditiap lantai, dan sebagai contoh perhitungan diambil balok lantai 2 dimensi 300 x 800.

Momen ultimit balok untuk perencanaan dipakai momen hasil analisa struktur yang telah diredistribusi dimuka kolom seperti dapat dilihat pada tabel 5.5 kolom c untuk lantai 2 didapat :

$$Mu - = 38,28 \text{ ton.m} = 382,8 \text{ KNm}$$

$$Mu + = 25,48 \text{ ton.m} = 254,8 \text{ KNm}$$

$$Mu \text{ Lapangan} = 27,849 \text{ ton.m} = 278,49 \text{ KNm}$$

a. Tulangan tumpuan negatif

$$\rho'/\rho = 254,8 / 382,8 = 0,66$$

$$d' \text{ diambil } 100 \text{ mm, } d = 800 - 100 = 700 \text{ mm}$$

$$Mu / bd^2 = 382,8 / (0,3 \cdot 0,7^2) = 2603,9 \text{ KNm}$$

$$\text{Dari tabel diperoleh } \rho = 0,0087$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,0087 \cdot 300 \cdot 700 = 1827 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 7 \text{ D } 19 = 1984 \text{ mm}^2$$

$$As' = \rho' / \rho \cdot As = 0,66 \cdot 1984 = 1216 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 5 \text{ D } 19 = 1417,828 \text{ mm}^2$$

b. Tulangan tumpuan positif

$$\rho'/\rho = 382,8 / 254,8 = 1,5 \rightarrow \text{dipakai } \rho'/\rho = 1$$

$$Mu / bd^2 = 254,8 / (0,3 \cdot 0,7^2) = 1733$$

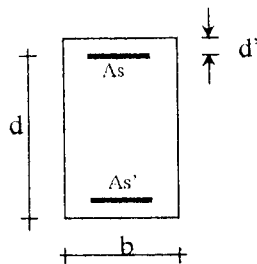
$$\text{Dari tabel diperoleh } \rho = 0,0058$$

$$As = As' = \rho \cdot b \cdot d = 0,0058 \cdot 300 \cdot 700 = 1218 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 5 \text{ D } 19 = 1417,828 \text{ mm}^2$$

Jadi tulangan tumpuan terpasang diambil dari nilai maksimum yaitu :

$$A_s = 7 \text{ D } 19 \text{ dan } A_s' = 5 \text{ D } 19$$



$$d' = 60 + 19/2 = 69,5 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 69,5 = 730,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = (A_s - A_s') / (b \cdot d) = (1984 - 1417,8) / (300 \cdot 730,5) = 0,00388$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_b = 0,8 \cdot f_c \cdot 0,85 / f_y \cdot (600 / f_y + 600)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,023$$

$$A_{s1} = A_s - A_s' = 1984 - 1417,8 = 566,2 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \cdot f_y = 1984 \cdot 400 = 793983 \text{ N} \quad (\text{dari..3.7.1.1.n})$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot a = 7650 \cdot a \quad (\text{dari..3.7.1.1.o})$$

$$C_s = A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c) = 1417,8 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 530976,4 \text{ N} \quad (\text{dari..3.7.1.1.p})$$

$$T = C_c + C_s \rightarrow 793983 = 7650 \cdot a + 530976,4$$

$$a = 34,38 \text{ mm}$$

$$M_{n,ak b} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_{n,ak b} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a/2) + C_s \cdot (d - d') \quad (\text{dari..3.7.1.1.q})$$

$$= 566,2 \cdot 400 \cdot (730,5 - 34,38/2) + 530,976 \cdot (730,5 - 69,5)$$

$$= 161,9 + 350,9 = 512,8 \text{ KNm}$$

$$M_{kap b} = 1,4 \cdot 512,8 = 717,9 \text{ KNm} \quad (\text{dari..3.7.1.1.s})$$

$$M_{nak b'} = 350,9 \text{ KNm}$$

$$M_{kap b'} = 1,4 \cdot 350,9 = 491,4 \text{ KNm}$$

c. Tulangan lapangan

$$M_u = 278,49 \text{ KNm}$$

$$M_n = 278,49 / 0.8 = 348,1125 \text{ KNm}$$

$$R_n = M_n / b d^2 = 545,09 \cdot 10^6 / (300 \cdot 730,5^2) = 2,174$$

$$n = f_y / (0,85 \cdot f_c') = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 2,174}{400}} \right) = 0,00569$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00569 \cdot 300 \cdot 730,5 = 1247,002 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 5 D19} = 1417,828 \text{ mm}^2$$

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan lentur balok pada setiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada pembahasan.

5.4.3. Perhitungan Tulangan Geser Balok

a. Perencanaan Balok Geser Lantai 2

$$M_{\text{nak negatif}} = 512,8 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{nak positif}} = 350,98 \text{ KNm}$$

Dari analisa struktur yang didapat gaya geser balok As-4 :

$$V_{\text{mati}} = 117,9 \text{ KN}$$

$$V_{\text{hidup}} = 27,9 \text{ KN}$$

$$V_{\text{gempa}} = 85,9 \text{ KN}$$

$$1,05 \cdot V_g = 1,05 \cdot (V_D + V_L) = 1,05 \cdot (117,9 + 27,9) = 153,09 \text{ KN}$$

$$V_{u,\text{balok}} = 0,7 \phi_v \left(\frac{M_{\text{nak},b} + M_{\text{nak},b'}}{l_n} \right) + 1,05 V_g$$

(dari .3.7.1.2.a)

$$= 0,7 \cdot 1,25 \cdot \left(\frac{512,8 + 350,89}{8 - 0,7} \right) + 153,09 = 256,02 \text{ KN}$$

$V_{u,b}$ terpakai =

$$\left[1,05 \cdot V_g - 0,7 \cdot \phi_0 \cdot \left(\frac{M_{nak,b} + M_{nak,b'}}{l_n} \right) + \frac{l_n - d}{l_n} \right] * \left[V_{u,b} - 1,05 \cdot V_g - 0,7 \cdot \phi_0 \cdot \left(\frac{M_{nak,b} + M_{nak,b'}}{l_n} \right) \right]$$

$V_{u,b}$ terpakai = 235,6 KN

$$V_{u,b} \text{ terpakai} / \phi = 235,6 / 0,6 = 392,6 \text{ KN}$$

$$V_{u,b} \text{ maks} = 1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b} + 4/K \cdot V_{E,b}) = 513,87 \text{ KN} \quad (\text{dari..3.7.1.2.c})$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{dari..3.7.1.2.d})$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3}$$

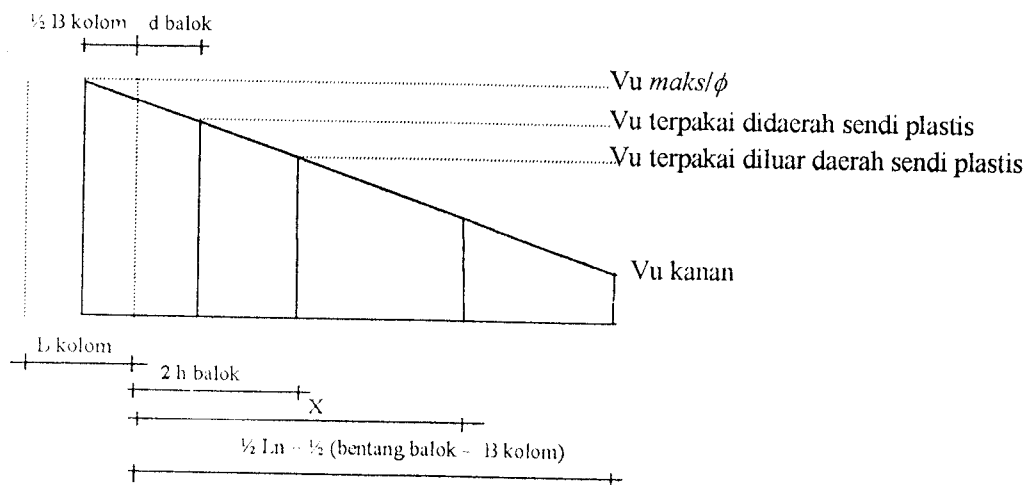
$$= 202,66 \text{ KN}$$

$$V_s \text{ maks} = 2/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 2/3 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3} = 810,63 \text{ KN}$$

$$V_s \text{ min} = 1/3 \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1/3 \cdot 300 \cdot 740 \cdot 10^{-3} = 74 \text{ KN}$$



Gambar.5.9 Perencanaan Tulangan Geser Balok

➤ *Didaerah Sendi Plastis*

karena $V_c + V_s \min < V_u/\phi \leq 3 V_c$

$$202,66 + 74 = 269,18 < 392,6 \leq 3 \times 197,18 = 591,54$$

maka diperlukan tulangan geser dengan jarak

$$\begin{aligned} V_s &= V_u/\phi - V_c \rightarrow V_c = 0 \text{ (didaerah sendi plastis } V_c \text{ dianggap nol)} \\ &= 392,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

dipakai sengkang diameter 10 mm $\rightarrow A_v = 157 \text{ mm}^2$

$$S \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 240 \cdot 740 \cdot 10^{-3}}{392,6} = 71,5 \text{ mm} \quad (\text{ dari .3.7.1.2.f})$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

$$S \leq d/4 = 740/4 = 182,5 \text{ mm}$$

S diambil yang terkecil \rightarrow dipakai sengkang dp 10 – 70 mm

➤ *Diluar Daerah Sendi Plastis pada Daerah Kritis*

$$\begin{aligned} V_{u,b}/\phi \text{ kritis} &= V_{u,b}/\phi - (2h_{\text{balok}} \times (V_{u,b}/\phi - V_{u,b}/\phi_{\text{pakai}}) / (d/2 + 1/2 B_{\text{kolom}})) \\ &= 349 \text{ KN (interpolasi)} \end{aligned}$$

$$\text{karena } V_c + V_s \min < V_u/\phi \leq 3 V_c \rightarrow 276,66 < 349 \leq 607,97$$

maka diperlukan tulangan geser dengan jarak

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 349 - 202,66 = 147 \text{ KN}$$

$$S \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 240 \cdot 740 \cdot 10^{-3}}{147} = 189 \text{ mm} \quad (\text{ dari .3.7.1.2.f})$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

$$S \leq d/2 = 740/2 = 370 \text{ mm}$$

S diambil yang terkecil \rightarrow dipakai sengkang dp 10 – 185 mm

➤ *Did daerah Praktis (diluar jarak x)*

Dalam daerah ini $0,5.V_c < V_u \phi \leq V_c$, sehingga semua gaya geser ditahan oleh beton

$$X = (V_c/V_{u,b}) \cdot L_n/2 = (202,66 / 235,6) \cdot 3,65 = 2,9 \text{ m}$$

Dipakai sengkang diameter 8 mm $\rightarrow A_v = 100,5$ dengan jarak :

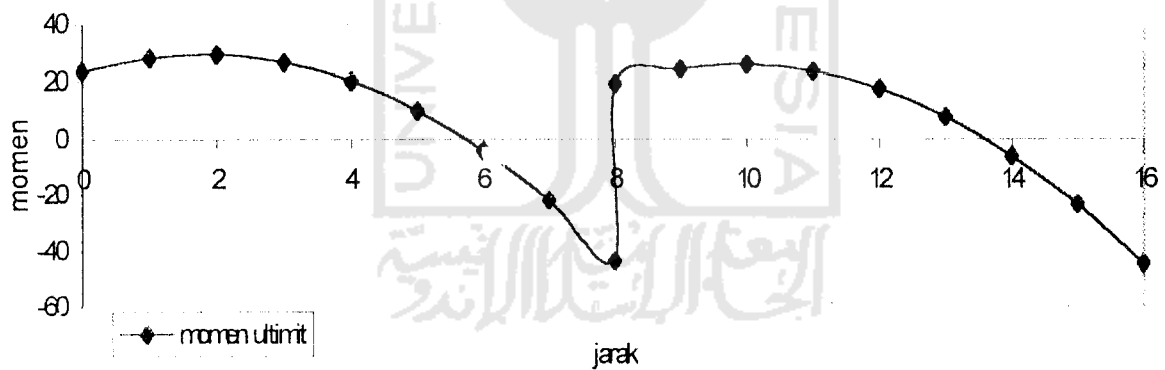
$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_{smin}$$

$$= 100,5 \cdot 240 \cdot 740 \cdot 10^3 / 74 = 241$$

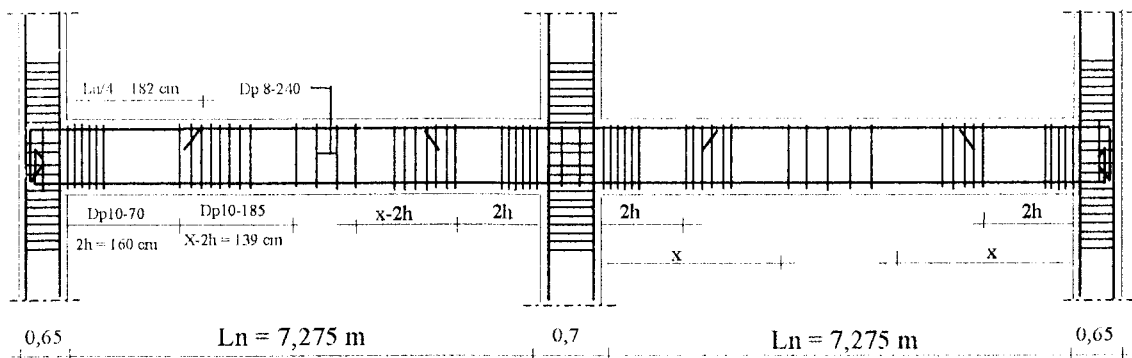
$$S \leq 600 \text{ mm}$$

$$S \leq d/2 = 740 / 2 = 370 \text{ mm}$$

Dipakai S terkecil $\rightarrow Dp 10 - 240 \text{ mm}$



Gb.5.10 Analisa letak sendi plastis



Gambar.5.11. Detail Tulangan Sengkang Balok

Tabel 5.6. Jarak x untuk lantai lain

Lantai	X (mm)
1	2993
2	2882
3	2856
4	2833
5	2812
6	2677
7	2927
8	3004
9	3231
10	3600

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan geser balok ditiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada Bab Hasil Perhitungan dan Pembahasan.

5.5. Desain Kolom

5.5.1. Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Kuat lentur dan aksial kolom dirancang dengan memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa, dan sebagai contoh perhitungan kolom diambil kolom lantai 2 dengan dimensi 500 x 700 (mm).

a. Kolom ujung atas

Momen ultimit kolom diperoleh dari momen kapasitas balok pada perhitungan Penulangan Lentur Balok (5.4.2) :

$$M_{kap\ b,ki} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ki'} = 491.4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka} = 491,4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka'} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{u,k} = \frac{hk'}{hk} \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \left(\frac{I_{ki}}{I_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}'} M_{kap,ka} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.a})$$

$$hk' = \text{tinggi bersih kolom} = 3,5 - (0,8 + 0,8) / 2 = 2,7 \text{ m}$$

$$hk = \text{tinggi kolom} = 3,5 \text{ m}$$

$$\omega_d = 1,3 \text{ kecuali untuk lantai 1 dan lantai paling atas } \alpha_k = 1$$

$$K_a = \frac{EI_a}{h'ka},$$

$$K_b = \frac{EI_b}{h'kb},$$

$$K_a = K_b \rightarrow \alpha_a = \frac{K_a}{K_a + K_b} = 0,5$$

$$M_{u,k} = \frac{2,9}{3,5} \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \left(\frac{8}{7,3} \cdot 717,9 + \frac{8}{7,3} \cdot 419,4 \right) = 465,156 \text{ KNm}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.b})$$

$$M_{u,k} = 1,05 \left(0 + 0 + \frac{4,0}{1} \cdot 280,9 \right) = 1179 > 465,156 \text{ KNm}$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur :

$$\begin{aligned} M_{u,k} &= 1,05 \cdot (M_{D,k} + M_{L,k} + \omega_d \cdot M_{E,k}) \\ &= 1,05 \cdot (62,2 + 14,7 + 1,3 \cdot 280,9) = 442,7 \text{ KN} \end{aligned}$$

Untuk gaya aksial rencana $N_{u,k}$ pada kolom dihitung sbb :

$$N_{u,k} = 0,7 \cdot R_v \cdot \sum \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki}'}{I_{ki}'} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka}'}{I_{ka}'} \right) + 1,05 \cdot N_g \quad (\text{dari 3.7.1.3})$$

$$R_v = 1,1 - 0,025 N = 0,9$$

(N = jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau)

$$N_{g,k} = 1,2 \cdot N_d + 1,6 N_i = 2947,28 \text{ KN}$$

$$N_{u,k} = 0,7 \cdot 0,9 \cdot \sum \left(\frac{717,9 + 491,4}{7,3} + \frac{717,9 + 491,4}{7,3} \right) + 1,05 \cdot 2947,28 = 3303 \text{ KN}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} \cdot N_{e,k} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.d})$$

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(2947,28 + \frac{4,0}{K} \cdot 561,3 \right) = 5123,244 \text{ KN}$$

b. Kolom ujung bawah

Momen ultimit kolom diperoleh dari momen kapasitas balok pada perhitungan Penulangan Lentur Balok (5.4.2) :

$$M_{kap\ b,ki} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ki'} = 491,4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka} = 491,4 \text{ KNm}$$

$$M_{kap\ b,ka'} = 717,9 \text{ KNm}$$

$$M_{u,k} = \frac{hk'}{hk} \cdot \alpha d \cdot \alpha k \cdot 0,7 \left(\frac{I_{ki}}{I_{ki'}} \cdot M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{ka'}} \cdot M_{kap,ka} \right) \quad (\text{dari 3.7.1.3.a})$$

$$hk' = 3,5 - (0,8 + 0,8) / 2 = 2,8 \text{ m}, \quad hk = 3,5 \text{ m}, \quad \alpha d = 1,3$$

$$K_a = \frac{EI_a}{h'ka}, \quad K_b = \frac{EI_b}{h'kb}, \quad I_a = I_b = I$$

$$\alpha_b = \frac{K_b}{K_a + K_b} = \frac{\frac{EI}{2,9}}{\frac{EI}{2,9} + \frac{EI}{2,9}} = 0,5$$

$$M_{u,k} = \frac{2,9}{3,5} \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \left(\frac{8}{7,3} \cdot 717,9 + \frac{8}{7,3} \cdot 419,4 \right) = 465,156 \text{ KNm}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$Mu,k = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) = 1179,78 > 465,156 \text{ KNm} \quad (\text{dari..3.7.1.3.b})$$

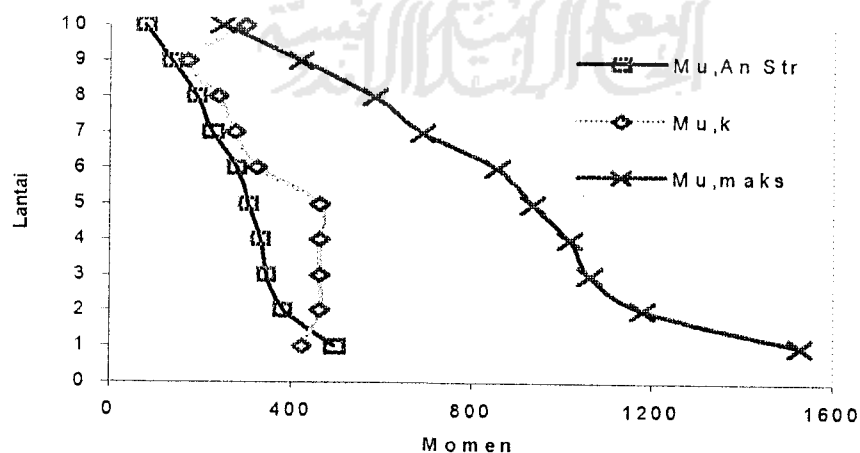
Dan tidak boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur kolom pada tepi balok :

$$Mu,k = 1,05 \cdot (M_{D,k} + M_{L,k} + \omega_d \cdot M_{E,k})$$

$$= 1,05 \cdot (0 + 0 + 1,3 \cdot 280,9) = 383,43 \text{ KN} < 465,156 \text{ KNm}$$

Tabel. 5.5 Momen Kolom Tepi Balok Tiap Lantai

Lantai	Mu, k An str	Mu, k	Mu, k maks
1	496.86	424.203	1528.800
2	383.43	465.156	1179.780
3	345.89	465.156	1064.280
4	331.15	465.156	1018.920
5	304.26	465.156	936.180
6	279.14	323.482	858.900
7	225.23	275.558	693.000
8	190.42	237.379	585.900
9	136.91	171.320	421.260
10	79.99	296.515	246.120



Gambar.5.11. Grafik Perbandingan Momen Kolom Tepi Balok

Untuk gaya aksial rencana Nu,k pada kolom dihitung seperti pada kolom atas

$$Nu,k = 0,7 \cdot Rv \cdot \sum \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki'}}{L_{ki'}} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka'}}{L_{ka'}} \right) + 1,05 \cdot Ng$$

(dari..3.7.1.3.c)

$$N_g = 1,2 \cdot N_d + 1,6 N_l = 3354,12 \text{ KN}$$

$$N_{u,k} = 3322,31 \text{ KN}$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} \cdot N_{e,k} \right) = 5123,244 \text{ KN}$$

(dari 3.7.1.3.d)

c. Kontrol Kelangsingan Kolom

$$\text{Dimensi kolom} = 500 \times 700 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi balok} = 300 \times 800 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tinggi kolom} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang balok arah X} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Panjang balok arah Y} = 4 \text{ m}$$

$$I_{kolom} = \frac{1}{12} \cdot 0,5 \cdot 0,7^3 = 0,014$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot 0,8^3 = 0,0128$$

$$A = 0,5 \times 0,7 = 0,35 \text{ m}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,014}{0,35}} = 0,2$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{kolom} = \frac{2 \cdot E \cdot I}{h_{kolom} - h_{balok}} = \frac{2 \cdot E \cdot 0,014}{3,5 - 0,8} = 0,0104E$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{balok} = \frac{2 \cdot E \cdot I}{L_{balok} - b_{kolom}} = \frac{2 \cdot E \cdot 0,0128}{8 - 0,7} = 0,0035E$$

$$\Psi_A = \frac{0,0104E}{0,0035E} = 2,96$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{kolom} = \frac{E \cdot 0,014}{4 - 0,4} + \frac{E \cdot 0,014}{3,5 - 0,8} = 0,0091E$$

$$\Sigma \left(\frac{EI}{\ln} \right)_{balok} = \frac{2 \cdot E \cdot I}{L_{balok} - b_{kolom}} = \frac{2 \cdot E \cdot 0,0128}{8 - 0,7} = 0,0035E$$

$$\Psi_B = \frac{0,0091E}{0,0035E} = 2,59 \quad (\text{dari..3.7.1.3.e})$$

$$\Psi_M = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = \frac{2,96 + 2,59}{2} = 2,775 > 2 \rightarrow \text{dipakai } k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \Psi}$$

$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + 2,775} = 1,75 \quad (\text{dari..3.7.1.3.f})$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} = \frac{1,75 \cdot (3,5 - 0,8)}{0,2} = 21,6 > 22 \rightarrow \text{kolom pendek} \quad (\text{dari..3.7.1.3.g})$$

➤ *Tinjauan Terhadap Kondisi Seimbang untuk Luas Tulangan 1%.Ag*

$$A_{st} = 0,01 \times 500 \times 700 = 3.500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = 0,5 A_{st} = 1.750 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 85 = 615 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 615}{600 + 400} = 369 \text{ mm} \quad (\text{dari..3.7.1.3.h})$$

$$ab = \beta \cdot C_b = 0,85 \times 369 = 313,65 \quad (\text{dari..3.7.1.3.i})$$

$$f_s' = E_s \cdot \left[\varepsilon' c \left(\frac{C_b - d'}{C_b} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{369 - 85}{369} \right) \right] = 461,789$$

$$= 461,789 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s' = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_s = E_s \cdot \left[\varepsilon' c \left(\frac{d - C_b}{C_b} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{615 - 369}{369} \right) \right] = 400 \text{ Mpa} = f_y$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot ab \cdot b \quad (\text{dari..3.7.1.3.k})$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 313,65 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 3999,5 \text{ KN}$$

$$C_{sb} = A_s' (f_s' - 0,85 f_c') \quad (\text{ dari..3.7.1.3.1})$$

$$= 1750 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) \cdot 10^{-3} = 655,375 \text{ KN}$$

$$T_{sb} = A_s' \cdot f_y = 1750 \cdot 400 = 700 \text{ KN} \quad (\text{ dari..3.7.1.3.m})$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} = 3999,5 + 655,375 - 700 = 3954,875 \text{ KN}$$

$$M_{nb} = C_{cb} \cdot (y - a_b/2) + C_{sb} \cdot (y - d') + T_{sb} \cdot (d - y) \quad (\text{ dari..3.7.1.3.n})$$

$$= 3999,5 \cdot (350 - 313,65/2) + 655,375 \cdot (350 - 85) + 700 \cdot (615 - 350)$$

$$= 1131,778 \text{ KNm}$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb}$$

$$= 1131,778 / 3954,875 = 0,286 \text{ m} = 286 \text{ mm}$$

➤ *Tinjauan Terhadap Kondisi Patah Desak untuk Luas Tulangan 1% Ag*

$$\text{Diambil } c > c_b \rightarrow c = 500$$

$$a = \beta \cdot c = 0,85 \times 500 = 425$$

$$f_s' = E_s \cdot \left[\epsilon' c \left(\frac{C - d'}{C} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{425 - 85}{425} \right) \right] = 498$$

$$= 498 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s' = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_s = E_s \cdot \left[\epsilon' c \left(\frac{d - C}{C} \right) \right] = 200000 \cdot \left[0,003 \left(\frac{615 - 500}{500} \right) \right] = 138 \text{ Mpa}$$

$$138 \text{ Mpa} < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s = 138 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0,85 f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 425 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 5418,75 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 f_c')$$

$$= 1750 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) \cdot 10^{-3} = 655,375 \text{ KN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1750 \cdot 138 = 241,5 \text{ KN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 5418,75 + 655,375 - 241,5 = 5832,625 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (y-a/2) + C_s \cdot (y-d') + T_s \cdot (d-y) \\ &= 5418,75 \cdot (350-425/2) + 655,375 \cdot (350-85) + 241,5 \cdot (615-350) \\ &= 982,75 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= M_n / P_n \\ &= 982,75 / 5832,625 = 0,168 \text{ m} = 168 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤ *Tinjauan Terhadap Kondisi Patah Tarik untuk Luas Tulangan 1%.Ag*

$$\text{Diambil } c < c_b \rightarrow c = 200$$

$$a_b = \beta \cdot C_b = 0,85 \times 200 = 170$$

$$f_s' = 345 \text{ Mpa} < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s' = 345 \text{ Mpa}$$

$$f_s = 1500 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{dipakai } f_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 170 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 2167,5 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \\ &= 1750 \cdot (345 - 0,85 \cdot 30) \cdot 10^{-3} = 559,125 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 1750 \cdot 400 = 700 \text{ KN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 2167,5 + 559,125 - 700 = 2026,625 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (y-a/2) + C_s \cdot (y-d') + T_s \cdot (d-y) \\ &= 2167,5 \cdot (350-170/2) + 559,125 \cdot (350-85) + 700 \cdot (615-350) \\ &= 908,055 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= M_n / P_n \\ &= 908,055 / 2026,625 = 0,448 \text{ m} = 448 \text{ mm} \end{aligned}$$

a. Aksial Murni

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

$$= (0,85 \cdot 30(500 \cdot 700 - 500 \cdot 700 \cdot 1\%)) + ((500 \cdot 700 \cdot 1\%) \cdot 400) = 10235,75 \text{ KN}$$

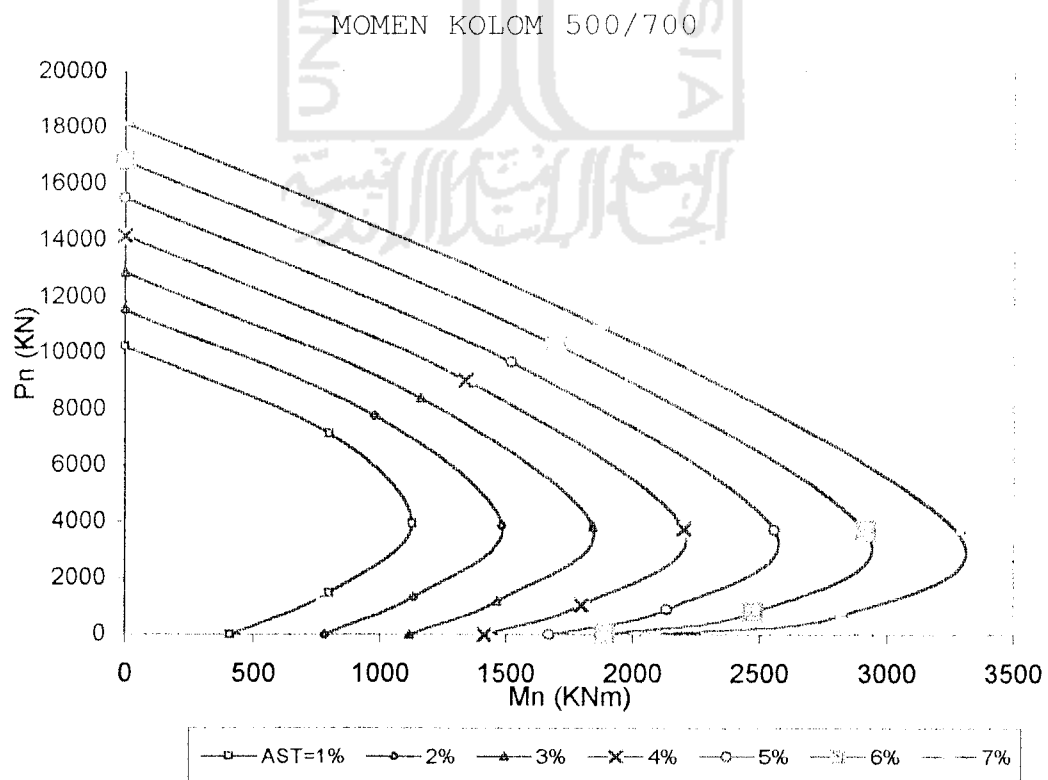
$$P_{no} = 0,65 \cdot P_o = 0,65 \cdot 10235,75 = 5563,2375 \text{ KN}$$

c. Lentur Murni

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1750 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 500} = 54,9 \text{ mm}$$

$$M_{no} = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 1750 \cdot 400 \cdot (600 - 54,9/2) \cdot 10^{-6} = 400,785 \text{ KNm}$$

Dengan cara yang sama dapat dicari untuk luas tulangan 2%, 3%, 4%, 5% dan 6% pada semua dimensi kolom dan dapat digambarkan diagram interaksi untuk kolom tersebut.



Gb.5.13. Interaksi kolom

$$Mu, k = 507,369 \text{ KNm}$$

$$Nu, k = Pn = 3322,309 \text{ KN}$$

$$Mu, k \phi = 507,369/0,65 = 780,567 \text{ KNm}$$

$$Pn \phi = 3322,309/0,65 = 5111,245 \text{ KN}$$

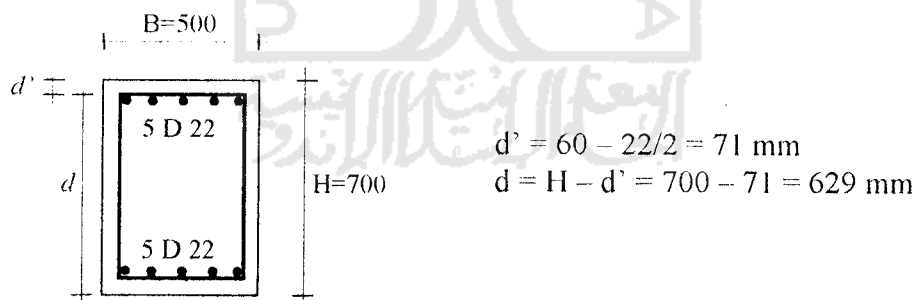
$$e = Mu, k / Pn = 507,369 / 3322,309 = 0,153 \text{ m} = 153 \text{ mm}$$

Karena eksentrisitas yang diberikan $e = 153 \text{ mm}$ lebih kecil dari $e_b = 286 \text{ mm}$, maka keruntuhan kolom tersebut berupa keruntuhan desak.

Dari diagram kolom dimensi 500×700 didapat rasio tulangan (ρ) kolom $= 0,7 \% \rightarrow$ (tidak memenuhi persyaratan rasio tulangan min 1% dan maksimum 6% menurut SKSNI 3.14.4-3, sehingga dipakai rasio minimum $\rho = 1\%$)

$$Ast = Ag \cdot \rho = (500 \cdot 700) \times 0,01 = 3500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 10 \text{ D } 22 = 3799 \text{ mm}^2$$



Kontrol gaya aksial yang terjadi pada keruntuhan desak berdasarkan pendekatan Whitney.

$$Pn = \frac{As' \cdot fy}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot fc'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

$$= \frac{1900,66 \cdot 400}{\frac{153}{629-71} + 0,5} + \frac{500 \cdot 700 \cdot 30}{\frac{3 \cdot 700 \cdot 153}{629^2} + 1,18}$$

$$= 6252,828 \text{ KN} > P_n \cdot \phi = 5111,245 \text{ KN}$$

$$M_n - P_n \cdot e = 6252,828 \times 0,153$$

$$= 956,683 \text{ KNm} > M_u, k \cdot \phi = 780,567 \text{ KNm} \text{ .Ok!}$$

5.5.2. Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Dalam perencanaan tulangan geser kolom diambil nilai $V_{u,k}$ seperti pada landasan teori, sebagai contoh diambil untuk lantai 2 dengan :

$$M_{u,ka} = 507,369 \text{ KNm} ,$$

$$M_{u,kb} = 507,369 \text{ KNm}$$

$$V_{u,k} = (M_{u,ka} + M_{u,kb}) / h_k \quad \text{(dari 3.7.1.4.a)}$$

$$= (507,369 + 507,369) / 2,7 = 375,829 \text{ KN}$$

tetapi tidak lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (V_{d,k} + V_{l,k} + 4/K \cdot V_{e,k}) \quad \text{(dari 3.7.1.4.b)}$$

$$V_{d,k} = 45,4 \text{ KN} , \quad V_{l,k} = 10,7 \text{ KN}$$

$$V_{e,k} = 200,4 \text{ KN}$$

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (45,4 + 10,7 + 4 \cdot 200,4) = 841,68 \text{ KN}$$

Tulangan geser kolom dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak maksimum (SKSNI 3.14.4-4.2):

- $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil = $450/4 = 112,5 \text{ mm}$
- $8 \times$ diameter tulangan = $22 \times 8 = 176 \text{ mm}$
- 100 mm

➤ Daerah ujung kolom dengan panjang kurang dari l_0 (SKSNI 3.14.9.43) :

- h untuk $N_{u,k} < 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c = 3150 \text{ KN} \rightarrow h = 700 \text{ mm}$

- $1,5 \cdot h$ untuk $Nu,k > 0,3 \cdot Ag \cdot f'c \rightarrow 1,5 \cdot h = 1050 \text{ mm}$
- $1/6$ bentang bersih = $2700/6 = 450 \text{ mm}$
- 250 mm

(dipakai yang terbesar)

Gaya geser beton di daerah ujung diabaikan ($V_c = 0$)

$$V_s = V_{u,k}/\phi - V_c = 375,829 / 0,6 - 0 = 626 \text{ KN}$$

$$A_v = 4,0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 314 \cdot 240 \cdot 600 / 626 \cdot 10^{-3} = 78,7 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang D10-75 mm

➤ Daerah di tengah kolom

$$Nu,k = 3303 \text{ KN}$$

$$V_c = (1 + Nu/14 \cdot Ag) \cdot (\sqrt{f'c}/6) \cdot b_w \cdot d = 184 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{u,k}/\phi - V_c = 375,829 / 0,6 - 184 = 442 \text{ KN}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 157 \cdot 240 \cdot 600 / 442 \cdot 10^{-3} = 58 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang D10-55 mm.

Hasil-hasil dari perhitungan tulangan geser kolom pada tiap lantai untuk semua dimensi dapat dilihat pada bab selanjutnya.

5.6. Pertemuan Balok Kolom

5.6.1. Perhitungan Gaya-Gaya Dalam

Sebagai contoh perhitungan diambil pertemuan balok-kolom dalam pada lantai 2 yaitu :

$$M_{nak, b \text{ kiri}} = 591,177 \text{ KNm}$$

$$M_{nak, b \text{ kanan}} = 350,975 \text{ KNm}$$

$$M_{kap, b \text{ kiri}} = 1,4 \cdot 591,177 = 827,6476 \text{ KNm}$$

$$M_{kap, b \text{ kanan}} = 1,4 \cdot 350,975 = 491,366 \text{ KNm}$$

$$V_{kol} = \frac{0,7(I_{ki} / I_{ka} \cdot M_{kap, bki} + I_{ka} / I_{ki} \cdot M_{kap, bka})}{1/2 \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})} \quad (\text{dari 3.7.1.5.d})$$

$$V_{kol} = \frac{0,7(8/7,3 \cdot 827,648 + 8/7,3 \cdot 491,366)}{0,5 \cdot (3,5 + 4)} = 269,826 \text{ KN}$$

$$C_{ki} = 0,7 \cdot M_{kap, b \text{ kiri}} / Z_{ki} = 0,7 \cdot 827,648 / 0,65 = 891,313 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.1.5.b})$$

$$T_{ka} = 0,7 \cdot M_{kap, b \text{ kanan}} / Z_{ka} = 0,7 \cdot 491,366 / 0,65 = 529,163 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.1.5.c})$$

$$V_{j,h} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} = 891,313 + 529,163 - 269,826 = 1.150,65 \text{ KN} \quad (\text{dari 3.7.1.5.a})$$

$$V_{j,v} = b_j \cdot hc \cdot V_{j,h} = 0,8 / 0,7 \cdot 1.150,65 = 1334,754 \text{ KN}$$

5.6.2. Kontrol Tegangan Geser Horizontal Minimal

$$V_{j,h} = \frac{V_{j,v}}{b_j \cdot hc} < 1,5 \cdot \sqrt{f_c'} \quad (\text{dari 3.7.1.5.c})$$

$$V_{j,h} = \frac{1334,754}{0,8 \cdot 0,7} = 2383 \text{ KN/m}^2 = 2,383 \text{ N/mm}^2 < 1,5 \cdot \sqrt{30} = 8,2 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Ok!}$$

5.6.3. Penulangan Geser Horizontal

$$N_u = 3303,309 \text{ KN}$$

$$N_u / Ag = 3303,309 / 0,5 \cdot 0,7 = 9492 \text{ KN/m}^2 = 9,492 \text{ N/mm}^2 > 0,1 \cdot f_c' = 3 \text{ Mpa}$$

$$V_{c,h} = 2/3 \cdot \sqrt{\{(N_{u,k} / Ag) - 0,1 \cdot f_c'\} \cdot b_j \cdot hc} \quad (\text{dari 3.7.1.5.d})$$

$$= 2/3 \cdot \sqrt{\{(3303,309 \cdot 10^3 / 500 \cdot 700) - 3\} \cdot 800 \cdot 700} = 951,231 \text{ KN}$$

$$V_{s,h} = V_{ch} - V_{l,h}$$

$$V_{s,h} = 1334,754 - 951,231 = 383,523 \text{ KN}$$

$$A_{l,h} = V_{s,h} / f_y = 383,523 \cdot 10^3 / 240 = 1.598,0125 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang rangkap ϕ 10 mm $\rightarrow A = 314 \text{ mm}^2$

Jumlah lapis sengkang yang diperlukan = $958,8 / 314 = 5$ lapis

5.6.4. Penulangan Geser Vertikal

$$V_{c,v} = A_s' \cdot V_{j,v} / A_s \cdot (0,6 + N_{u,k} / A_g \cdot f_c')$$

(dari 3.7.1.5.i)

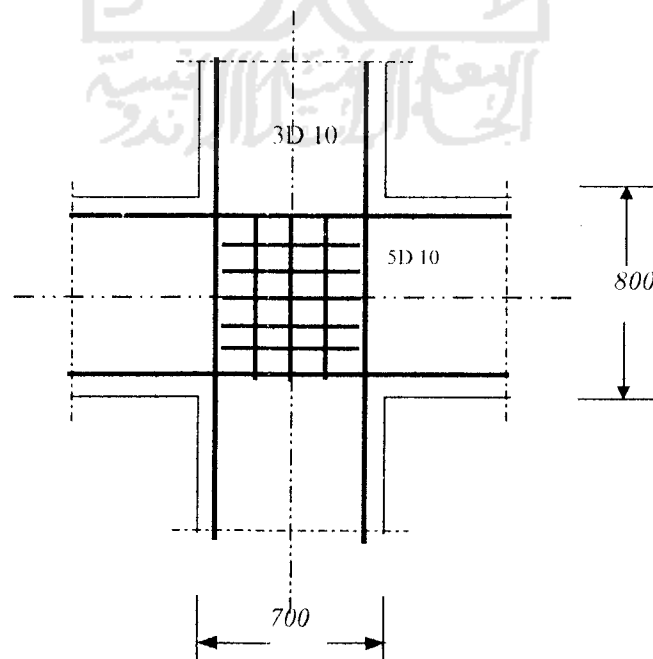
$$= 1334,754 \cdot (0,6 + 3303,309 / 0,5 \cdot 0,7 \cdot 30) = 1222,635 \text{ KN}$$

$$V_{s,v} = V_{c,v} - V_{j,v}$$

$$V_{s,v} = 1334,754 - 1222,635 = 112,121 \text{ N}$$

$$A_{j,v} = V_{s,v} / f_y = 112,121 \cdot 10^3 / 240 = 467,171 \text{ mm}^2$$

ipakai tulangan kolom = 3 D-10 = $471,239 \text{ mm}^2 > 280,3 \text{ mm}^2$



Gb 5.14. Tulangan pertemuan titik buhul

5.7. Perencanaan Pondasi

Pondasi yang akan digunakan adalah pondasi tiang pancang dengan data sebagai berikut :

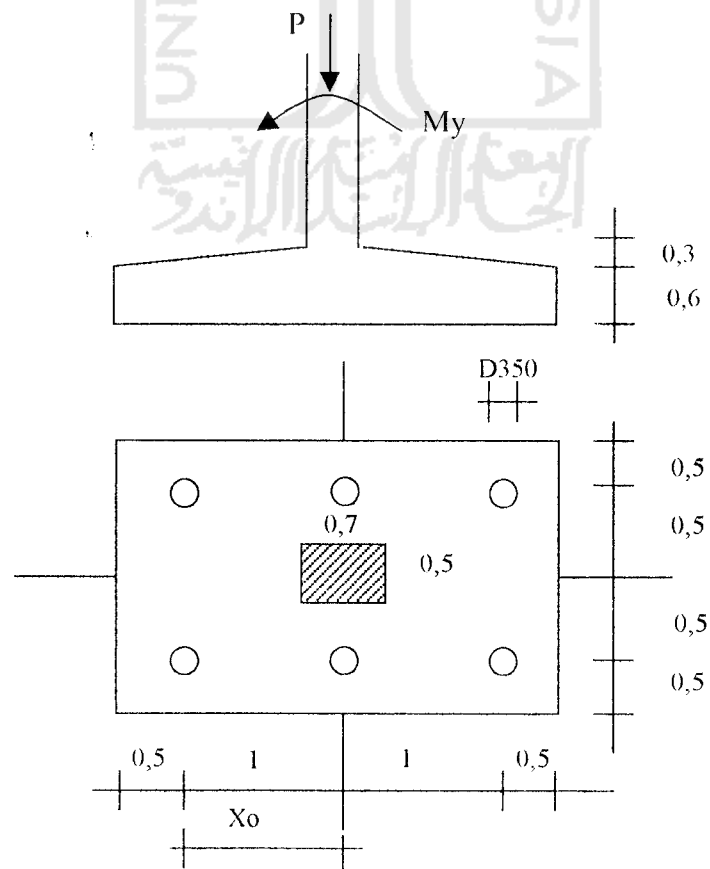
- Berat jenis beton = 2,4 Tm
- Kolom 500 x 700
- $M_y = 47,14$ Tm
- $P_u = 273,1$ T $\rightarrow P = 273,1/1,2 = 227,58$ T

Digunakan tiang pancang Frankie diameter 350 mm dengan P ijin = 60 T

Berat poer ditaksir = 20 T

Resultan gaya vertikal = $V = 227,58 + 20 = 247,58$ T

Jumlah tiang = $n = 247,58 / 60 = 4,12 \approx$ dipakai 6 tiang



Gb.5.15 Denah pondasi

Titik berat tiap deret

$$6 \cdot X_o = 2 \cdot 1 + 2 \cdot 2 \rightarrow X_o = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= 0,6 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 2,4 + 1,15 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 2,4 \\ &= 10,3 \text{ T} \end{aligned}$$

$$V \text{ terpakai} = 227,58 + 10,3 = 237,88 \text{ T}$$

Gaya pada tiang

$$\Sigma X^2 = 2 \cdot 1^2 + 2 \cdot 0 + 2 \cdot 1^2 = 4$$

$$P_1 = P_4 = 273,88 / 6 + 47,14 \cdot 1 / 4 = 51,4 \text{ T}$$

$$P_2 = P_5 = 273,88 / 6 + 47,14 \cdot 0 / 4 = 39,65 \text{ T}$$

$$P_3 = P_6 = 273,88 / 6 - 47,14 \cdot 1 / 4 = 27,86 \text{ T}$$

Perencanaan tulangan

Momen arah X

$$M = 2 \cdot 51,4 \cdot 1 + 2 \cdot 51,4 \cdot 0 - 2 \cdot 51,4 \cdot 1$$

$$= 47,08 \text{ Tm} = 4708000 \text{ KNcm}$$

$$h_c = \sqrt{\frac{M}{b \cdot k_o}} = \sqrt{\frac{4708000}{300 \cdot 8,2}} = 43,75 \text{ cm}$$

$$A_s = W_o \cdot B \cdot h_c = 0,008 \cdot 300 \cdot 43,75 = 104,99 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan Dp 22 dengan $A_{tul} = 3,8 \text{ cm}^2$

$$\text{Jarak tulangan} : \frac{a}{200} = \frac{A_{tul}}{A_s} \rightarrow a = 200 \cdot 3,8 / 104,99 = 7,2 \text{ cm}$$

Dipakai Dp 22-70

Dipakai $h = 30$

$$D_{min} = 15 + 1,5 \cdot \phi \cdot tul = 15 + 1,5 \cdot 22 = 18,3 \approx 19$$

Jadi tebal total $H = 30 + 19 = 49 \text{ cm}$

Chek tulangan geser lentur arah X

Lebar $b = 30$ m

Tinggi $h = 0,3$ m

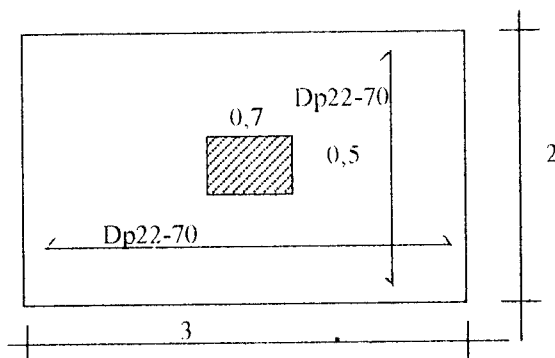
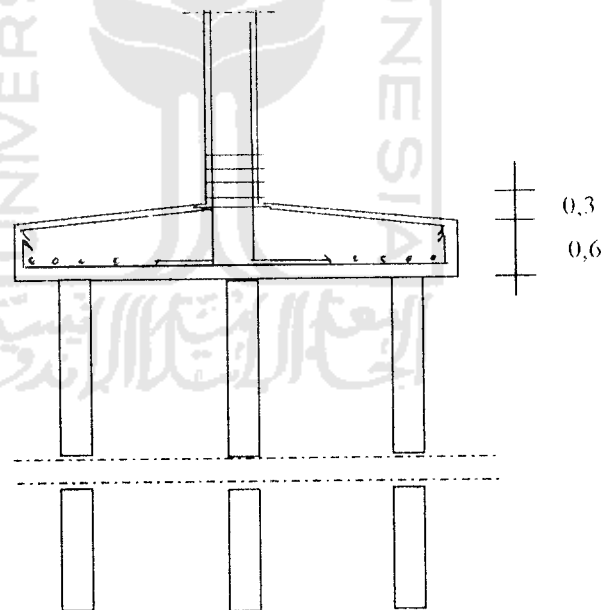
$D = 2.51,4 - 2.27,86 = 47,08$ T

$$\tau_b = \frac{8}{7} \frac{D}{b \cdot h} = \frac{8}{7} \frac{47,08}{300 \cdot 30} = 5,97 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 5 \text{ kg/cm}^2$$

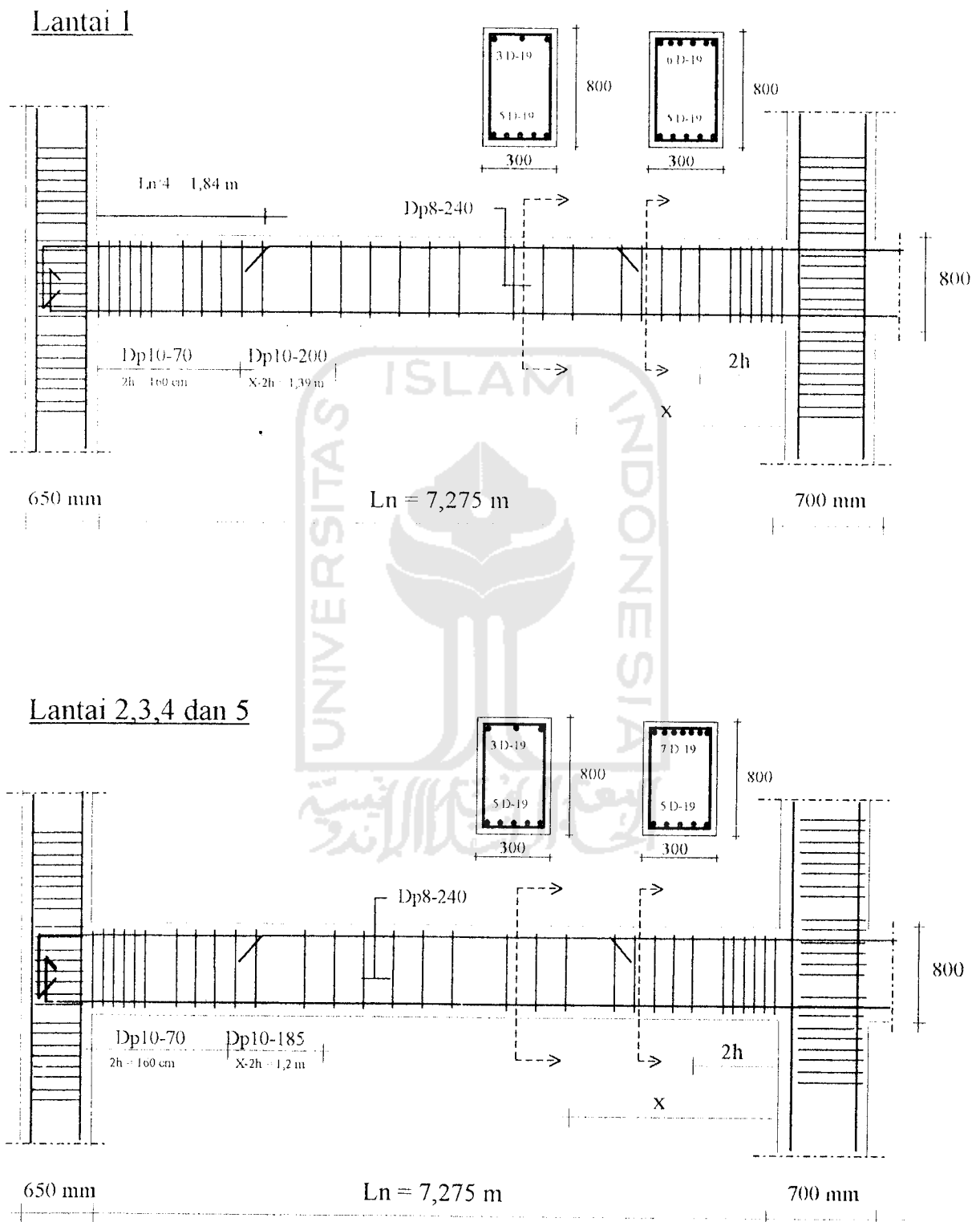
→ perlu pertebalan

dicoba $h = 40$ cm

$$\tau_b = \frac{8}{7} \frac{47,08}{300 \cdot 40} = 4,48 \text{ kg/cm}^2 < \tau_b = 5 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

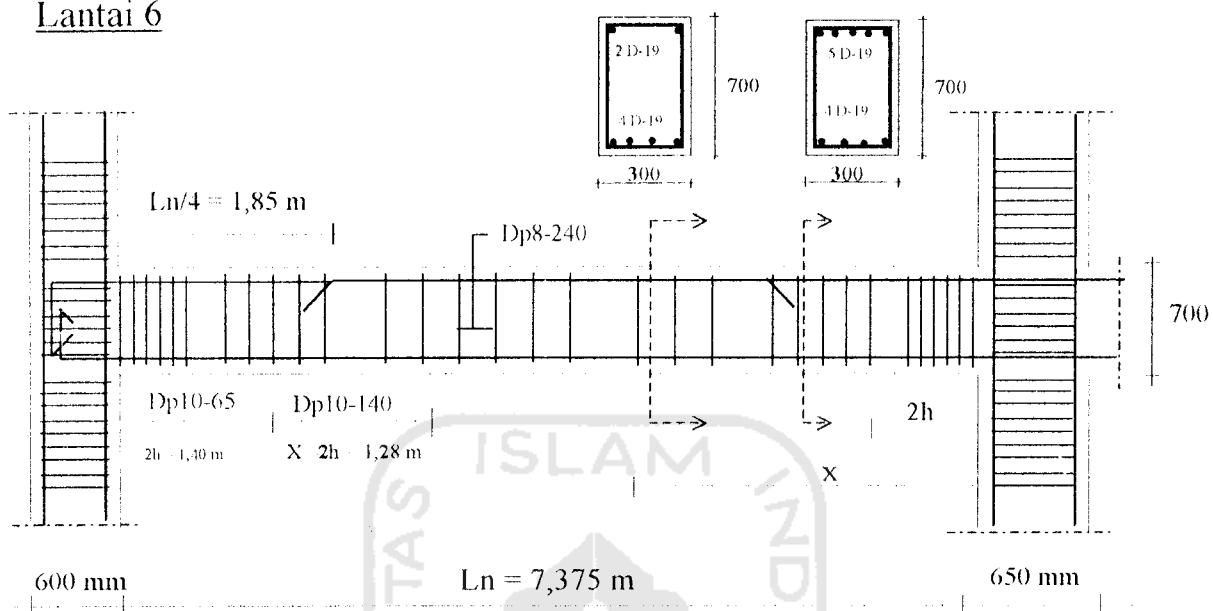


Gb.5.16. Penulangan pondasi

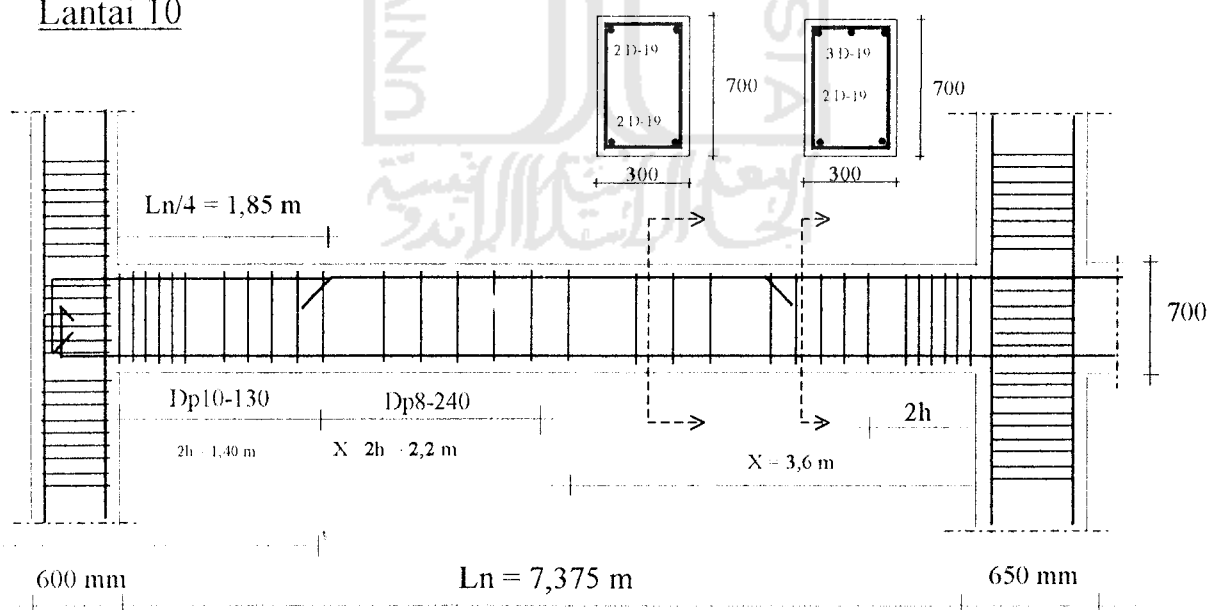


Gambar.5.17. Detail Tulangan Balok Lantai 1-5

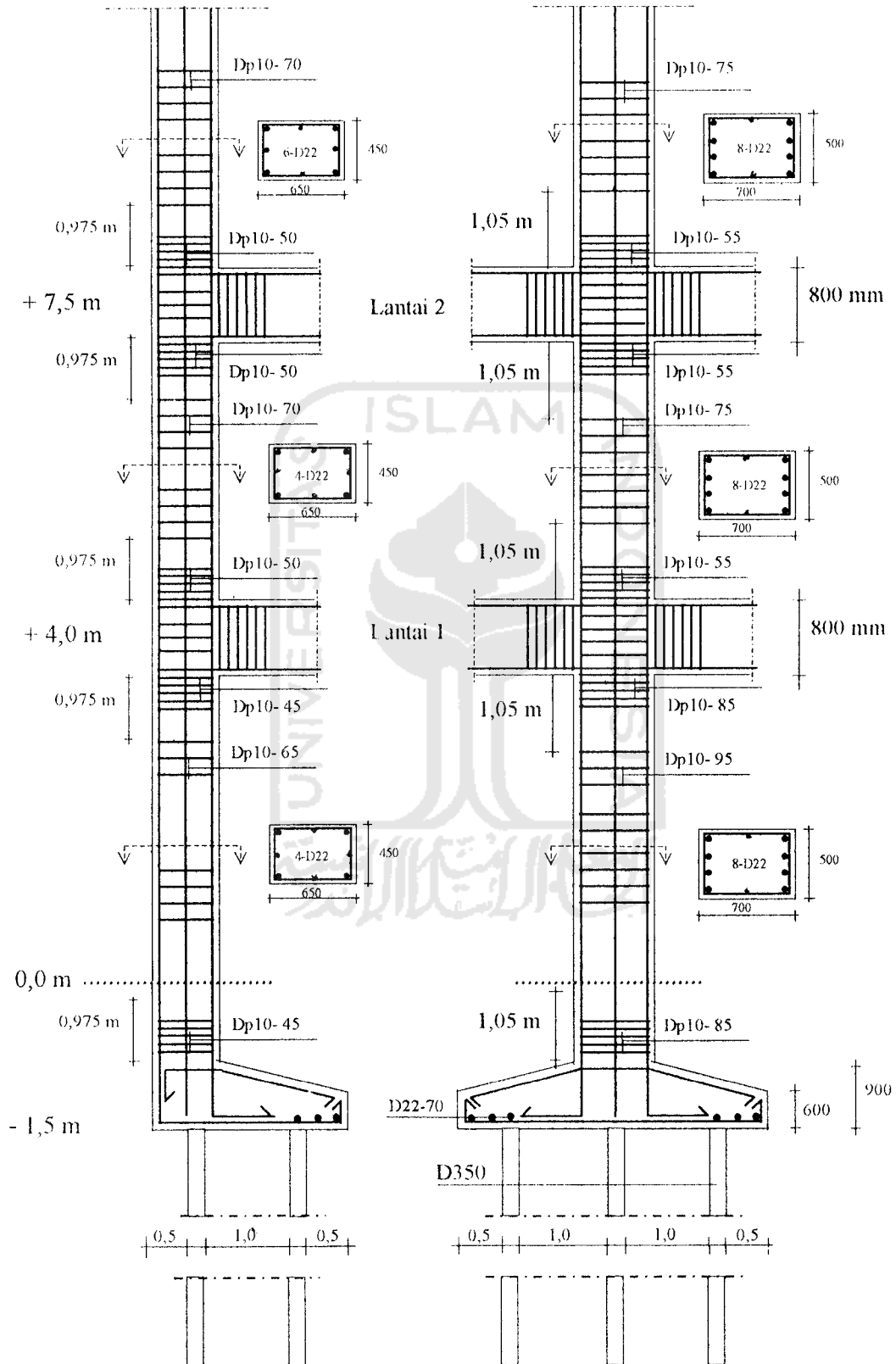
Lantai 6



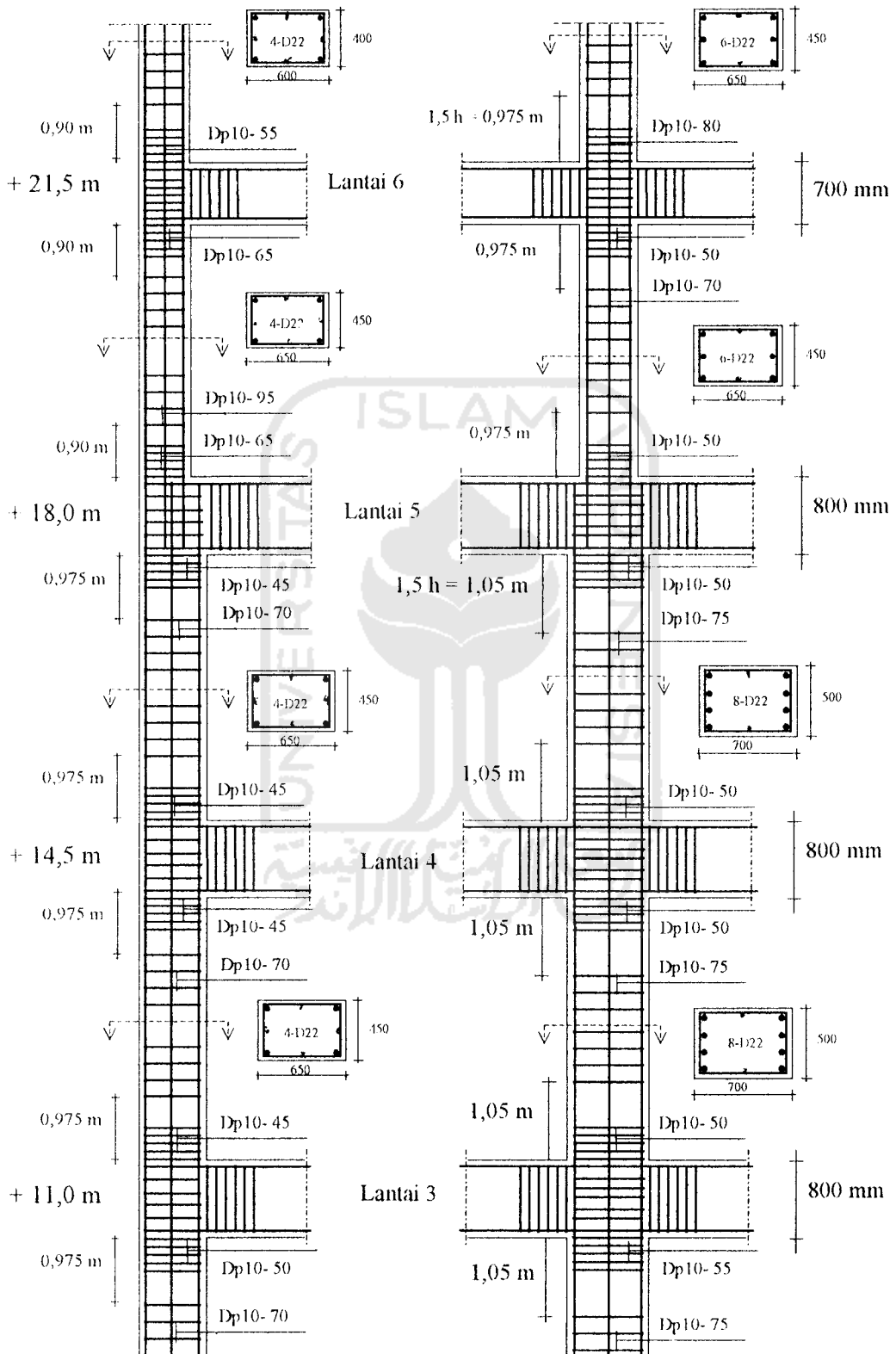
Lantai 10



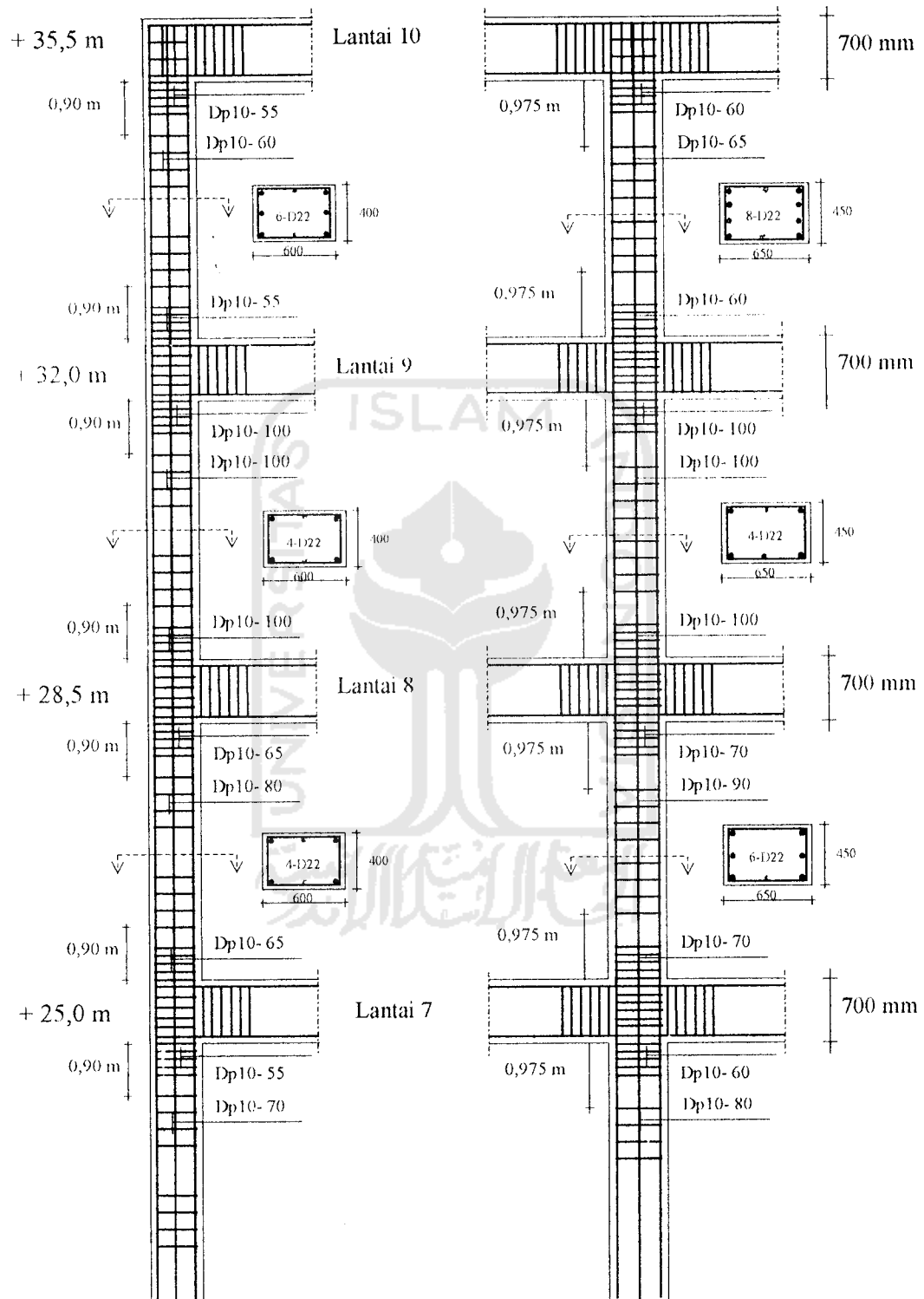
Gambar.5.18. Detail Tulangan Balok Lantai 6 dan 10



Gambar.5.19 Detail Tulangan Kolom Lantai 1-2



Gambar. 5.20 Detail Tulangan Kolom Lantai 3 – 6



Gambar 5.21 Detail Tulangan Kolom Lantai 7-10