BAB V

ANALISIS DAN DISAIN STRUKTUR

5.1 Perhitungan Gaya Geser Dasar Horizontal

Dimensi awal elemen struktur untuk satu rangking wilayah gempa adalah sama. Untuk Rangking Wilayah gempa 1, yaitu R/W 1/1 lama dan R/W 1/6 baru, dimensi elemen struktur yang digunakan adalah sebagai berikut :

Kolom : 1000 x 800

Balok : 350 x 700

Balok anak : 350 x 500

Sedangkan untuk Rangking Wilayah gempa 2, yaitu R/W 2/2 lama dan R/W 2/5 baru, dimensi elemen struktur yang digunakan adalah sebagai berikut :

Kolom : 900 x 800

Balok : 300 x 600

Balok anak : 300 x 400

5.1.1 Berat Total Struktur (W_t)

a. Lantai 12 (Atap)

Beban Mati

Plat atap : 40 x 18 x 0,10 x 24 = 1.728,0000 kN

Balok induk : (0,70 – 0,10) x 0,35 x [(40x4 + 18x9)] x 24 = 1.622,8800 kN

Balok anak	:	(0,5 – 0,10) x 0,35 x (40x2) x 24	=	268,8000 kN
Kolom	:	1 x 0,80 x 2 x 36 x 24	=	1.382,4000 kN
Dinding	:	[(40x4) + (18x9)] x 2 x 0,6 x 2,5	=	966,0000 kN
Plafond	:	40 x 18 x (0,11 + 0,07)	=	129,6000 kN
		W_D	=	6.097,6800 kN

Beban Hidup

q_L = 1 kN/m^2

Koefisien reduksi = 0,3

W_L = 0,3 x (40 x 18) x 1 = 216,0000 kN

Berat Total Lantai 12 W_{12} = W_D + W_L

= 6.097,6800 + 216,0000

= 6.313,6800 kN

b. Lantai 11

Beban Mati

Plat atap	:	40 x 18 x 0,12 x 24	=	2.073,6000 kN
Balok induk	:	(0,70 – 0,12) x 0,35 x [(40x4 + 18x9)] x 24	=	1.568,7840 kN
Balok anak	:	(0,5 – 0,12) x 0,35 x (40x2) x 24	=	255,3600 kN
Kolom	:	1 x 0,80 x 4 x 36 x 24	=	2764,8000 kN
Dinding	:	[(40x4) + (18x9)] x 4 x 0,6 x 2,5	=	1.932,0000 kN
Plafond	:	40 x 18 x (0,11 + 0,07)	=	129,6000 kN
Spesi	:	40 x 18 x 0,02 x 21	=	302,4000 kN
Pasir	:	40 x 18 x 0,01 x 16	=	115,2000 kN
Tegel	:	40 x 18 x 0,02 x 24	=	345,6000 kN
		W_D	=	9.487,3440 kN

Beban Hidup

q_L = 2,5 kN/m^2

Koefisien reduksi = 0,3

W_L = 0,3 x (40 x 18) x 2,5 = 540,0000 kN

Berat Total Lantai 11 = W_{11} = W_D + W_L

= 9.487,3440 + 540,0000 = 10.027,3440 kN

Berat lantai 1 sampai lantai 10 sama dengan berat lantai 11 (Tipikal)

Berat Total Struktur :

$W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9 + W_{10} + W_{11} + W_{12}$

= (11 x 10.027,3440) + 6.313,6800

= 116.614,464 kN

Tabel 5.1 Berat Total Struktur

Lantai ke-i	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN m)
12	48	6.313,6800	303.056,6400
11	44	10.027,3440	441.203,1360
10	40	10.027,3440	401.093,7600
9	36	10.027,3440	360.984,3840
8	32	10.027,3440	320.875,0080
7	28	10.027,3440	280.765,6320
6	24	10.027,3440	240.656,2560
5	20	10.027,3440	200.546,8800
4	16	10.027,3440	160.437,5040
3	12	10.027,3440	120.328,1280
2	8	10.027,3440	80.218,7520
1	4	10.027,3440	40.109,3760
Σ Total =		116.614,4640	2.950.275,4560

5.1.2 Waktu Getar Bangunan (T)

Tinggi bangunan : H = 4 x 12 = 48 m

$T = 0{,}06\ H^{3/4}$ .... (3.3.2)

$= 0{,}06\ (48)^{3/4}$

$= 1{,}0942$ detik

5.1.3 Koefisien Gempa Dasar (C)

Dari spektrum respon, untuk nilai T = 1,0942 detik dan jenis tanah lunak maka akan didapat nilai C untuk masing-masing rangking wilayah gempa (R/W) adalah sebagai berikut :

a. R/W ($1/1_{\text{Code Lama}}$) → C = 0,1238

b. R/W ($1/6_{\text{Code Baru}}$) → C = 0,8682

c. R/W ($2/2_{\text{Code Lama}}$) → C = 0,0858

d. R/W ($2/5_{\text{Code Baru}}$) → C = 0,8225

5.1.4 Faktor Keutamaan Gedung (I), Faktor Jenis Struktur (K) dan Faktor Reduksi Gempa (R)

Untuk gedung yang difungsikan sebagai hotel, maka diambil faktor keutamaan gedung I = 1,0 dan karena struktur merupakan struktur beton dengan daktilitas penuh maka diambil nilai faktor jenis struktur K = 1,0(untuk *code* lama), sedangkan nilai faktor reduksi gempa (R) = 8,5 (untuk *code* baru)

5.1.5 Gaya Geser Horizontal Akibat Gempa

a. *Code* Lama→ $V = C \, . \, I \, . \, K \, . \, Wt$ .... (3.3.1)

b. *Code* Baru → $V = \dfrac{C_1 I}{R} W_t$ .... (3.4.1)

- R/W (1/1$_{Code\ Lama}$) $\rightarrow$ V = 0,1238.1.1.116614,464 = 14436,8706 kN
- R/W (1/6$_{Code\ Baru}$) $\rightarrow$ $V = \frac{0,8682.1}{8,5} 116614,464$ =11911,1386 kN
- R/W (2/2$_{Code\ Lama}$) $\rightarrow$ V = 0,0858.1.1.106824,9120 = 9165,5774 kN
- R/W (2/5$_{Code\ Baru}$) $\rightarrow$ $V = \frac{0,8225.1}{8,5} 106824,9120$ = 10336,8812 kN

5.1.6 Distribusi Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa ke Sepanjang Tinggi Gedung *(Fi)*.

$$\left.\begin{array}{l} H = 48m \\ B = 18m \end{array}\right\} \frac{H}{B} = \frac{48}{18} = 2,667 < 3$$

maka seluruh beban didistribusikan sebagai gaya horizontal dengan persamaan: $Fi = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.hi} V$ .... (3.4.4)

Contoh perhitungan diambil pada perhitungan gaya horisontal dalam Tabel 5.2 dan Tabel 5.3, pada R/W 1/1 lama dan R/W 1/6 baru untuk portal E berikut ini.

Tabel 5.2 Hitungan Gaya Horisontal R/W 1/1 lama

Lantai ke-i	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	C	I	K	V (kN)	Fi (kN)
12	48	6.313,6800	303.056,6400	0,1238	1	1	14.436,8706	1.482,9766
11	44	10.027,3440	441.203,1360	0,1238	1	1	14.436,8706	2.158,9823
10	40	10.027,3440	401.093,7600	0,1238	1	1	14.436,8706	1.962,7112
9	36	10.027,3440	360.984,3840	0,1238	1	1	14.436,8706	1.766,4401
8	32	10.027,3440	320.875,0080	0,1238	1	1	14.436,8706	1.570,1690
7	28	10.027,3440	280.765,6320	0,1238	1	1	14.436,8706	1.373,8979
6	24	10.027,3440	240.656,2560	0,1238	1	1	14.436,8706	1.177,6267
5	20	10.027,3440	200.546,8800	0,1238	1	1	14.436,8706	981,3556
4	16	10.027,3440	160.437,5040	0,1238	1	1	14.436,8706	785,0845
3	12	10.027,3440	120.328,1280	0,1238	1	1	14.436,8706	588,8134
2	8	10.027,3440	80.218,7520	0,1238	1	1	14.436,8706	392,5422
1	4	10.027,3440	40.109,3760	0,1238	1	1	14.436,8706	196,2711
Σ Total =		116.614,4640	2.950.275,4560					14.436,8706

Tabel 5.3 Hitungan Gaya Horisontal R/W 1/6 baru

Lantai ke-i	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	C	I	K	V (kN)	Fi (kN)
12	48	6.313,6800	303.056,6400	0,1238	1	1	14.436,8706	1.482,9766
11	44	10.027,3440	441.203,1360	0,1238	1	1	14.436,8706	2.158,9823
10	40	10.027,3440	401.093,7600	0,1238	1	1	14.436,8706	1.962,7112
9	36	10.027,3440	360.984,3840	0,1238	1	1	14.436,8706	1.766,4401
8	32	10.027,3440	320.875,0080	0,1238	1	1	14.436,8706	1.570,1690
7	28	10.027,3440	280.765,6320	0,1238	1	1	14.436,8706	1.373,8979
6	24	10.027,3440	240.656,2560	0,1238	1	1	14.436,8706	1.177,6267
5	20	10.027,3440	200.546,8800	0,1238	1	1	14.436,8706	981,3556
4	16	10.027,3440	160.437,5040	0,1238	1	1	14.436,8706	785,0845
3	12	10.027,3440	120.328,1280	0,1238	1	1	14.436,8706	588,8134
2	8	10.027,3440	80.218,7520	0,1238	1	1	14.436,8706	392,5422
1	4	10.027,3440	40.109,3760	0,1238	1	1	14.436,8706	196,2711
Σ Total =		116.614,4640	2.950.275,4560					14.436,8706

Untuk nilai-nilai gaya geser horisontal untuk tiap Rangking Wilayah gempa (Rangking/Wilayah) lebih rinci dapat dilihat dalam lampiran Tabel 1.1.3.1 sampai Tabel 1.1.3.2

5.1.7 Waktu Getar Struktur dengan Cara *T Rayleigh*

Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dihitung berdasarkan besar simpangan akibat beban gempa pada struktur.

$$T = 6,3\sqrt{\left(\frac{\sum Wi.di^2}{g.\sum Fi.di}\right)} \qquad (3.3.8)$$

Contoh perhitungan portal E

Ec $= 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{25}$

$= 23500$ Mpa $= 2,35 \times 10^7$ kN/m^2

F $= 1482,9766$

f'c = 25 Mpa = 25000 kN/m^2

Momen Inersia Kolom, Ix

$$Ix = \frac{1}{12}.b.h^3 \qquad \text{(3.3.7)}$$

$$= \frac{1}{12}x0,8x1,0^3 = 0,0667 \text{ m}^4$$

Kekakuan Tingkat, k

Kekakuan tingkat untuk kolom luar dan kolom dalam tiap lantai sama, karena dimensi kolom dan tinggi tiap tingkat sama.

$$k_x = \frac{12.E.Ix}{h^3} \qquad \text{(3.3.6)}$$

$$= \frac{12x2,35x10^7x0,0667}{4^3} = 293896,875 \text{ kN/m}^2$$

Kekakuan tingkat tipikal (untuk 4 kolom) = 4 x 293896,875 kN/m^2

= 1175587,5 kN/m^2

Contoh perhitungan untuk kontrol periode getar menurut *Reyleigh* untuk R/W 1/1 lama dalam Tabel 5.4

Tabel 5.4 Kontrol Periode Getar menurut *Reyleigh* untuk R/W 1/1 lama

Lantai ke-i	Fi (kN)	Gaya Geser (kN)	Kekakuan Tk. k (kN/m)	Simpangan Antar Tk. Δ (m)	Simpangan Tk δi (m)	Δ h	Wi (kN)	Wi.δi2 (kN.m2)	Fi δi (kN.m)
12	1.482,9766	1.482,9766	1.175.000,0000	0,0013	0,0997	0,0003	6.313,6800	62,7172	147,8041
11	2.158,9823	3.641,9590	1.175.000,0000	0,0031	0,0984	0,0008	10.027,3440	97,1003	212,4548
10	1.962,7112	5.604,6702	1.175.000,0000	0,0048	0,0953	0,0012	10.027,3440	91,0798	187,0572
9	1.766,4401	7.371,1103	1.175.000,0000	0,0063	0,0905	0,0016	10.027,3440	82,1910	159,9257
8	1.570,1690	8.941,2792	1.175.000,0000	0,0076	0,0843	0,0019	10.027,3440	71,1955	132,3060
7	1.373,8979	10.315,1771	1.175.000,0000	0,0088	0,0767	0,0022	10.027,3440	58,9170	105,3130
6	1.177,6267	11.492,8038	1.175.000,0000	0,0098	0,0679	0,0024	10.027,3440	46,1945	79,9300
5	981,3556	12.474,1594	1.175.000,0000	0,0106	0,0581	0,0027	10.027,3440	33,8399	57,0096
4	785,0845	13.259,2439	1.175.000,0000	0,0113	0,0475	0,0028	10.027,3440	22,6017	37,2730
3	588,8134	13.848,0573	1.175.000,0000	0,0118	0,0362	0,0029	10.027,3440	13,1344	21,3103
2	392,5422	14.240,5995	1.175.000,0000	0,0121	0,0244	0,0030	10.027,3440	5,9730	9,5805
1	196,2711	14.436,8706	1.175.000,0000	0,0123	0,0123	0,0031	10.027,3440	1,5138	2,4115
							Σtotal =	586,4581	1.152,3756

$$T = 6{,}3\sqrt{\left(\frac{\sum Wi.\delta i^2}{g.\sum Fi.\delta i}\right)} \qquad \text{(3.3.8)}$$

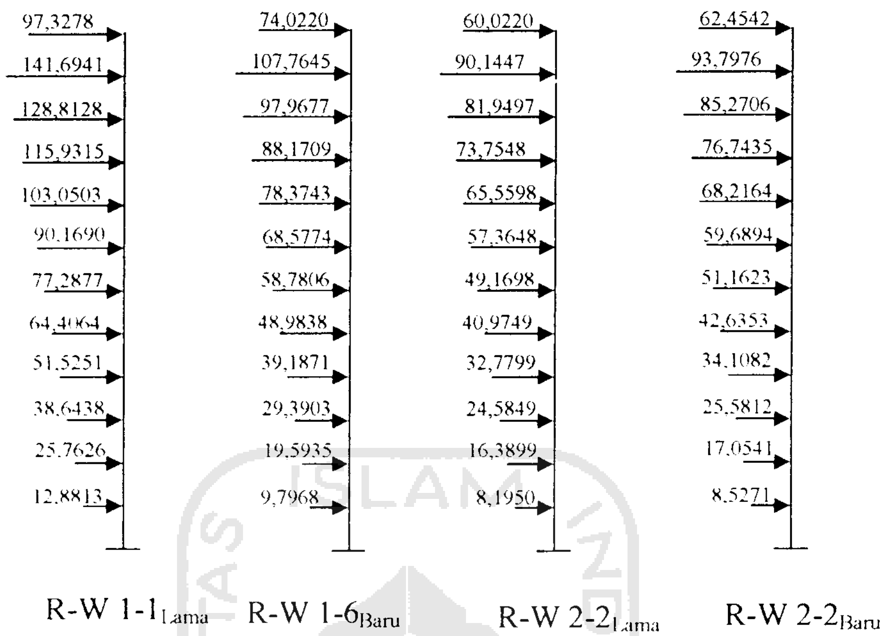
$$= 6{,}3\sqrt{\left(\frac{585{,}8721}{9{,}81x1151{,}7997}\right)}$$

= 1,4346 detik

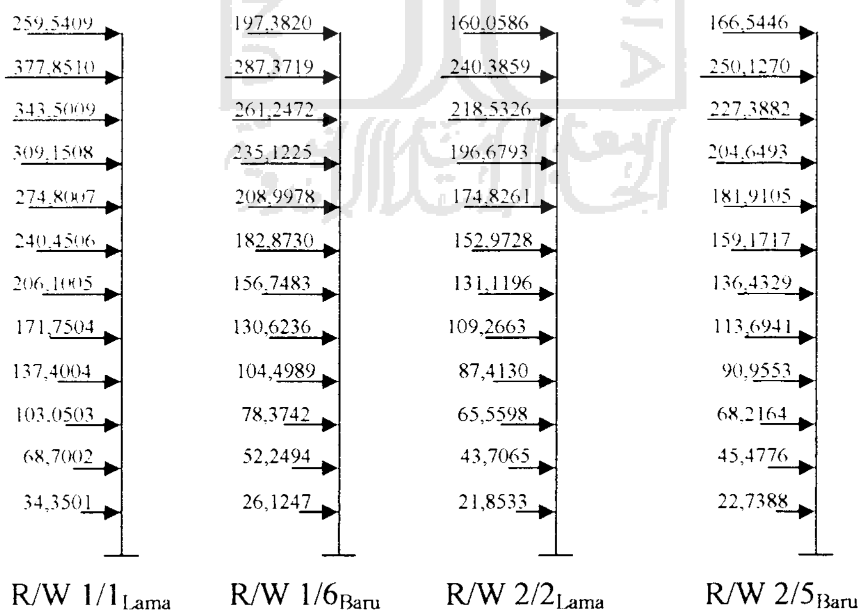
Nilai-nilai waktu getar *Rayleigh* T untuk masing-masing R/W ditampilkan dalam lampiran 1.1.2.1 sampai 1.1.2.2

Selanjutnya setelah Waktu Getar T menurut *Rayleigh* didapat untuk masing-masing Rangking/Wilayah gempa, maka siklus diulangi lagi mulai dari menghitung koefisien gempa dasar C. Siklus ulang atau kontrol hitungan gaya horizontal dan waktu getar T *Rayleigh* iterasi II ditampilkan dalam lampiran Tabel 1.1.4.1 sampai Tabel 1.1.4.2

Sehingga untuk masing-masing arah (arah X dan arah Y), nilai gaya horizontal harus dibagi dengan jumlah portal dikurangi satu (n-1). Nilai akhir dari gaya horizontal tiap portal pada masing-masing arah ditampilkan pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut :

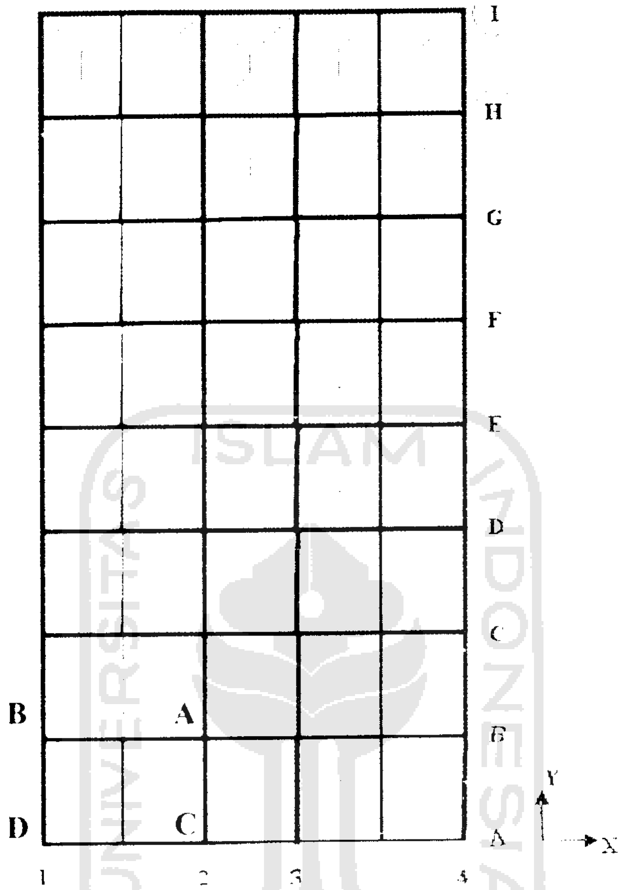


Gambar 5.1 Gaya Geser Horizontal Portal E untuk masing-masing Rangking/Wilayah Gempa



Gambar 5.2 Gaya Geser Horizontal Portal 2 untuk masing-masing Rangking/Wilayah Gempa

5.2 Perhitungan Beban akibat Gaya Gravitasi

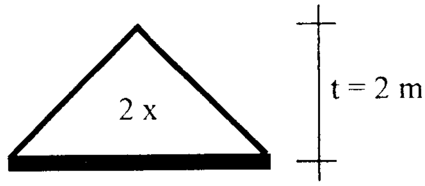


Gambar 5.3 Pembagian Beban Gravitasi

5.2.1 Perhitungan Beban Gravitasi untuk Portal Arah X

Diambil contoh perhitungan pada portal E

A. Bentang Balok 4 m



a. Beban segitiga pada balok lantai atap (lantai 12)

- Beban mati untuk tiap m^1

- Plat	= 2 x (0,1 x 24 x 2)	=	9,6	kN/m^1
- Plafon	= 2 x (0,18 x 2)	=	0,72	kN/m^1
- Balok	= (0,7-0,1) x 0,35 x 24	=	5,04	kN/m^1
- L kedap air	= 2 x (0,02 x 21 x 2)	=	1,68	kN/m^1
	q_D	=	17,04	kN/m^1

- Beban hidup untuk tiap m^1

q_L = 2 x (2 x 1 KN/m^2) = 4 kN/m^1

b. Beban segitiga pada balok lantai 1 s/d lantai 11

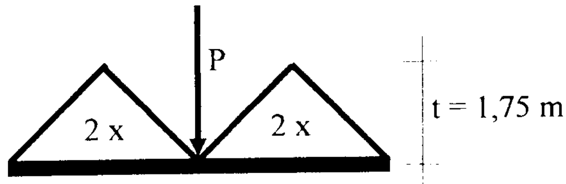
- Beban mati untuk tiap m^1

- Plat	= 2 x (0,12 x 24 x 2)	=	11,52	kN/m^1
- Plafon	= 2 x (0,18 x 2)	=	0,72	kN/m^1
- Balok	= (0,7-0,12) x 0,35 x 24	=	4,872	kN/m^1
- Dinding	= 4 x 2,5 x 0,6	=	6,00	kN/m^1
- Spesi	= 2 x (0,02 x 21 x 2)	=	1,68	kN/m^1
- Pasir	= 2 x (0,01 x 16 x 2)	=	0,64	kN/m^1
- Tegel	= 2 x (0,02 x 24 x 2)	=	1,92	kN/m^1
	q_D	=	27,352	kN/m^1

- Beban hidup untuk tiap m^1

q_L = 2 (2 x 2,5 kN/m^2) = 10 kN/m^1

B. Bentang Balok 7 m



a. Beban segitiga pada balok lantai atap (lantai 12)

- Beban mati untuk tiap m^1

- Plat	= 2 x (0,1 x 24 x 1,75)	=	8,40	kN/m^1
- Plafon	= 2 x (0,18 x 1,75)	=	0,63	kN/m^1
- Balok	= (0,7-0,1) x 0,35 x 24	=	5,04	kN/m^1
- L kedap air	= 2 x (0,02 x 21 x 1,75)	=	1,47	kN/m^1
	q_D	=	15,54	kN/m^1

- Beban hidup untuk tiap m^1

q_L = 2 x (1,75 x 1 kN/m^2) = 3,5 kN/m^1

b. Beban Titik pada balok lantai atap (lantai 12)

- Plat	= 2 x (0,1 x 24 x 1,75)	=	8,40	kN/m^1
- Plafon	= 2 x (0,18 x 1,75)	=	0,63	kN/m^1
- Balok anak	= (0,50-0,1) x 0,35 x 24	=	3,36	kN/m^1
- L kedap air	= 2 x (0,02 x 21 x 1,75)	=	1,47	kN/m^1
		=	13,86	kN/m^1

P = 2 x (13,86 x 2,5) = 69,3 kN

c. Beban segitiga pada balok lantai 1 s/d lantai 11

- Beban mati untuk tiap m^1

- Plat = 2 x (0,12 x 24 x 1,75) = 10,08 kN/m^1

- Plafon	= 2 (0,18 x 1,75)	=	0,63	kN/m^1
- Balok	= (0,7-0,12) x 0,35 x 24	=	4,872	kN/m^1
- Dinding	= 4 x 2,5 x 0,6	=	6,00	kN/m^1
- Spesi	= 2 x (0,02 x 21 x 1,75)	=	1,47	kN/m^1
- Pasir	= 2 x (0,01 x 16 x 1,75)	=	0,56	kN/m^1
- Tegel	= 2 x (0,02 x 24 x 1,75)	=	1,60	kN/m^1
	q_D	=	25,292	kN/m^1

- Beban hidup untuk tiap m^1

q_L = 2(1,75 x 2,5 KN/m^2) = 8,75 kN/m^1

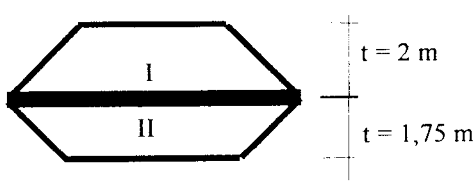
d. Beban Titik pada balok lantai 1 s/d lantai 11

- Plat	= 2 (0,12 x 24 x 1,75)	=	10,08	kN/m^1
- Plafon	= 2 (0,18 x 1,75)	=	0,63	kN/m^1
- Balok anak	= (0,50-0,12) x 0,35 x 24	=	3,192	kN/m^1
- Spesi	= 2 x (0,02 x 21 x 1,75)	=	1,47	kN/m^1
- Pasir	= 2 x (0,01 x 16 x 1,75)	=	0,56	kN/m^1
- Tegel	= 2 x (0,02 x 24 x 1,75)	=	1,68	kN/m^1
		=	17,612	kN/m^1

P = 2 (17,612 x 2,5) = 88,06 kN

5.2.2 Perhitungan Beban Gravitasi untuk Portal Arah Y

Diambil contoh perhitungan pada portal 2



Luasan Trapesium I

A. Beban trapesium balok lantai atap (lantai 12)

a. Beban mati untuk tiap m^1

- Plat	= 0,1 x 24 x 2	=	4,8	kN/m^1
- Plafon	= 0,18 x 2	=	0,36	kN/m^1
- Balok	= 0,5 x (((0,7-0,10) x 0,35) x 24)	=	2,52	kN/m^1
- L kedap air	= 0,02 x 21 x 2	=	0,84	kN/m^1
	q_D	=	8,52	kN/m^1

b. Beban hidup untuk tiap m^1

q_L = 2 x 1 kN/m^2 = 2 kN/m^1

B. Beban trapesium balok lantai 1 s/d lantai 11

a. Beban mati untuk tiap m^1

- Plat	= 0,12 x 24 x 2	=	5,76	kN/m^1
- Plafon	= 0,18 x 2	=	0,36	kN/m^1
- Balok	= 0,5 x (((0,7-0,12) x 0,35) x 24)	=	2,436	kN/m^1
- Dinding	= 0,5 x (4 x 2,5 x 0,6)	=	3,00	kN/m^1
- Spesi	= 0,02 x 21 x 2	=	0,84	kN/m^1
- Pasir	= 0,01 x 16 x 2	=	0,32	kN/m^1
- Tegel	= 0,02 x 24 x 2	=	0,96	kN/m^1
	q_D	=	13,676	kN/m^1

b. Beban hidup untuk tiap m^1

q_L = 2 x 2,5 kN/m^2 = 5 kN/m^1

Luasan Trapesium II

A. Beban trapesium balok lantai atap (lantai 12)

a. Beban mati untuk tiap m^1

- Plat	= 0,1 x 24 x 1,75	=	4,20	kN/m^1
- Plafon	= 0,18 x 1,75	=	0,315	kN/m^1
- Balok	= 0,5 x (((0,7-0,10) x 0,35) x 24)	=	2,52	kN/m^1
- L kedap air	= 0,02 x 21 x 1,75	=	0,735	kN/m^1
	q_D	=	7,77	kN/m^1

b. Beban hidup untuk tiap m^1

q_L = 1,75 x 1 kN/m^2 = 1,75 kN/m^1

B. Beban trapesium balok lantai 1 s/d lantai 11

a. Beban mati untuk tiap m^1

- Plat	= 0,12 x 24 x 1,75	=	5,04	kN/m^1
- Plafon	= 0,18 x 1,75	=	0,315	kN/m^1
- Balok	= 0,5 x (((0,7-0,12) x 0,35) x 24)	=	2,436	kN/m^1
- Dinding	= 0,5 x (4 x 2,5 x 0,6)	=	3,00	kN/m^1
- Spesi	= 0,02 x 21 x 1,75	=	0,735	kN/m^1
- Pasir	= 0,01 x 16 x 1,75	=	0,28	kN/m^1
- Tegel	= 0,02 x 24 x 1,75	=	0,84	kN/m^1
	q_D	=	12,646	kN/m^1

b. Beban hidup untuk tiap m^1

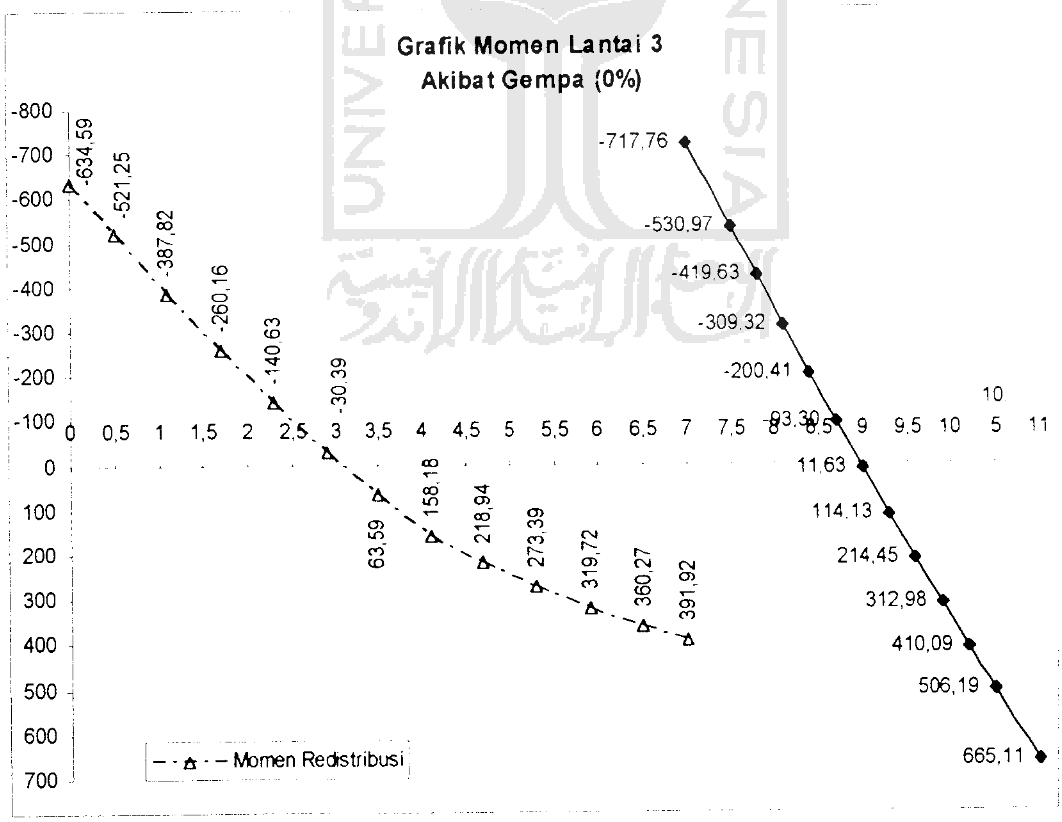
q_L = 1,75 x 2,5 kN/m^2 = 4,375 kN/m^1

5.3 Perancangan Struktur Portal

Seluruh data yang ada, dapat dilihat dalam Tabel 5.5 dibawah ini

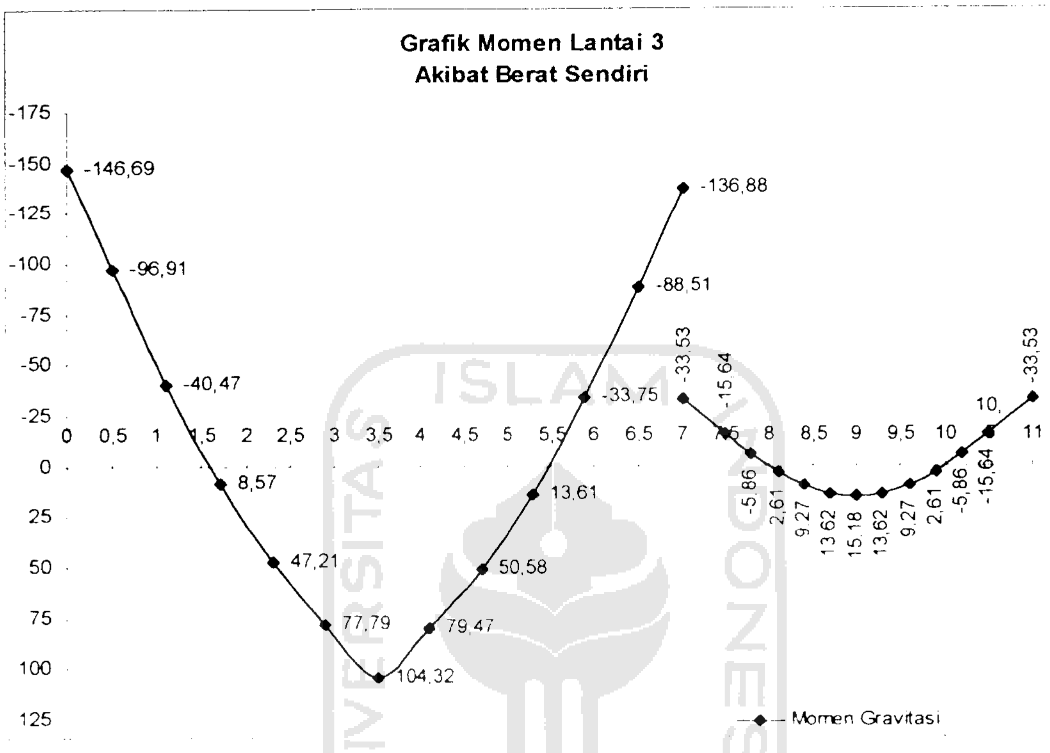
Lantai	Frame	Stasion	K1	K2	K3	K4	K5	M+	M-	M	%	Distribusi	M red	M perlu
3	51	0	-146,69	391,9175	-634,587	353,975	-525,89	391,918	-634,587	-634,587	0	0,00	-634,587	M - maks :
		0,5	-96,913	360,2694	-521,251	319,882	-435,71	360,269	-521,251	-521,251	0	0,00	-521,251	-521,2507
		1,1	-40,472	319,7223	-387,816	277,56	-328,9	319,722	-387,816	-387,816	0	0,00	-387,816	M + maks :
		1,7	8,5708	273,3939	-260,163	232,065	-225,27	273,394	-260,163	-260,163	0	0,00	-260,163	360,2694
		2,3	47,2145	218,9404	-140,635	182,11	-126,1	218,94	-140,635	-140,635	0	0,00	-140,635	p' p :
		2,9	77,7871	158,1807	-27,4127	128,693	-30,387	158,181	-30,3873	-30,3873	0	0,00	-30,3873	-0,691163388
		3,5	104,324	94,26756	82,65582	73,5451	63,5922	94,2676	63,5922	63,5922	0	0,00	63,59217	
		4,1	79,468	-14,48802	147,8819	-19,715	119,459	147,882	-19,7149	158,181	0	0,00	158,1807	M - red maks
		4,7	50,5763	-126,397	209,9546	-114,71	173,596	209,955	-126,397	218,94	0	0,00	218,9404	-521,2507
		5,3	13,6136	-244,6123	265,721	-213,16	224,27	265,721	-244,612	273,394	0	0,00	273,3939	M + red maks :
		5,9	-33,748	-370,9526	313,3624	-316,07	270,485	313,362	-370,953	319,722	0	0,00	319,7223	360,2694
		6,5	-88,509	-503,0742	355,2224	-422,16	313,526	355,222	-503,074	360,269	0	0,00	360,2694	p' p red :
		7	-136,88	-615,3168	387,9646	-511,74	348,219	387,965	-615,317	391,918	0	0,00	391,9175	-0,691163388

Untuk lebih jelasnya tabel 5.5 diatas dapat dilihat pada Gambar 5.4 tentang Momen akibat Gempa



Gambar 5.4 Momen Akibat Gempa pada Lantai 3

Dan dari Tabel 5.5 diatas dapat dilihat pada Gambar 5.5 tentang Momen akibat berat sendiri.



Gambar 5.5 Momen Akibat Berat Sendiri Pada Lantai 3

5.3.1 Desain Balok

Sebagai contoh perhitungan diambil pada balok portal E lantai 3.

5.3.1.1 Desain Tulangan Lentur Balok

1. Balok Tumpuan

a. Tulangan Tumpuan Negatif

Dari output SAP 2000 tabel 1.2.2.1 didapat :

b = 350 mm h = 700 mm

d = 649 mm L = 7000 mm

Ø tulangan pokok yang dipakai Ø22 mm

M_{perlu} = 521,2507 kNm

$$M_n = \frac{M_{perlu}}{\phi} = \frac{521,2507}{0,8} = 651,5634 \text{ kNm}$$

Cek dimensi balok terhadap tulangan rangkap.

$A = (\varepsilon_c.E_s) = (0,003.200000) = 600$

$B = ((\varepsilon_c.E_s)+f_y) = ((0,003.200000) + 400) = 1000$

$$R_{maks} = 0,6375.f_c'.\beta_1.A.\left\{\frac{B-(0,375.\beta_1.A)}{B^2}\right\} \quad (3.5.8)$$

$$R_{maks} = 0,6375.25.0,85.600.\left\{\frac{1000-(0,375.0,85.600)}{1000^2}\right\}$$

$= 6,5736$

$$M_{n,maks} = R_{maks}\,.\,(b.d^2) \quad (3.5.7)$$

$= 6,5736\,.\,(350.649^2) = 898737258,9$ Nmm

$= 898,7372$ kNm $> M_n = 651,5634$ kNm

ukuran balok terlalu besar, maka cek ulang ukuranya

$M_{n.maks} = R_{maks}\,.\,(b.d^2)$

$651,5634\,.\,10^6 = 6,5736\,.\,(b.d^2)$

$$(b.d^2) = \frac{651,5634.10^6}{6,5736}$$

ambil b = 0,5.d maka:

$(0,5.d^3) = 99117878,21$

$$d = \sqrt[3]{\frac{99117878,21}{0,5}} = 583,0789 \text{ mm}$$

b = 0,5.d = 0,5. 583,0789 = 291,5394 mm

ambil b_{baru} = 300 mm

h = d + d' = 583,0789 + 75 = 658,0789 mm

ambil h_{baru} = 650 mm

d_{baru} = h-d' = 650 - 75 = 575 mm

desain balok bertulangan rangkap:

R_d = 0,45.R_{maks} = 0,45. 6,5736 = 2,9581

$M_{d1} = R_d \cdot (b.d^2)$ .... (3.5.13)

= 2,9581 . (300.575^2) = 293,4095 kNm

karena M_{d1} = 293,4095 kNm < M_n = 651,5634 kNm, maka dapat disimpulkan balok tidak bisa hanya bertulangan tarik saja, harus digunakan tulangan rangkap.

Kopel Beton :

R_d = 0,45.R_{maks} = 0,45. 6,5736 = 2,9581

$M_{d1} = R_d \cdot (b.d^2)$ .... (3.5.13)

= 2,9581 . (300.575^2) = 293,4095 kNm

$M = 0{,}85.f'c.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right)$ .... (3.5.11)

$293{,}4095 = 0{,}85.25.300.a.\left(575 - \frac{a}{2}\right)$

$3187{,}5.a^2 - 3665625.a + 293409469{,}0063 = 0$

a = 86,5586 mm

Cc = 0,85.f'c.a.b .... (3.5.9)

= 0,85.25.86,5586.300

= 551811,2755 N

Cc = Ts

Ts = As1.fy .... (3.5.10)

551811,2755 = As1.400

$$As1 = \frac{551811,2755}{400}$$

$$= 1379,5282 \text{ mm}^2$$

Dipakai D22, AØ22 = 379,94 mm²

$$n = \frac{1379,5282}{379,94} = 3,6309 \text{ tulangan}$$

Dipakai = 4 tulangan

Kopel Baja :

$Md_2 = Mn - Md_1$ .... (3.5.14)

$= 651,5634 - 293,4095$

$= 358,1539$ kNm

$Md_2 = As_2 . fy$

$$Cs = \frac{M_{d2}}{(d - d')}$$

$$Cs = \frac{358,1539.10^3}{(575 - 75)} = 71607,8120 \text{ N}$$

$Ts_2 = As_2 . fy$

$Ts_2 = Cs$

$Ts_2 = 71607,8120$ N

$$As_2 = \frac{T_{s2}}{fy} = \frac{71607,8120}{400} = 1790,7695 \text{ mm}^2$$

Dipakai D22, AØ22 = 379,94 mm²

$$n = \frac{1790,7695}{379,94} = 4,713 \text{ tulangan}$$

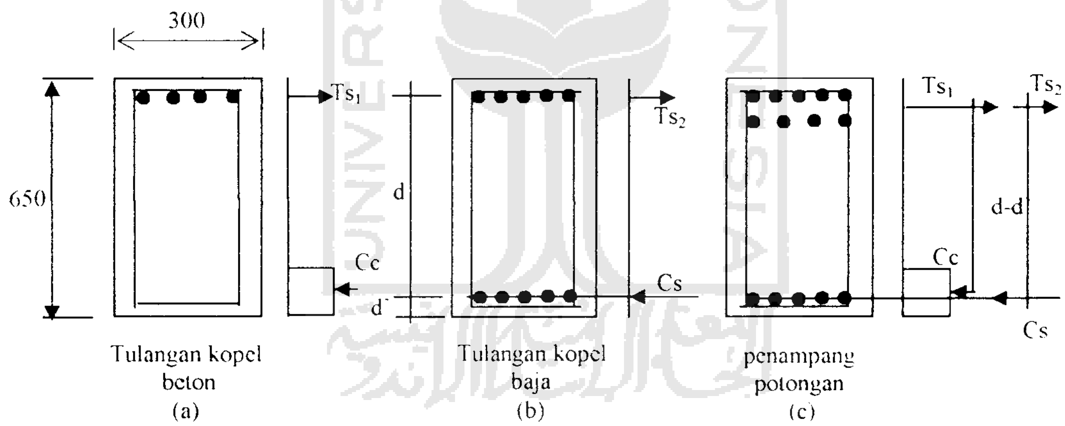
Dipakai = 5 tulangan

Dari hasil perhitungan desain beton diatas dapat disimpulkan :

Jumlah tulangan tarik = 9 tulangan, dengan Asada = 3419,460 mm²

Jumlah tulangan desak = 5 tulangan, dengan As'ada = 1899,70 mm².

Untuk Gambar tulangan selengkapnya dapat dilihat pada Gambar 5.6 Penampang Balok Tumpuan dibawah ini :



Gambar 5.6 Penampang Balok Tumpuan

1. Mencari $M_{tersedia}$:

$$a_k = \frac{As.fy - As'.fy}{0,85.f'c.b} \quad \text{.......................................} \quad (3.5.30)$$

$$= \frac{(3419,460.400) - (1899,70.400)}{0,85.25.300} = 95,3575 \text{ mm}$$

$$a = \frac{\beta_1 . d' . E_s . \varepsilon_c}{E_s . \varepsilon_c - f_y} \qquad \text{.......................................} \qquad (3.5.31)$$

$$= \frac{0,85.75.200000.0,003}{(200000.0,003) - 400} = 191,2500 \text{ mm}$$

Karena $a_k < a$, maka tulangan desak belum luluh.

$$Cc = 0,85.f'c.0,85c.b \qquad \text{.......................................} \qquad (3.5.41)$$

$$= 0,85.25.0,85c.300 = 5418,75c$$

$$Cs = As'.E_s.\varepsilon_c.\frac{c - d'}{c} \qquad \text{.......................................} \qquad (3.5.40)$$

$$= 1899,70.200000.0,003.\frac{c - 75}{c}$$

$$= 1139820 - \frac{85486500}{c}$$

$$Ts = As.fy = 3419,46.400 = 1367784$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam

$$Ts = Cc + Cs \qquad \text{.......................................} \qquad (3.5.42)$$

$$1367784 = 5418,75c + 1139820 - \frac{85486500}{c}$$

$$1367784c = 5418,75c^2 + 1139820c - 85486500$$

$$5418,75c^2 + 1139820c - 1367784c - 85486500 = 0$$

$$5418,75c^2 - 227964c - 85486500 = 0$$

$$c = 148,3867$$

$$a = 0,85.c \qquad \text{.......................................} \qquad (3.5.44)$$

$$= 0,85.148,3867 = 126,1287$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} Es.\varepsilon_c \quad \text{.......................} \quad (3.5.39)$$

$$= \frac{148,3867-75}{148,3867} 200000.0,003 = 296,7383$$

$$M_1 = 0,85.f'c.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{.......................} \quad (3.5.46)$$

$$= 0,85.25.126,1287.300.\left(575 - \frac{126,1287}{2}\right)$$

$$= 411,632264 \text{ kNm}$$

$$M_2 = As'.fs'.(d-d') \quad \text{.......................} \quad (3.5.47)$$

$$= 1899,700.\ 296,7383.(575-75)$$

$$= 281,8568 \text{ kNm}$$

$$M_{tersedia} = M_1 + M_2 \quad \text{.......................} \quad (3.5.48)$$

$$= 411,632264 + 281,8568 \text{ kNm}$$

$$= 693,4891 \text{ kNm} > 521,2507 \text{ kNm}$$

2. Mencari $M_{kapasitas}$:

$$a_k = \frac{As.fy.\phi - As'.fy}{0,85.f'c.b} \quad \text{.......................} \quad (3.5.30)$$

$$= \frac{(3419,46.400.1,25)-(1899,70.400)}{0,85.25.300}$$

$$= 148,9961 \text{ mm}$$

$$a = \frac{\beta_1.d'.E_s.\varepsilon_c}{E_s.\varepsilon_c - f_y} \quad \text{.......................} \quad (3.5.31)$$

$$= \frac{0,85.75.200000.0,003}{(200000.0,003)-400} = 191,25 \text{ mm}$$

Karena $a_k < a$, maka tulangan desak belum luluh.

$$Cc = 0{,}85.f'c.0{,}85c.b \quad \text{...} \quad (3.5.41)$$

$$= 0{,}85.25.0{,}85c.300 = 5418{,}75c$$

$$Cs = As'.E_s.\varepsilon_c.\frac{c-d'}{c} \quad \text{...} \quad (3.5.40)$$

$$= 1899{,}70.200000.0{,}003.\frac{c-75}{c}$$

$$= 1139820 - \frac{85486500}{c}$$

$$Ts = As.fy.\phi \quad \text{...} \quad (3.5.42)$$

$$= 3419{,}46.400.1{,}25 = 1709730$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam

Ts = Cc + Cs

$$1709730 = 5418{,}75c + 1139820 - \frac{85486500}{c}$$

$$1709730\,c = 5418{,}75c^2 + 1139820c - 85486500$$

$$5418{,}75c^2 - 1709730c + 1139820c - 85486500 = 0$$

$$5418{,}75c^2 - 569910c - 85486500 = 0$$

c = 188,7538

$$a = 0{,}85.c \quad \text{...} \quad (3.5.44)$$

$$= 0{,}85.\ 188{,}7538 = 160{,}4407$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c}Es.\varepsilon_c \quad \text{...} \quad (3.5.39)$$

$$= \frac{188{,}7538-75}{188{,}7538}200000.0{,}003 = 361{,}5942$$

$$M_1 = 0{,}85.f'c.a.b\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{...} \quad (3.5.46)$$

$$= 0{,}85.25.188{,}7538.300\left(575 - \frac{188{,}7538}{2}\right)$$

$$= 506{,}0653 \text{ kNm}$$

$$M_2 = As'.fs'.(d - d') \quad \text{...} \quad (3.5.47)$$

$$= 1899{,}70.361{,}5942\ (575 - 75)$$

$$= 343{,}4602 \text{ kNm}$$

$$M_{kapasitas} = M_1 + M_2 \quad \text{..} \quad (3.5.48)$$

$$= 506{,}0653 + 343{,}4602$$

$$= 849{,}5256 \text{ kNm} > 521{,}2507 \text{ kNm}$$

b. Tulangan Tumpuan Positif

M_{perlu} = 360,2694 kNm

$$M_n = \frac{M_{u,positif}}{0{,}8} = \frac{360{,}2694}{0{,}8} = 450{,}3368 \text{ kNm}$$

1. Mencari $M_{tersedia}$ positif:

Dari hasil desain tulangan tumpuan negatif diperoleh jumlah tulangan terpakai :

Tulangan tarik n = 5 tulangan

As ada = 1899,46

Tulangan tekan n = 9 tulangan

As' ada = 3419,46

$$a_k = \frac{As.fy - As'.fy}{0{,}85.f'c.b} \quad \text{...} \quad (3.5.30)$$

$$= \frac{(1899{,}46.400) - (3419{,}46.400)}{0{,}85.25.300} = -\ 95{,}3575 \text{ mm}$$

$$a = \frac{\beta_1.d'.E_s.\varepsilon_c}{E_s.\varepsilon_c - f_y} \quad \text{...} \quad (3.5.31)$$

$$= \frac{0{,}85.75.200000.0{,}003}{(200000.0{,}003) - 400} = 191{,}2500 \text{ mm}$$

Karena $a_k < a$, maka tulangan desak belum luluh.

$$Cc = 0{,}85.f'c.0{,}85c.b \quad \text{...} \quad (3.5.41)$$

$$= 0{,}85.25.0{,}85c.300 = 5418{,}7500c$$

$$Cs = As'.E_s.\varepsilon_c.\frac{c-d'}{c} \quad \text{...} \quad (3.5.40)$$

$$= 3419{,}46.200000.0{,}003.\frac{c-75}{c}$$

$$= 2051676 - \frac{153875700}{c}$$

$$Ts = As.fy = 1899{,}700.400 = 759880$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam

$$Ts = Cc + Cs$$

$$759880 = 5418{,}7500c + 2051676 - \frac{153875700}{c}$$

$$759880c = 5418{,}75c^2 + 2051676c - 153875700$$

$$5418{,}75c^2 + 2051676c - 759880c - 153875700 = 0$$

$$5418{,}75c^2 + 1291796c - 153875700 = 0$$

$$c = 87{,}2124$$

$$a = 0{,}85.c = 0{,}85.\ 87{,}2124 = 74{,}1306 \quad \text{.........................} \quad (3.5.44)$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} Es.\varepsilon_c \quad \text{..............................} \quad (3.5.39)$$

$$= \frac{87{,}2124 - 75}{87{,}2124} 200000.0{,}003 = 84{,}0184$$

$$M_1 = 0{,}85.f'c.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{..............................} \quad (3.5.46)$$

$$= 0{,}85.25.74{,}1306.300.\left(575 - \frac{74{,}1306}{2}\right)$$

$$= 254{,}2184 \text{ kNm}$$

$$M_2 = As'.fs'.(d - d') \quad \text{..............................} \quad (3.5.47)$$

$$= 3419.4600.84.0184.(575\text{-}75) = 143{,}6488 \text{ kNm}$$

$$M_{tersedia} = M_1 + M_2 \quad \text{..............................} \quad (3.5.48)$$

$$= 254{,}2184 + 143{,}6488$$

$$= 397{,}8672 \text{ kNm} > M_n = 360{,}2694 \text{ kNm}$$

2. Mencari $M_{kapasitas}$ positif:

Dari hasil desain tulangan tumpuan negatif diperoleh jumlah tulangan terpakai :

Tulangan tarik n = 5 tulangan

As ada = 1899,46

Tulangan tekan n = 9 tulangan

As' ada = 3419,46

$$a_k = \frac{As.fy\phi - As'.fy}{0{,}85.f'c.b} \quad \text{..............................} \quad (3.5.30)$$

$$= \frac{(1899{,}46.400.1{,}25) - (3419{,}46.400)}{0{,}85.25.300} = -65{,}5583\text{mm}$$

$$a = \frac{\beta_1.d'.E_s.\varepsilon_c}{E_s.\varepsilon_c - f_y} \quad \text{...} \quad (3.5.31)$$

$$= \frac{0{,}85.75.200000.0{,}003}{(200000.0{,}003) - 400} = 191{,}2500 \text{ mm}$$

Karena $a_k < a$, maka tulangan desak belum luluh.

$$Cc = 0{,}85.f'c.0{,}85c.b \quad \text{..} \quad (3.5.41)$$

$$= 0{,}85.25.0{,}85c.300 = 5418{,}75c$$

$$Cs = As'.E_s.\varepsilon_c.\frac{c-d'}{c} \quad \text{..} \quad (3.5.40)$$

$$= 3419{,}46.200000.0{,}003.\frac{c-75}{c}$$

$$= 2051676 - \frac{153875700}{c}$$

$$Ts = As.fy.\phi \quad \text{..} \quad (3.5.42)$$

$$= 1899{,}46.400.1{,}25 = 949730$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam

$$Ts = Cc + Cs$$

$$949730 = 5418{,}75c + 2051676 - \frac{153875700}{c}$$

$$949730c = 5418{,}75c^2 + 2051676c - 153875700$$

$$5418{,}75c^2 + 2051676c - 949730c - 153875700 = 0$$

$$5418{,}75c + 1101826c - 153875700 = 0$$

$$c = 95{,}1398$$

$$a = 0{,}85.c \quad \text{..} \quad (3.5.44)$$

$$= 0{,}85.\ 95{,}1398 = 80{,}8688$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} Es.\varepsilon_c \quad \text{.......} \quad (3.5.39)$$

$$= \frac{95{,}1398-75}{95{,}1398} 200000.0{,}003 = 127{,}0117$$

$$M_1 = 0{,}85.f'c.a.b.\left(d-\frac{a}{2}\right) \quad \text{.......} \quad (3.5.46)$$

$$= 0{,}85.25.80{,}8688.300.\left(575-\frac{80{,}8688}{2}\right)$$

$$= 275{,}5892 \text{ kNm}$$

$$M_2 = As'.fs'.(d-d') \quad \text{.......} \quad (3.5.47)$$

$$= 3419{,}46.127{,}0117.(575\text{-}75)$$

$$= 217{,}1556 \text{ kNm}$$

$$M_{kapasitas} = M_1 + M_2 \quad \text{.......} \quad (3.5.48)$$

$$= 275{,}5892 + 217{,}1556$$

$$= 492{,}7449 \text{ kNm} > M_n = 450{,}3368 \text{ kNm}$$

2. Balok Lapangan

M_{perlu} = 104,3238 kNm

$$M_n = \frac{M_{perlu}}{\phi} = \frac{104{,}3238}{0{,}8} = 130{,}4048 \text{ kNm}$$

periksa balok bertulangan rangkap:

R_d = 0,3.R_{maks} = 0,3. 6,5736 = 1,9721

$$M_{d1} = R_d \,.\, (b.d^2) \quad \text{.......} \quad (3.5.13)$$

$$= 1{,}9721 \,.\, (300.575^2) = 195{,}6063 \text{ kNm}$$

karena M_{d1} = 195,6063 kNm > M_n = 130,4048 kNm, maka dapat disimpulkan balok hanya bertulangan tarik saja.

$R_d = 0{,}3.R_{maks} = 0{,}3.\ 6{,}5736 = 1{,}9721$

$M_{d1} = R_d\ .\ (b.d^2)$ .... (3.5.13)

$= 1{,}9721\ .\ (300.575^2) = 195{,}6063$ kNm

$M = 0{,}85.f'c.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right)$ .... (3.5.11)

$195{,}6063 = 0{,}85.25.300.a.\left(575 - \frac{a}{2}\right)$

$3187{,}5.a^2 - 3665625.a + 195{,}6063.10^6 = 0$

a = 56,0989 mm

$Cc = 0{,}85.f'c.a.b$ .... (3.5.9)

$= 0{,}85.25.56{,}0989.300$

$= 357630{,}7204$ N

Cc = Ts

Ts = As1.fy .... (3.5.10)

357630,7204 = As1.400

$As1 = \frac{357630{,}7204}{400}$

$= 894{,}0768\ mm^2$

Dipakai D22, AØ22 = 379,94 mm^2

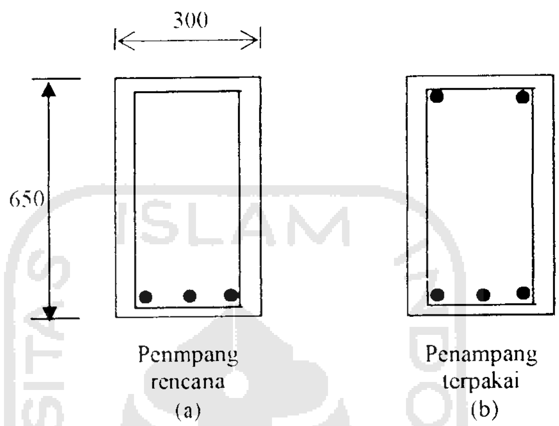
$n = \frac{894{,}0768}{379{,}94} = 2{,}3532$ tulangan

Dipakai = 3 tulangan

Dari hasil perhitungan desain beton diatas dapat disimpulkan :

Jumlah tulangan tarik = 3 tulangan, dengan Asada = 1139,82mm²

Untuk Gambar tulangan selengkapnya dapat dilihat pada Gambar 5.7 Penampang Balok Lapangan dibawah ini :



Gambar 5.7 Penampang Balok Lapangan

1. Mencari $M_{tersedia}$:

Analisis tulangan sebelah

$Cc = 0,85.f'c.0,85c.b$ .... (3.5.40)

$= 0,85.25.0,85c.300 = 5418,75c$

$Ts = As.fy = 1139,82.400 = 455928$

Keseimbangan gaya-gaya dalam

Ts = Cc .... (3.5.41)

$455928 = 5418,75c$

$$c = \frac{455928}{5418,75}$$

$c = 84,139$

$a \;=\; 0{,}85.c$ .... (3.5.43)

$= 0{,}85.84{,}139 = 71{,}5181$

$$M = 0{,}85.f'c.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (3.5.45)$$

$$= 0{,}85.25.71{,}5181.300.\left(575 - \frac{71{,}5181}{2}\right)$$

$= 256{,}7973$ kNm $>$ Mn $= = 130{,}4048$ kNm

5.3.1.2 Desain Tulangan Geser Balok

Diambil contoh perhitungan pada lantai 3 portal E bentang 7 m R/W 1-1 lama.

Diketahui gaya geser balok dari output SAP diperoleh:

$V_D = 61{,}3573$ kN $\quad V_L = 14{,}9367$ kN

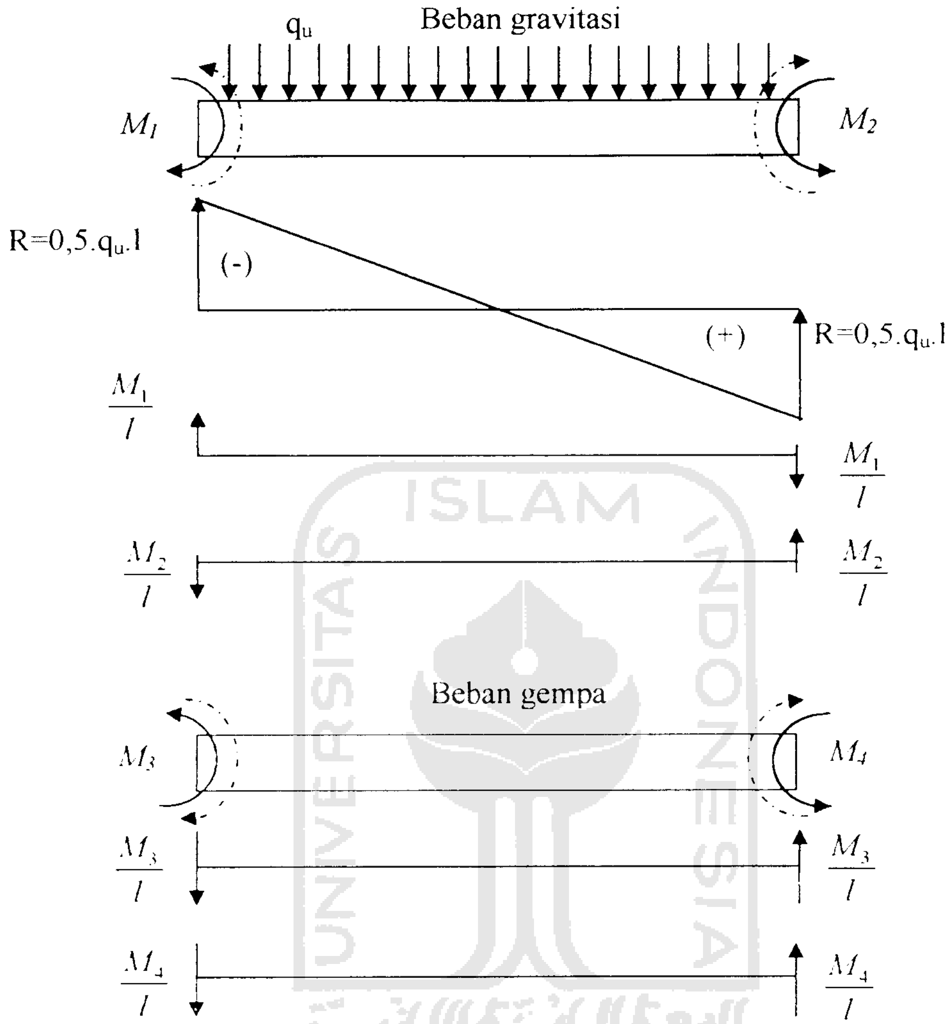
$V_g = V_D + V_L = 76{,}2940$ kN

$V_E = 138{,}0807$ kN $\quad M_{kap-,b} = 849{,}5256$ kNm

$K = 1$ $\quad M_{kap+,b} = 492{,}7449$ kNm

$l_n = 6$ m $\quad d = 0{,}575$ m

Gambar 5.8 Reaksi Balok seperti dibawah ini



Gambar 5.8 Reaksi Balok

$$V_{u,b} = R_a = 1{,}05.V_g + \left(0{,}7.\frac{M_{kap}^{-} + M_{kap}^{+}}{l_n}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.5.48)$$

$$= 1{,}05.76{,}294 + (0{,}7.\frac{849{,}5256 + 492{,}7449}{6{,}1})$$

$$= 234{,}1397 \text{ kN}$$

$$V_{u.b} = R_b = 1{,}05.V_g - \left(0{,}7.\frac{M_{kap}^{-} + M_{kap}^{+}}{l_n}\right)$$

$$= 1{,}05.76{,}294 - (\,0{,}7.\frac{849{,}5256 + 492{,}7449}{6{,}1}\,)$$

$$= -73{,}9224 \text{ kN}$$

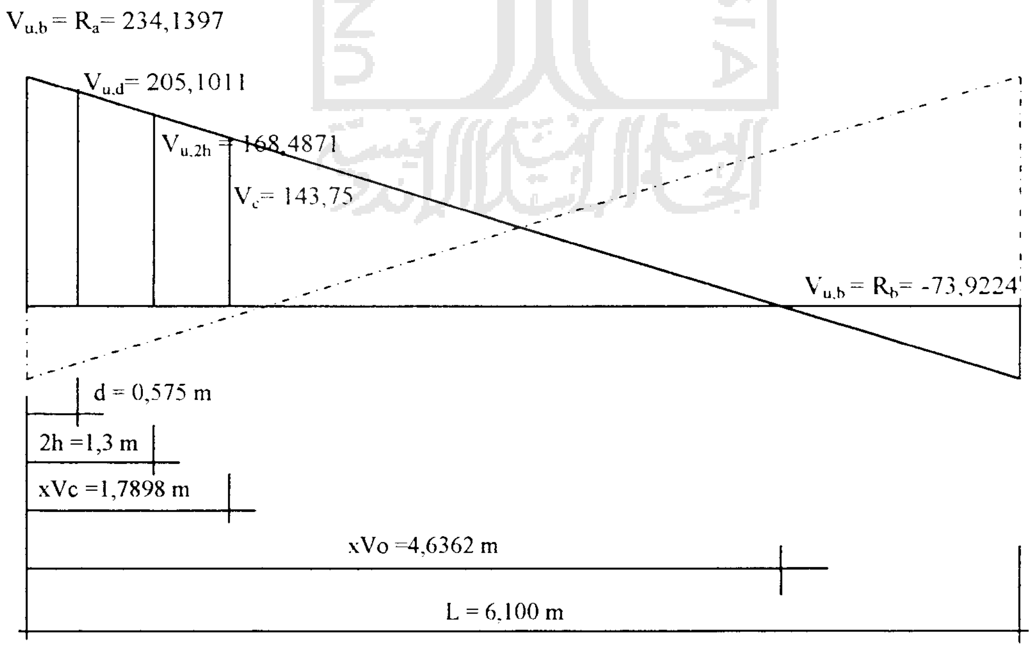
hasil tersebut tidak boleh melebihi

$$V_{u.b} = 1{,}05\left(V_{D.b} + V_{L.b} + \frac{4}{k}V_{E.b}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.5.38)$$

$$V_{u.b} = 1{,}05\left(61{,}3573 + 14{,}9367 + \frac{4}{1}.138{,}0807\right)$$

$$= 660{,}0476 \text{ kN}$$

Berikut ini dapat dilihat gambar 5.9 tentang Gaya Geser pada Penampang Kritis, daerah sendi plastis, luar sendi plastis dan daerah sengkang praktis.



Gambar 5.9 Gaya Geser Penampang Kritis, Daerah Sendi Plastis

dan Luar Sendi Plastis

1). Dalam daerah sendi plastis

$V_{u,d} =$ 205,1011 kN

$$Vs = \frac{V_u}{\phi} = \frac{205,1011}{0,6} = 341,8352 \text{ kN},$$

dengan syarat spasi tidak boleh melebihi

* $\frac{d}{4} = \frac{649}{4} = 162,25$ mm

* $8.\varnothing_{pokok} = 8.22 = 176$ mm

* $24.\varnothing_{sengkang} = 24.10 = 240$ mm

* $\frac{1600.f_{y\,sengkang}.As_{sengkang}}{As_{pokok}.f_{y\,pokok}} = \frac{1600.240.78,5}{379,94.400} = 198,3471$ mm

$$s = \frac{Av.fv.d}{Vs} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.5.48)$$

$$= \frac{\left(2.\frac{1}{4}.\pi.10^2\right)240.575}{341,8352.10^3} = 63,3814\text{mm} < 162,25 \text{ mm}$$

dipakai tulangan sengkang $\varnothing_{p}$ – 60

2). Di luar sendi plastis

Dengan perbandingan segitiga didapat $V_{u,h\,pakai}$ luar sendi plastis didapat :

$V_{u,2h} =$ 168,4871 kN

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc}.b.d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.5.40)$$

$$= \frac{1}{6}\sqrt{25}.300.575 = 143,75 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{V_{u,hpakai}}{\phi} - V_C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.5.46)$$

$$= \frac{168,4871}{0,6} - 143,75 = 137,0619 \text{ mm},$$

dengan syarat spasi sengkang tidak melebihi

* $\frac{1}{2}d = \frac{1}{2}.649 = 324,5$ mm

* 600 mm

$$s = \frac{Av.fy.d}{Vs} \quad \text{.........} \quad (3.5.48)$$

$$= \frac{\left(2.\frac{1}{4}.\pi.10^2\right)240.575}{137,0619.10^3} = 158,0746 \text{ mm}$$

dipakai sengkang $\varnothing_{10} - 150$

3). Di daerah sengkang praktis

V_c = 143,75 kN

Daerah sengkang praktis terletak pada daerah < V_c maka dipasang sengkang dengan spasi maksimum $\varnothing_{10}$-250 sejarak xV_c sampai L/2

Mencari jarak xV_c

$$xVc = \frac{\left(V_{u.b(Ra)} - V_c\right).x_0}{R_a}$$

$$= \frac{(234,1397 - 143,75).4,6362}{234,1397}$$

$$xVc = 1,7898 \text{ m}$$

5.3.2 Desain Kolom

Sebagai contoh perhitungan diambil pada kolom A lantai 3 R/W 1-1 lama.

5.3.2.1 Desain Tulangan Lentur Kolom

Dalam Tabel 5.5 berikut ini diambil dari output SAP,dan didapat :

Tabel 5.5 Momen Output SAP

KOLOM	Arah X			Arah Y		
	MD,kx Atas / Bawah	ML,kx Atas / Bawah	ME,kx Atas / Bawah	MD,ky Atas / Bawah	ML,ky Atas / Bawah	ME,ky Atas / Bawah
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
1	2	3	4	6	7	8
A,B,C,D						
Lantai 1	32,2536	4,1767	73,8641	0,0000	0,0000	170,0484
	14,0434	1,8186	1150,3410	0,0000	0,0000	1008,5770
Lantai 2	38,9918	4,8733	368,3223	0,0000	0,0000	504,8704
	43,1162	5,5068	851,9160	0,0000	0,0000	723,2035
Lantai 3	37,0393	4,4389	535,2296	0,0000	0,0000	590,0838
	36,3458	4,4083	694,2008	0,0000	0,0000	620,9212
Lantai 4	37,0052	4,2821	590,6560	0,0000	0,0000	601,3103
	37,3264	4,3839	601,0344	0,0000	0,0000	568,5029
Lantai 5	36,6104	4,0955	595,5692	0,0000	0,0000	585,0770
	36,6934	4,1565	526,1109	0,0000	0,0000	522,2718
Lantai 6	36,3475	3,9449	575,0846	0,0000	0,0000	554,7752
	36,4598	4,0034	454,3044	0,0000	0,0000	471,5465
Lantai 7	36,0897	3,8183	538,8203	0,0000	0,0000	514,0272
	36,1864	3,8643	378,9959	0,0000	0,0000	413,1367
Lantai 8	35,9546	3,7031	490,2685	0,0000	0,0000	463,8701
	35,9888	3,7482	298,0846	0,0000	0,0000	346,3627
Lantai 9	35,4949	3,6713	429,9261	0,0000	0,0000	404,1404
	35,7395	3,6697	211,7477	0,0000	0,0000	271,3017
Lantai 10	36,7490	3,3785	356,2537	0,0000	0,0000	335,0841
	35,9344	3,5445	122,8567	0,0000	0,0000	189,4862
Lantai 11	30,3081	4,4483	262,9319	0,0000	0,0000	247,5329
	34,2992	3,7720	39,2290	0,0000	0,0000	103,4142
Lantai 12	59,6420	0,7887	140,5870	0,0000	0,0000	157,2861
	41,3425	2,4625	17,2313	0,0000	0,0000	37,4064

a. Momen Rencana Kolom

ω_d = 1,3 $\qquad$ h = 4 m $\qquad$ h_n = 3,3 m

$L_{x,ki}$ = 7 m $\qquad$ $L_{x,ka}$ = 4 m

Dari hasil perhitungan balok bentang 7 m didapat :

M^- kap$_{,ka}$= 849,5256 kNm

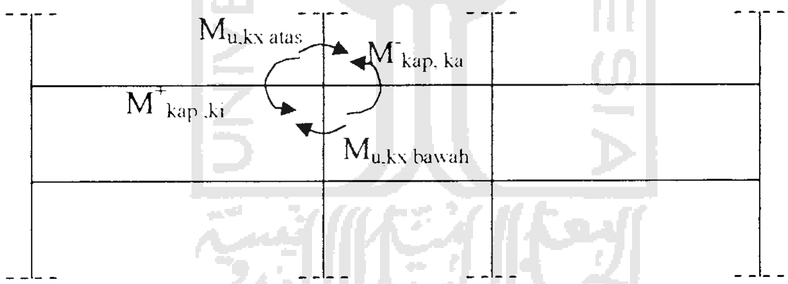
M^+ kap$_{,ka}$= 492,7449 kNm

Sedangkan momen kapasitas balok bentang 4 m didapat dari lampiran Tabel 1.2.4.1 sebesar :

$M^-_{kap,ki}$ = 861,0973 kNm

$M^+_{kap,ki}$ = 681,2250 kNm

Untuk hasil perhitungan lebih lengkap dapat dilihat dalam lampiran 1 Tabel 1.2.4.1. Kesetimbangan momen balok yang digunakan dalam perencanaan kolom dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Keseimbangan Momen Kolom

$$\alpha_{k\ atas} = \frac{M_{E,kti\_atas}}{M_{E,klti\_atas} + M_{E,klti+1\_bawah}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.6.2)$$

$$\alpha_{k\ bwh} = \frac{M_{E,kti\_bawah}}{M_{E,klti\_bawah} + M_{E,klti-1\_atas}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.6.3)$$

Untuk lantai 3 :

$$\alpha_{k,x\ atas} = \frac{535,2296}{535,2296 + 601,0344} = 0,47 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.6.2)$$

$$\alpha_{k,x\ bwh} = \frac{694,2008}{694,2008 + 368,3223} = 0,65 \quad \text{..............................} \quad (3.6.3)$$

$$M_{u,kx\ atas} = \frac{h_n}{h}.0,7.\omega_d.\alpha_{ka}.\left(\frac{l}{l_n}.\sum M_{kap,bx\_atas}\right)$$

$$M_{u,kx\ atas} = \frac{h_n}{h}.0,7.\omega_d.\alpha_{ka}.\left(\frac{l}{l_n}.M^+{}_{kap.ka} + \frac{l}{l_n}.M^-{}_{kap.ki}\right) \quad \text{...........} \quad (3.6.1)$$

$$= \frac{3,35}{4}.0,7.1,3.0,47.\left(\frac{7}{6}.492,7449 + \frac{4}{3}.861,0973\right)$$

$$= 601,867 \text{ kNm}$$

$$M_{u,kx\ bwh} = \frac{h_n}{h}.0,7.\omega_d.\alpha_{ka}.\left(\frac{l}{l_n}.\sum M_{kap,bx\_bawah}\right)$$

$$M_{u,kx\ bwh} = \frac{h_n}{h}.0,7.\omega_d.\alpha_{ka}.\left(\frac{l}{l_n}.M^+{}_{kap.ka} + \frac{l}{l_n}.M^-{}_{kap.ki}\right) \quad \text{...........} \quad (3.6.1)$$

$$= \frac{3,35}{4}.0,7.1,3.0,65.\left(\frac{7}{6}.492,7449 + \frac{4}{3}.861,0973\right)$$

$$= 834,8076 \text{ kNm}$$

b. Momen Maksimum Kolom

$$M_{U,k} = 1,05\left[M_{L,k} + M_{D,k} + \frac{4}{K}\left(M_{E,k}\right)\right] \quad \text{................................} \quad (3.6.4)$$

$$M_{u,kx\ atas} = 1,05\left[4,4389 + 37,0393 + \frac{4}{1}535,2296\right] = 2291,5164 \text{ kNm}$$

$$M_{u,kx\ bwh} = 1,05\left[4,4083 + 36,3458 + \frac{4}{1}694,2008\right] = 2958,4352 \text{ kNm}$$

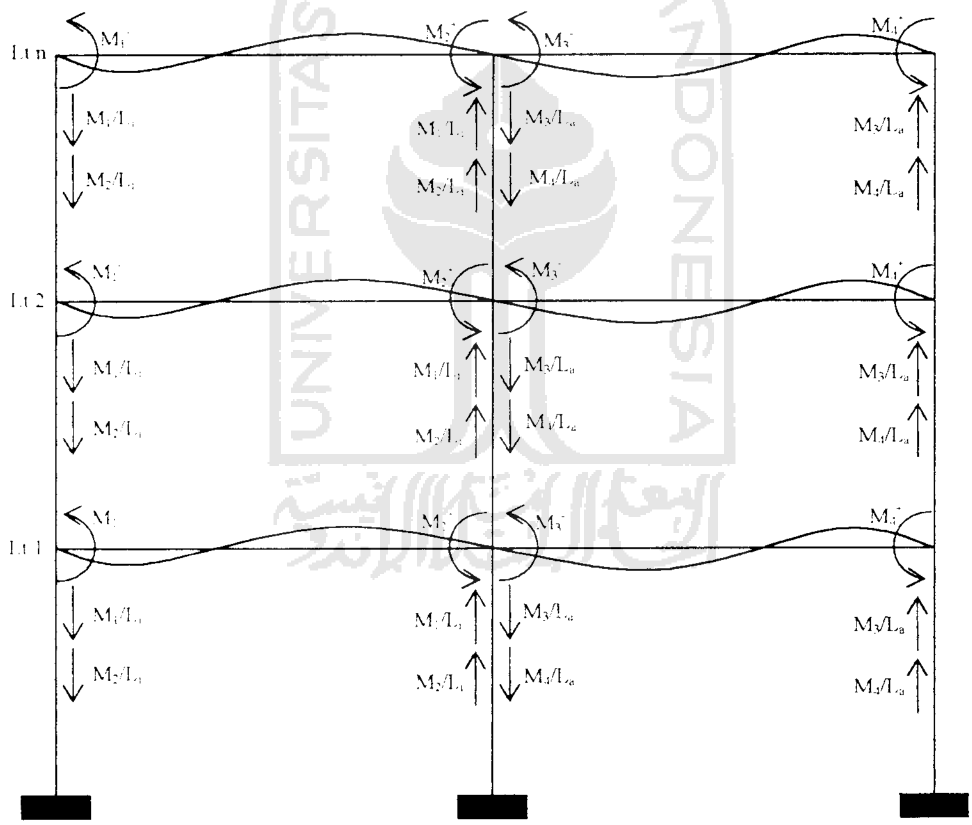
c. Momen Kolom Terpakai

Momen kolom terpakai diambil nilai terkecil dari perhitungan pada momen rencana kolom dan momen maksimum kolom.

$M_{u,kx\ atas}$ = 601,867 kNm

$M_{u,kx\ bwh}$ = 834,8076 kNm

d. Gaya aksial rencana kolom



Gambar 5.11 Gaya Aksial kolom

Dari output SAP lampiran 1 Tabel 1.3.5 diperoleh :

$N_{L.kx} = 229{,}0145$ kN $\qquad N_{D.kx} = 1549{,}5430$ kN

$N_{L.ky} = 274{,}5650$ kN $\qquad N_{D.ky} = 1156{,}0770$ kN

$N_{g.kx} = 1778{,}5575$ kN $\qquad N_{g.ky} = 1430{,}6420$ kN

$N_{E.kx} = 929{,}3632$ kN $\qquad N_{E.ky} = 0$ kN

Perhitungan komulatif momen kapasitas pada lantai 3 portal E dihitung dengan menjumlahkan momen kapasitas dari lantai 3 sampai dengan lantai 12.

$$\sum M_{kap.ki} = M_{kap.L12} + M_{kap.L11} + M_{kap.L10} + M_{kap.L9} + M_{kap.L8} + M_{kap.L7} + M_{kap.L6} + M_{kap.L5} + M_{kap.L4} + M_{kap.L3} \quad \text{......................}(3.6.6)$$

1. Untuk portal E(arah x)

$$\sum M_1^- = 302{,}8713 + 396{,}5371 + 396{,}5371 + 675{,}5732 + 675{,}5732 + 675{,}5732 + 861{,}0973 + 861{,}0973 + 861{,}0973 + 861{,}0973 = 7047{,}2906 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama didapat hasil

$\sum M_2^+ = 3977{,}4009$ kNm

$\sum M_3^- = 6567{,}0544$ kNm

$\sum M_4^+ = 4823{,}8519$ kNm

$$\sum M_{kap\ kiri} = \sum M_1^- + \sum M_2^+ = 7047{,}2906 \text{ kNm} + 3977{,}4009 \text{ kNm} = 11024{,}6915 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{kap\ kanan} = \Sigma M_3^- + \Sigma M_4^+$$

$$= 6567{,}0544 \text{ kNm} + 4823{,}8519 \text{ kNm}$$

$$= 11390{,}9062 \text{ kNm}$$

n = 10 (jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau)

$R_v = 1{,}1 - 0{,}025.n = 1{,}1 - 0{,}025.10 = 0{,}85$

$$N_{u.ki} = R_v.0{,}7.\sum_{i=1}^{n}\left\{\frac{\sum M_{kap.ki}}{L_{ki}} + \frac{\sum M_{kap.ka}}{L_{ka}}\right\} + 1{,}05.N_{g.k} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.6.5)$$

$$N_{u.kx-atas} = R_v.0{,}7.\sum_{i=3}^{10}\left\{\frac{\sum M_{kap.xki.atas}}{L_{ki}} + \frac{\sum M_{kap.xka\ atas}}{L_{ka}}\right\} + 1{,}05.N_{g.kx}$$

$$N_{u.kx-atas} = 0{,}85.0{,}7\left\{\frac{11024{,}6915}{7} - \frac{11390{,}9062}{4}\right\} + 1{,}05.1549{,}5430$$

$$= 2624{,}7839 \text{ kN}$$

$$N_{u.kx-bawah} = 2715{,}5595 \text{ kN}$$

Dari kedua nilai diatas ($N_{u.kx\text{-}atas}$ dan $N_{u.kx\text{-}bawah}$) diambil nilai terbesar sehingga $N_{u.kx} = 2715{,}5595$ kN

2. Untuk portal 2 (arah y)

$$\Sigma M_1^- = 302{,}8713 + 396{,}5371 + 396{,}5371 + 764{,}0750 + 764{,}0750$$

$$+ 764{,}0750 + 941{,}4481 + 941{,}4481 + 941{,}4481 + 941{,}4481$$

$$= 7153{,}9631 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama didapat hasil

$$\Sigma M_2^+ = 4449{,}1942 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_3^- = 7153{,}9631 \text{ kNm}$$

$\sum M_4^{+}$ = 4449,1942 kNm

$\sum M_{kap\ kiri} = \sum M_1^{-} + \sum M_2^{+}$

= 7153,9631 kNm + 4449,1942 kNm

= 11603,1573 kNm

$\sum M_{kap\ kanan} = \sum M_3^{-} + \sum M_4^{+}$

= 7153,9631 kNm + 4449,1942 kNm

= 11603,1573 kNm

n = 10 (jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau)

$$N_{u,ky-atas} = R_f\,.0{,}7.\sum_{i=3}^{10}\left\{\frac{\sum M_{kap.yki.atas}}{L_{ki}} + \frac{\sum M_{kap.yka.atas}}{L_{ka}}\right\} + 1{,}05.N_{g.ky}$$

$$N_{u,ky-atas} = 0{,}85.0{,}7\left\{\frac{11603{,}1573}{7} - \frac{11603{,}1573}{4}\right\} + 1{,}05.1430{,}6420$$

= 1502,1741kN

$N_{u,ky-bawah}$ = 1502,1741 kN

Dari kedua nilai diatas ($N_{u.kx-atas}$ dan $N_{u.kx-bawah}$) diambil nilai terbesar sehingga $N_{u.ky}$ = 1502,1741 kN

Maka :

$N_{u,kx}$ = 2715,5595 kN

$N_{u,ky}$ = 1502,1741 kN

Dari gaya aksial rencana masing-masing arah, diambil nilai terbesar dari keduanya, yaitu $N_{u,k}$ = 2715,5595 kN *e.* Gaya Aksial Maksimum Kolom

$$N_{u,k} < 1{,}05\left(N_{g,k} + \frac{4}{k} N_{E,k}\right) \quad \text{...} \quad (3.6.7)$$

$$Nu,_{kx} < 1{,}05\left(1778{,}5575 + \frac{4}{1} 929{,}3632\right)$$

$$< 5770{,}8180 \text{ kN}$$

$$Nu,_{ky} < 1{,}05\left(1430{,}6420 + \frac{4}{1} 0\right)$$

$$< 1502{,}1741 \text{ kN}$$

Dari gaya aksial maksimem masing-masing arah, diambil nilai terbesar dari keduanya, yaitu $N_{u,k}$ = 4952,5928 kN

Gaya aksial terpakai merupakan nilai terkecil dari gaya aksial rencana dengan gaya aksial maksimem, yaitu $N_{u,k}$ = 2715,5595 kN

f. Penulangan Kolom

Perhitungan contoh diambil pada kolom A lantai 3

Diketahui :

Pn = 4177,3194 kN

Pu = 0,65. 4177,3194 = 2715,2576 kN

Mn = 1284,3184 kNm

Mu = 0,65. 1284,3184 = 834,8076 kNm

fc' = 25 MPa fy = 400 MPa

b = 800 mm h = 900 mm

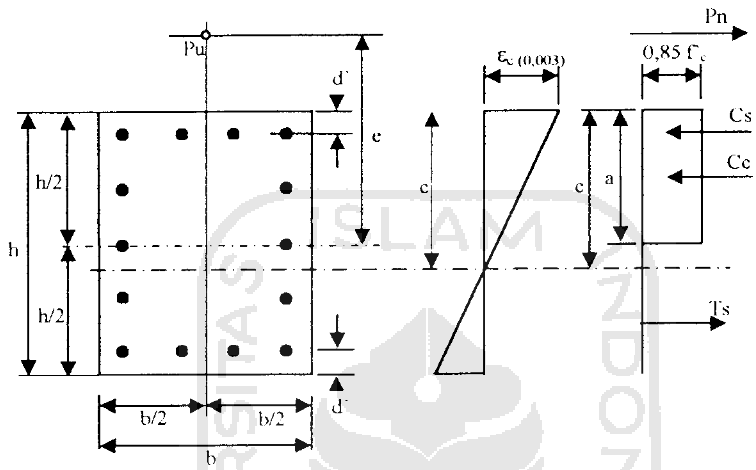
d' = 40 + ½ Ø22 + Øs

= 40 + 11 + 12 = 63 mm

$d_x = 900 - 63$ $\qquad\qquad$ $d_y = 800 - 63$

$= 837$ mm $\qquad\qquad$ $= 737$ mm

Lebih jelas dapat dilihat Gambar 5.12 mengenai diagram gaya dalam kolom



Gambar 5.12 Diagram Gaya Dalam Kolom

Momen dan gaya aksial rencana :

Pu = 2715,2576 kN

Mu = 834,8076 kNm

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{834,8076}{2715,2576}$$

$= 0,3074$ m $= 307,4$ mm

Menentukan penulangan :

Dicoba dengan penulangan = **1,5%**

$\rho = \rho' = \dfrac{As}{b.d} = 0,015$ dengan d' = 63 mm

As = As' = ρ.b.d .... (3.6.8)

= 0,015.(800.837) = 10044 mm^2

Dicoba dengan tulangan Ø22 dengan A Ø22 = 379,64 mm

Dengan n tulangan = $\frac{As}{A\phi 25} = \frac{10044}{379,64}$ = 26,4566 tul ≈ 28 tulangan

Dipakai 28 tulangan

Maka As ada = 28.379,64 = 10638,92 mm^2

$\rho = \frac{As}{b.d} = \frac{10638,92}{800.837} = 0,01804$ .... (3.6.8)

Pemeriksaan Pu terhadap beban seimbang Pub :

$cb = \frac{\varepsilon_c.E_s.d}{\varepsilon_c.E_s + fy} = \frac{(200000.0,003).837}{(200000.0,003)+400} = 502,2$ mm

β1 = 0,85 untuk (f'c = 25 Mpa)

ab = β1.cb = 0,85 (502,2) = 426,87 mm

$\varepsilon_s' = \frac{cb - d'}{cb}(\varepsilon c)$ .... (3.6.12)

$= \frac{502,2 - 63}{502,2}(0,003)$

$= 0,0026 > \frac{fy}{fs} = \frac{400}{200000} = 0,002$ .... Maka tulangan desak luluh.

Maka fs' = fy

ØPnb = 0,65 (0,85.fc'.ab.b + As'.fs' – As.fy) .... (3.6.13)

= 0,65 (0,85.25.426,87.800 + 10638,92.400 – 10638,92.400)

= 7256,790 kN > Pu = 1502,1741 kN

Dengan demikian kolom akan mengalami hancur dengan diawali luluhnya tulangan tarik.

Pemeriksaan kekuatan penampang :

ρ = 0,01804

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc} = \frac{400}{0{,}85.25} = 18{,}8235 \quad .... (3.6.16)$$

$$\frac{h-2e}{2d} = \frac{900-2.307{,}4}{2.837} = 0{,}1263$$

$$(1-\frac{d'}{d}) = 1-\frac{63}{837} = 0{,}9247$$

$$Pn = 0{,}85.fc'.b.d\left[\frac{h-2e}{2d}+\sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d}\right)^2+2.m.\rho.\left(1-\frac{d'}{d}\right)}\right] .... (3.6.14)$$

$$= 0{,}85.25.800.837$$

$$\left[-0{,}1263+\sqrt{-0{,}1263^2+2.18{,}8235.0{,}01804.0{,}924}\right]10^{-3}$$

= 13958783,77 N = 13958,7837 kN > 0,1.Ag.fc' = 1800,000 kN

Karena terlalu boros maka dicoba dengan = **1%** (As tulangan minimal)

As = As' = ρ.b.d .... (3.6.8)

= 0,01.(800.837) = 6696 mm^2

Dicoba dengan tulangan Ø22 dengan A Ø22 = 379,94 mm

$$\text{Dengan n tulangan} = \frac{As}{A\phi 25} = \frac{6696}{379{,}94} = 17{,}6238 \text{ tul} \approx 18 \text{ tulangan}$$

Dipakai 18 tulangan

Maka As ada = 18.379,94 = 6838,92 mm^2

$$\rho = \frac{As}{b.d} = \frac{6838{,}92}{800.837} = 0{,}0102 \quad ....(3.6.8)$$

Pemeriksaan Pu terhadap beban seimbang Pub :

$$cb = \frac{\varepsilon_c.E_s.d}{600 + fy} \quad \text{..........} \quad (3.6.10)$$

$$= \frac{600.837}{600 + 400} = 502{,}2 \text{ mm}$$

$\beta 1$ = 0,85 dengan (f'c = 25 Mpa)

ab = β1.cb = 0.85 (502,2) = 426,87 mm

$$\varepsilon_s' = \frac{cb - d'}{cb}(\varepsilon c) = \frac{502{,}2 - 63}{502{,}2}(0{,}003) \quad \text{..........} \quad (3.6.12)$$

$$= 0{,}0026 > \frac{fy}{fs} = 0{,}002$$ .... Maka tulangan desak luluh.

Maka fs' = fy

ØPnb = 0,65 (0,85.fc'.ab.b + As'.fs' – As.fy) .... (3.6.13)

= 0,65 (0,85.25. 426,87.800 + 6838,92.400 – 6838,92.400)

= 4716,913 kN > Pu = 2715,2576 kN

Dengan demikian kolom akan mengalami hancur dengan diawali luluhnya tulangan tarik.

Pemeriksaan kekuatan penampang :

ρ = 0,0102

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc} = \frac{400}{0{,}85.25} = 18{,}8235 \quad \text{..........} \quad (3.6.16)$$

$$\frac{h - 2e}{2d} = \frac{900 - 2.307{,}4}{2.837} = 0{,}17035$$

$$(1 - \frac{d'}{d}) = 1 - \frac{63}{837} = 0{,}9247$$

$$Pn = 0{,}85.fc'.b.d\left[\frac{h-2e}{2d}+\sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d}\right)^2+2.m.\rho\left(1-\frac{d'}{d}\right)}\right] \quad .... \quad (3.6.14)$$

$$=0{,}85.25.800.837\left[0{,}17035+\sqrt{0{,}17035^2+2.18{,}8235.0{,}0102.0{,}9247}\right]$$

$$= 11785142{,}18 \text{ N} = 11785{,}1422 \text{ kN} > 0{,}1.Ag.fc' = 1800{,}000 \text{ kN}$$

Pemeriksaan tulangan pada tulangan tekan

$$a = \frac{Pn}{0{,}85.fc'.b} \quad .... \quad (3.6.18)$$

$$= \frac{9330507{,}043}{0{,}85.25.800} = 548{,}8534 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{548{,}8534}{0{,}85} = 645{,}7098 \text{ mm} \quad .... \quad (3.6.19)$$

$$fs' = \varepsilon_c.E_s.\left(\frac{c-d'}{c}\right) = 0{,}003.200000.\left(\frac{645{,}7098 \quad -63}{645{,}7098}\right) \quad .... \quad (3.6.20)$$

$$= 541{,}4598 \text{ Mpa} > fy = 400 \text{ Mpa}$$

Dengan demikian tulangan dalam tulangan tekan sudah mencapai luluh, sesuai anggapan semula.

Dari hasil perencanaan diperoleh

ØPn = 0,65. 7256,79

= 4716,9135 > Pu = 2715,2576 kN

ØMnb = ØPn.e .... (3.6.15)

= 4716,9135 . 0,307,4

= 1450,0567 > Mu = 834,8076 kNm

Analisis Kolom

fy = 400 MPa fc' = 25 MPa

b = 800 mm h = 900 mm

d' = 40 + 12 + 11 = 63 mm

d = h – d' = 900 – 63 = 837 mm

ρ = 0,01 %

$\rho = \dfrac{Ast}{b.d}$ → Ast = ρ.b.d = 0,01.800.837 = 6696 mm^2

Ag = 720000 mm^2

y = 0,5.h = 0,5.900 = 450 mm^2

As = As' = 9.379,94 = 3419,46 mm^2

- Kondisi Pmaks (Titik A)

Pmaks = 0,8{0,85.fc'(Ag – Ast) + fy.Ast} .... (3.6.13)

= 0,8{0,85.25(720000 – 6696) + 400. 6696}

= 12133264,00 N = 12133,26400 kN

- Kondisi Seimbang (Titik C)

$$xb = \frac{\varepsilon_c.E_s}{\varepsilon_c.E_s + fy}.d \qquad (3.6.28)$$

$$= \frac{600}{600+400}.837 = 502{,}2 \text{ mm}$$

a = 0,85.xb = 0,85.502,2 = 426,87 mm .... (3.6.29)

$$fs' = \frac{xb-d'}{xb}.E_s.\varepsilon_c \qquad (3.6.30)$$

$$= \frac{502{,}2-63}{502{,}2}.600 = 524{,}7321 \text{ MPa} > fy = 400 \text{ MPa}$$

fs' = fy = 400 MPa

fs = fy = 400 MPa

Cc = 0,85.fc'.b.a .... (3.6.31)

= 0,85.25.800.426,87 = 7256790 N

= 7256,79 kN

Cs = As'(fs' – 0,85.fc') .... (3.6.32)

= 3419,46.(400 – 0,85.25)

= 1295120,475 N = 1295,12475 kN

Ts = As.fs .... (3.6.33)

= 3419,46.400 = 1367784 N = 1367,784 kN

Pn = Cc + Cs – Ts .... (3.6.34)

= 7256,79 + 1295,12475 – 1367,784 = 7184,1308 kN

$$Mn = Cc\left(y - \frac{a}{2}\right) + Cs(y - d') + Ts(d - y) \quad \text{......} \quad (3.6.35)$$

$$= 7256790\left(450 - \frac{426,87}{2}\right) + 1295120,475.(450 - 63) + 1367784.(837 - 450)$$

= 1716702526 + 501211623,8 + 52933408

= 2747246558 Nmm = 2747,246558 kNm

- Kondisi Lentur Murni (Titik E)

Cc + Cs – Ts = 0 .... (3.6.23)

{(0,85.fc').(0,85c).b} + (fs'.As' – 0,85.fc'.As') – fy.As = 0

$$\{(0,85.25).(0,85c).800\} + \left\{\left(\frac{600.(c-63)}{c}\right).3419,46 - 0,85.25.3419,46\right\} -$$

400.3419,46 = 0

$$14450c + \frac{2051676c}{c} - \frac{129255588}{c} - 72663{,}525 - 1367784 = 0$$

$$14450c^2 - 1235280{,}525c - 129255588 = 0$$

c = 146,5316 mm

$$fs' = \frac{c-d'}{c}.E_s.\varepsilon_c \quad \text{......} \quad (3.6.22)$$

$$fs' = 600.\frac{146{,}5316 \; - 63}{146{,}5316} = 342{,}0352 \text{ MPa}$$

Cc = 0,85.fc'.0,85c.b ...... (3.6.24)

= 0,85.25.0,85. 146,5316.800

= 2117381,620 N = 2117,3816 kN

Cs = fs'.As' ...... (3.6.25)

= 342,0352. 3419,46 = 1169575,685 N = 1169,575685 kN

Ts = fy.As ...... (3.6.26)

= 400. 3419,46 = 1367784 N = 1367,784 kN

$$Mn = Cc\left(y - \frac{0{,}85c}{2}\right) + Cs(y-d') + Ts(d-y) \quad \text{......} \quad (3.6.27)$$

$$= 2117381{,}620\left(450 - \frac{0{,}85.146{,}5316}{2}\right) + \{1169575{,}685\,(450-63)\} + \{1367784\,(837-450)\}$$

= 820959819,4 + 452625790,1 + 529332408

= 1802918018 Nmm = 1802,918018 kNm

- Kondisi Patas Desak (TitikB)

  x > xb

misal: x = 600 mm > xb = 502,2 mm

a = 0,85.600 = 510,000mm

$$fs' = \frac{x - d'}{x}.E_s.\varepsilon_c \quad \text{.............} \quad (3.6.36)$$

$$= \frac{600 - 63}{600}.600 = 537{,}000 \text{ MPa} > \text{fy} = 400 \text{ MPa}$$

$$fs = \frac{d - x}{x}.E_s.\varepsilon_c \quad \text{.............} \quad (3.6.37)$$

$$= \frac{837 - 600}{600}.600 = 237{,}000 \text{ MPa} < \text{fy} = 400 \text{ MPa}$$

Cc = 0,85.fc`.a.b .... (3.6.31)

= 0,85.25. 510,00.800 = 8670000 N

= 8670 kN

Cs = As`.(fs`-0,85.fc`) .... (3.6.32)

= 3419,46.(400-0,85.25) = 1295120,475 N

= 1295,120475 kN

Ts = As.fs .... (3.6.33)

= 3419,46. 237 = 810412,02 N

= 810,41202 kN

Pn = Cc + Cs – Ts .... (3.6.34)

= 8670 + 1295,120475 – 810,41202 = 9154,7085 kN

$$Mn = Cc\left(y - \frac{a}{2}\right) + Cs(y - d`) + Ts(d - y) \quad \text{.............} \quad (3.6.35)$$

$$= 8670000.\left(450 - \frac{510{,}000}{2}\right) + 1295120{,}475\ (450\text{-}63) +$$

810412,02 (837-450)

= 1690650000 + 501211623,8 + 313629451,7

= 2505491076 Nmm = 2505,491076 kNm

- Kondisi Patah Tarik (Titik D)

  x < xb

Misal x = 0,6.xb = 0,6. 502,2

= 301,320 mm ≈ 300 mm

a = 0,85.x = 0,85.300 = 255 mm

$$fs' = \frac{x - d'}{x} . E_s . \varepsilon_c \qquad \text{(3.6.40)}$$

$$= \frac{300 - 63}{300} .600 = 474{,}00 \text{ MPa} > fy = 400 \text{ MPa}$$

fs` = fy = 400 MPa

$$fs = \frac{d - x}{x} . E_s . \varepsilon_c \qquad \text{(3.6.41)}$$

$$= \frac{837 - 300}{300} .600 = 1074 \text{ MPa} > fy = 400 \text{ MPa}$$

fs = fy = 400 MPa

Cc = 0,85.fc`.a.b .... (3.6.31)

= 0,85.25. 255.800 = 4335000 N

= 4335 kN

Cs = As`.(fs`-0,85fc`) .... (3.6.32)

= 3419,46.(400 - 0,85.25) = 1295120,475 N

= 1295,120475 kN

Ts = As.fs .... (3.6.33)

= 3419,46.400 = 1367784 N = 1367,784 kN

Pn = Cc + Cs – Ts .... (3.6.34)

= 4335 + 1295,120475 – 1367,784 = 4262,3365 kN

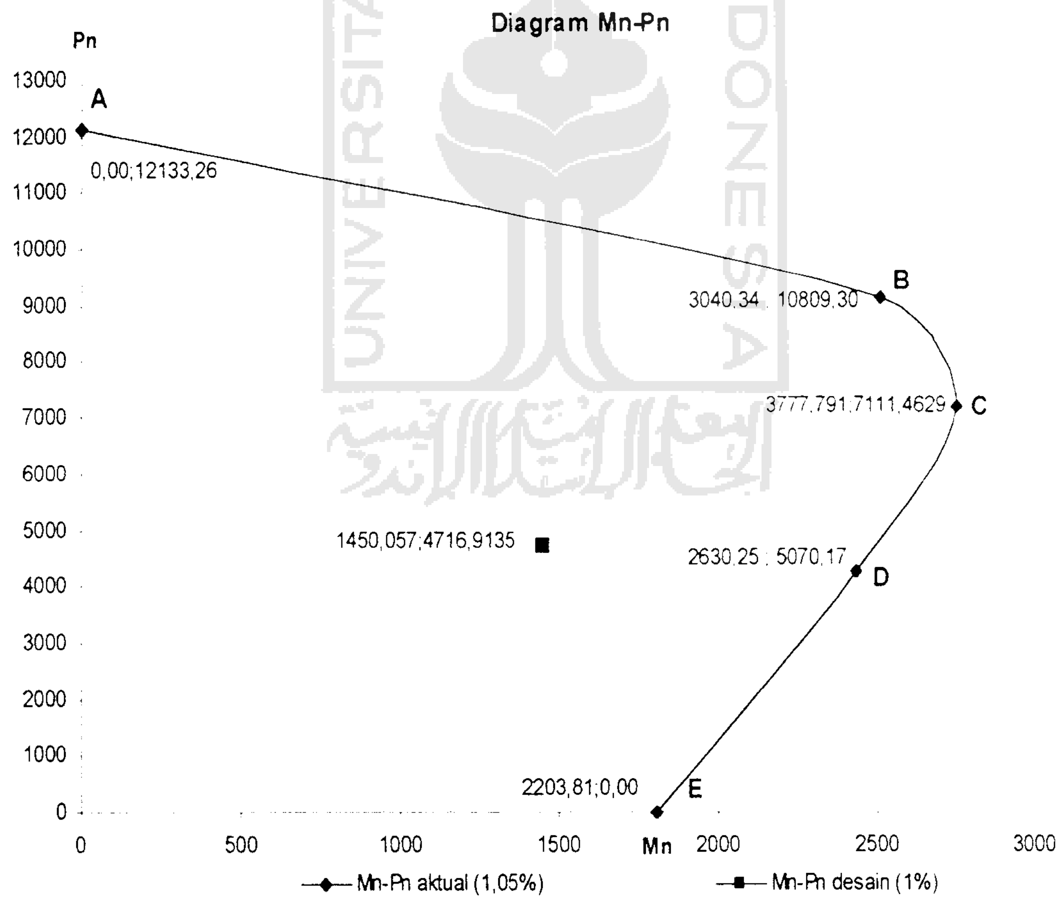
$$Mn = Cc\left(y - \frac{a}{2}\right) + Cs(y - d') + Ts(d - y) \quad \text{.................................} \quad (3.6.35)$$

$$= 4335000.\left(450 - \frac{255}{2}\right) + 1295120{,}475\ (450\text{-}63) + 1367784\ (837\text{-}450)$$

$$= 1398037500 + 501211623{,}8 + 529332408$$

$$= 2428581532 \text{ Nmm} = 2428{,}581532 \text{ kNm}$$

Berikut ini Gambar 5.13 diagram Mn – Pn hasil desain dan analisis kolom A pada lantai 3 portal arah x.



Gambar 5.13 Diagram Mn – Pn

5.3.2.2 Desain Tulangan Geser Kolom

a. Gaya geser rencana kolom

Diambil contoh perhitungan pada kolom A :

$h_n = 3350$ mm

Untuk arah X diketahui :

$M_{u,kx\ atas} = 601,8670$ kNm

$M_{u,kx\ bwh} = 834,8076$ kNm

$$V_{u,k-x} = \frac{M_{ukx-atas} + M_{ukx-bawah}}{h_n} \qquad (3.6.42)$$

$$= \frac{601,8670 + 834,8076}{3,35} = 428,8581 \text{ kN}$$

Untuk arah Y diketahui :

$M_{u,ky\ atas} = 706,4971$ kNm

$M_{u,ky\ bwh} = 765,0745$ kNm

$$V_{u,k-y} = \frac{M_{uky-atas} + M_{uky-bawah}}{h_n} \qquad (3.6.42)$$

$$= \frac{706,4971 + 765,0745}{3,35} = 439,2751 \text{kN}$$

b. Gaya geser maksimum kolom

Dari output SAP lampiran 1 Tabel 1.3.5 didapatkan :

$V_{D,k-x} = 18,3463$ kN $\qquad$ $V_{D,k-y} = 0$

$V_{L,k-x} = 2,2118$ kN $\qquad$ $V_{L,k-y} = 0$

$V_{E,k-x} = 307,3576$ kN $\qquad$ $V_{E,k-y} = 302,7513$ kN

Untuk arah X

$$V_{u,kx} = 1,05\left(V_{Dk} + V_{Lk} + \frac{4}{k}V_{Ek}\right) \quad \text{...} \quad (3.6.43)$$

$$= 1,05\left(18,3463 + 2,2118 + \frac{4}{1}307,3576\right) = 1312,4879 \text{ kN}$$

Untuk arah Y

$$V_{u,ky} = 1,05\left(V_{Dk} + V_{Lk} + \frac{4}{k}V_{Ek}\right) \quad \text{...} \quad (3.6.43)$$

$$= 1,05\left(0 + 0 + \frac{4}{1}302,7513\right) = 1271,555 \text{ kN}$$

Untuk masing-masing arah nilai gaya geser rencana tidak boleh melebihi gaya geser maksimum kemudian dari kedua nilai tersebut diambil nilai terbesar, jadi gaya geser terpakai $V_{u,k}$ = 439,2751 kN.

c. Penulangan geser kolom daerah sendi plastis

Data :b = 900 mm Nu,k = 2715,5595 kN Ag = 720000 mm^2

d = 760 mm $V_{u,k}$ = 439,2751 kN

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} \quad \text{...} \quad (3.6.44)$$

$$= \frac{439,2751}{0,6} = 732,1252 \text{ kN}$$

$$s = \frac{Av.fy.d}{Vs} \quad \text{...} \quad (3.6.45)$$

$$= \frac{3.(0,25.3,14.12^2).300.760}{732,1252.10^3} = 105,6095 \text{ mm}$$

dipakai P_{12}- 80 mm

d. Desain penulangan geser kolom daerah luar sendi plastis

Vu luar sendi plastis = 285,5288

$$Vc = \left[1 + \frac{Nu,k}{14.Ag}\left(\frac{1}{6}\sqrt{f'c}\right)b.d\right] \quad \ldots\ldots \quad (3.6.46)$$

$$= \left[1 + \frac{2715,5595.10^3}{14.720000}\left(\frac{1}{6}\sqrt{25}\right)900.760\right]10^{-3} = 669,8130 \text{ kN}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \quad \ldots\ldots \quad (3.6.47)$$

$$= \frac{285,5288}{0,6} - 669,8130 = 193,9316 \text{ kN}$$

$$s = \frac{Av.fy.d}{Vs} \quad \ldots\ldots \quad (3.6.45)$$

$$= \frac{3.(0,25.3,14.12^2).300.760}{193,9316 .10^3} = 398,694 \text{ mm}$$

dipakai P_{12}- 100

5.3.3 Pendetailan

Sebagai contoh diambil portal E lantai 3

5.3.3.1 Balok

a. Penentuan jarak antar tulangan

Jarak bersih antar tulangan sejajar yang diletakan selapis harus lebih besar sama dengan 25 mm.

$$jbt = \frac{350 - 2.30 - 2.10 - 5.22}{4} = 40 \text{ mm} > 25\text{mm}$$

Tulangan atas terpakai 9D22 diletakan dalam 2 lapis tulangan dengan jarak bersih antar tulangan 40 mm, dan tulangan bawah terpakai 6D22 diletakan dalam 2 lapis tulangan dengan jarak bersih antar tulangan 60,6667 mm.

b. Panjang penanaman kait sengkang tertutup untuk Ø10 diambil sebesar 6.db = 6.10 = 60mm

c. Rasio lebar terhadap tinggi tidak oleh kurang dari 0,3

$$\frac{b}{h} = \frac{350}{700} = 0{,}5 > 0{,}3 \quad \text{aman}$$

d. Pada sembarang penampang struktur lentur jumlah tulangan atas dan bawah lebih besar sama dengan :

$$\frac{1{,}4.bw.d}{fy} = \frac{1{,}4.350.649}{400} = 795{,}0250 \text{ mm}^2.$$

9.AØ22 = 9.1/4.3,14.22 = 9.379,94 = 3419,460 mm^2 > 471,45 mm^2

5.AØ22 = 5.1/4.3,14.22 = 5.379,94 = 1899,700 mm^2 > 471,45 mm^2

e. Sengkang tertutup harus dipasang sepanjang 4 kali tinggi komponen struktur diukur dari muka komponen struktur pendukung pada kedua ujung komponen struktur lentur.

5.3.3.2 Kolom

a. Dimensi penampang terpendek yang diukur pada satu garis lurus yang melalui titik berat penampang tidak boleh kurang dari 300 mm.

b. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4 .

   Pada kolom A lantai 3, b/h = 800/900 = 0,8889

c. Rasio tinggi kolom terhadap dimensi penampang kolom terpendek tidak lebih dari 25.

d. Untuk kolom yang mengalami momen bolak-balik, rasio tidak boleh kurang dari 16.

tinggi kolom/lebar kolom = 4000/800 = 5 < 16.

e. Rasio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak melebihi 0,06.

f. Tulangan tranversal arus dipasang dengan spasi tidak melebihi :

- ¼ dimensi komponen terkecil = ¼.800 = 200 mm,
- 8 kali diameter tulangan longitidinal = 8.25 = 200 mm,
- 100 mm

5.3.4 Desain Panel Pertemuan Balok Kolom

Data-data :

Kolom	= 800 x 900	Balok	= 300 x 650
h_c = 800 cm	= 0,8 m	b_j	= 650 cm = 0,65 m
L_{ki}	= 5 m	L_{ka}	= 5 m
L_{ki}'	= 4,2 m	L_{ka}'	= 4,2 m
Mkap,b ki	= 587,4492 kNm	Mkap,b ka	= 941,448 kNm
Zki	= 0,5320 m	Zka	= 0,4921m
hk,a	= 4 m	hk,b	= 4 m

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7.\frac{M_{kap.b\ ki}}{Z_{ki}} \quad \text{..} \quad (3.7.2)$$

$$= 0,7.\frac{587,4492}{0,532} = 773,0092 \text{ kN}$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,7.\frac{M_{kap.b\ ka}}{Z_{ka}} \quad \text{..} \quad (3.7.3)$$

$$= 0,7.\frac{941,448}{0,4921} = 1339,3082 \text{ kN}$$

$$V_{kol} = \frac{0{,}7\left(\frac{L_{ki}}{L_{ki}'}M_{kap.b\_ki} + \frac{L_{ka}}{L_{ka}'}M_{kap.b\_ka}\right)}{\frac{1}{2}\left(h_{k.a} + h_{k.b}\right)} \qquad \text{.............................. (3.7.4)}$$

$$= 0{,}7.\frac{\left(\frac{5}{4{,}2}587{,}4492 + \frac{5}{4{,}2}941{,}448\right)}{\frac{1}{2}(4+4)} = 318{,}5203 \text{ kN}$$

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \qquad \text{.............................. (3.7.1)}$$

$$= 773{,}0092 + 1339{,}3082 - 318{,}5203 = 1793{,}797 \text{ kN}$$

$$V_{jv} = \frac{h_c}{b_j}V_{jh} \qquad \text{.............................. (3.7.8)}$$

$$= \frac{0{,}7}{0{,}5}.1793{,}797 = 2207{,}7502 \text{ kN}$$

Kontrol tegangan geser horizontal minimal :

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j.h_c} < 1{,}5.f'c \qquad \text{.............................. (3.7.5)}$$

$$= \frac{1793{,}797.10^3}{650.800} < 1{,}5.25$$

$= 3{,}4496$ N/mm^2 < 7,5 N/mm^2 ....ok

Penulangan geser horizontal

$N_{u.k} = 2715{,}5595$ kN

Ag = 800 x 900 = 720000 mm^2

Cek apakah perlu tulangan geser horisontal

$0{,}1.f'_c = 0{,}1.25 = 2{,}5$ N/mm^2

$$Nu/Ag = \frac{2715{,}5595}{720000} = 3{,}7716 \text{ N/mm}^2$$

$0{,}1.f'_c < Nu/Ag$,

$$V_{ch} = \frac{2}{3}\sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{Ag}\right)} - 0{,}1.fc'.b_j.h_c \quad \text{.......................................} (3.7.6)$$

$$= \frac{2}{3}\sqrt{\left(\frac{2715{,}5595.10^3}{720000}\right)} - 0{,}1.25.650.800$$

$= 390921{,}1$ N $= 390{,}9211$ kN

$V_{jh} = V_{sh} + V_{ch}$

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} \quad \text{.......................................} (3.7.7)$$

$= 1793{,}797 - 390{,}9211 = 1402{,}8758$ kN

$$A_{sh} = \frac{V_{sh}}{fy} \quad \text{.......................................} (3.7.8)$$

$$= \frac{1402{,}8758.10^3}{300} = 4676{,}2531 \text{ mm}^2$$

$\varnothing_{sengkang} = 12$ mm

A_s rangkap $= 4.(0{,}25.3{,}14.12^2)$

$= 452{,}16$ mm^2

$$\text{Jumlah sengkang} = \frac{A_{sh}}{A_s\,rangkap}$$

$$= \frac{4676{,}2531}{452{,}16}$$

$= 10{,}3420$ sengkang

$$\text{Jarak sengkang} = \frac{h_j}{Jml.sengkang + 1}$$

$$= \frac{650}{10+1}$$

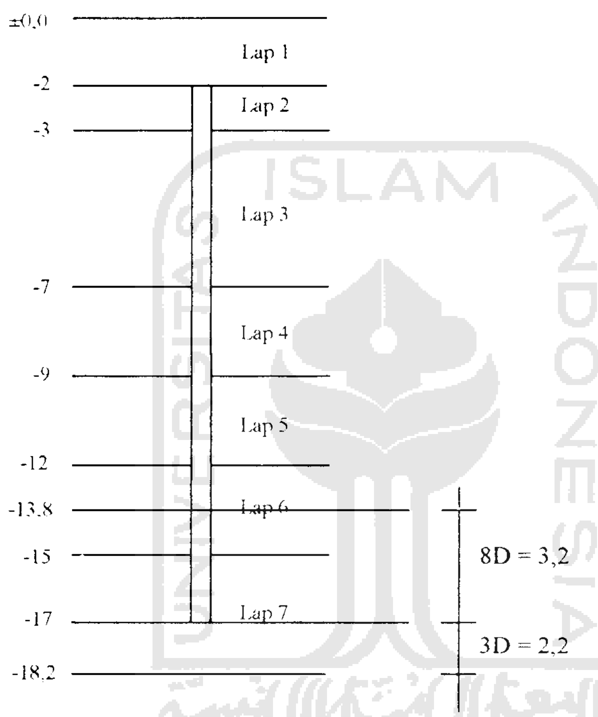
$= 59{,}0909 \approx 59$ mm

Maka dipakai sengkang diameter 12 mm, dengan jarak 59 mm dan jumlahnya 11 buah.

5.3.5 Desain Pondasi

5.3.5.1 Perhitungan Kapasitas Tiang Tunggal

Kedalaman tiang dan data penyelidikan tanah dapat dilihat dalam Gambar 5.14 di bawah ini.



Gambar 5.14 Kedalaman Tanah

Sedangkan Tabel 5.6 menyajikan tentang nilai CPT dan N-SPT

Tabel 5.6 Diketahui nilai CPT dan N-SPT

Depth	N-Value	Qc (kg/cm²)	JHL (kg/cm²)
-2	2	6	-
-3	2	3	-
-4	2	4	-
-5	3	8	-
-6	3	10	-
-7	4	28	-
-8	4	10	-
-9	13	20	-

-10	13	24	-
-11	12	20	-
-12	21	76	-
-13	50	90	-
-13,8	82	94	-
-14	90	90	-
-15	100	136	-
-16	100	172	-
-17	100	180	1680
-18	100	200	-
-18,2	100	230	-

Data-data :

Diameter tiang pancang = 0.3 m

Safety Faktor (SF) = 3

a. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara *N-SPT*

Tahanan ujung (Qp)

$Qp = Ap.qp \leq Ap.(400.\bar{N})$ .... (3.8.2)

$Ap = 0{,}3.0{,}3 = 0{,}09\ m^2$

$\bar{N} = \dfrac{82+90+100+100+100+100+100}{7} = 96$

$qp = 40.\bar{N}.\dfrac{Lb}{D}$ .... (3.8.3)

$= 40.96.\dfrac{15}{0{,}3} = 192.000\ kN$

$Qp = 0{,}09.192000 \leq 0{,}09(400.96)$

$17280 \leq 3456$

maka diambil Qp yang kecil = 3456 kN

Tahanan selimut (Qs)

As $= (4.0,3.15) = 18\ \text{m}^2$

$$\bar{Ns} = \frac{(2+2+2+2+3+3+4+4+13+13+12+21+50+82+90+100+100+100)}{17}$$

$= 35{,}3529$

$fav = 2.\ \bar{Ns}$ .... (3.8.5)

$= 2.\ 35{,}3529 = 70{,}7059\ \text{kN/m}^2$

$Qs = fav.\ As$ .... (3.8.4)

$= 70{,}7059.18 = 1272{,}7062\ \text{kN}$

$Qu = Qp + Qs$ .... (3.8.17)

$= 3456 + 1272{,}7062 = 4728{,}7062\ \text{kN}$

$Q\,Net = \dfrac{Qu}{SF}$ .... (3.8.18)

$$= \frac{4728{,}7062}{3} = 1576{,}2354\ \text{kN} = 160{,}6764\ \text{ton}$$

b. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara *CPT*

Tahanan ujung

$$Qc = \frac{(94+90+136+172+180+200+230)}{7} = 157{,}4286\ \text{kg/cm}^2$$

$Qp = Ap.qc$ .... (3.8.6)

$= (30.30).157.4286 = 141685{,}74\ \text{kg}$

$= 141{,}68574\ \text{ton}$

Tahanan selimut

$Qs = As.JHP$ .... (3.8.7)

$= (4.30).1680 = 201600\ \text{kg} = 201{,}6\ \text{ton}$

$Qu \quad = QP + Qs$ .... (3.8.17)

$= 141{,}68574 + 201{,}6 = 343{,}2857$ ton

$Q\,Net \quad = \dfrac{Qu}{SF}$ .... (3.8.18)

$= \dfrac{343{,}2857}{3} = 114{,}4286$ ton

c. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara laboratorium

Data Tanah:

Lap 1

$Gs = 2{,}537$

$\gamma b = 1{,}846$ t/m³

$\gamma k = 1{,}401$ t/m³

cu = 0,101 kg/cm²

$\varnothing = 2^o$

Lap 2

$Gs = 2{,}645$

$\gamma b = 2$ t/m³

$cu = 0{,}4587$ kg/cm²

$\varnothing = 2^o$

Lap 3

$Gs = 2{,}619$

$\gamma b = 1{,}821$ t/m³

$cu = 0{,}4077$ kg/cm²

$\varnothing = 2^o$

Lap 4

$Gs = 2{,}67$

$\gamma b = 2{,}11$ t/m³

$cu = 0{,}5097$ kg/cm²

$\varnothing = 2^o$

Lap 5

$Gs = 2{,}612$

$\gamma b = 2{,}811$ t/m³

$cu = 0{,}8359$ kg/cm²

$\varnothing = 2^o$

Lap 6

$Gs = 2{,}608$

$\gamma b = 1{,}917$ t/m³

$cu = 1{,}9878$ kg/cm²

$\varnothing = 2^o$

Lap 7

$Gs = 2{,}601$

$\gamma b = 2{,}18$ t/m³

$cu = 2{,}5484$ kg/cm²

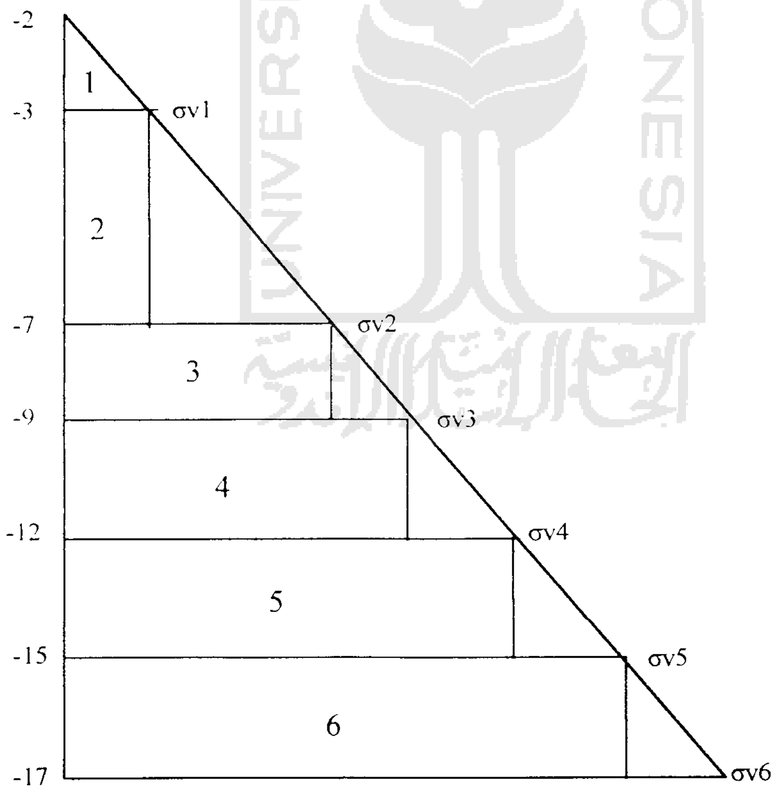
$\varnothing = 2^o$

1. Metode α

Tabel 5.7 Perhitungan Tahanan Selimut (Qs) dengan Metode α

Depth	As = Ap.ΔL	Cu	α	Qs = As.α.Cu
2 – 3	(4 x 0,3) x 1 = 1,2	45	1	54
3 -7	(4 x 0,3) x 4 = 4,8	40	1	192
7 – 9	(4 x 0,3) x 2 = 2,4	50	1	120
9 -12	(4 x 0,3) x 3 = 3,6	82	0,65	191,88
12 – 15	(4 x 0,3) x 3 = 3,6	195	0,28	196,56
15 -17	(4 x 0,3) x 2 = 2,4	250	0,24	144
			∑Qs	898,44 kN
				91,5841 ton

2. Metode λ



Gambar 5.15 Tegangan Efektif Tanah.

Maka besarnya σv dapat dihitung sebagai berikut :

$\sigma v1 = h1.\gamma b1 \quad = 1.2 \quad = 2 \quad t/m^2$ .... (3.8.10)

$\sigma v2 = \sigma v1 + (h2.\gamma b2) = 2 + (4.1{,}821) \quad = 9{,}284 \quad t/m^2$

$\sigma v3 = \sigma v2 + (h3.\gamma b3) = 9{,}284 + (2.2{,}11) \quad = 13{,}504 \ t/m^2$

$\sigma v4 = \sigma v3 + (h4.\gamma b4) = 13{,}504 + (3.1{,}811) = 18{,}937 \ t/m^2$

$\sigma v5 = \sigma v4 + (h5.\gamma b5) = 18{,}937 + (3.1{,}917) = 24{,}688 \ t/m^2$

$\sigma v6 = \sigma v5 + (h6.\gamma b6) = 24{,}688 + (2.2{,}18) \quad = 29{,}048 \ t/m^2$

Maka luas dapat dihitung sebagai berikut :

$A1 = \frac{1}{2}.h1.\ \sigma v1 \quad = \frac{1}{2}.1.2 \quad = 1 \ t/m$ .... (3.8.9)

$A2 = \frac{1}{2}.h2.\ (\sigma v1 + \sigma v2) = \frac{1}{2}.4.(2 + 9{,}284) \quad = 22{,}568 \ t/m$

$A3 = \frac{1}{2}.h3.\ (\sigma v2 + \sigma v3) = \frac{1}{2}.2.(\ 9{,}284 + 13{,}504) \quad = 22{,}788 \ t/m$

$A4 = \frac{1}{2}.h4.\ (\sigma v3 + \sigma v4) = \frac{1}{2}.3.(\ 13{,}504 + 18{,}937) = 48{,}6615 \ t/m$

$A5 = \frac{1}{2}.h5.\ (\sigma v4 + \sigma v5) = \frac{1}{2}.3.(\ 18{,}937 + 24{,}688) = 65{,}4375 \ t/m$

$A6 = \frac{1}{2}.h6.\ (\sigma v5 + \sigma v6) = \frac{1}{2}.2.(\ 24{,}688 + 29{,}048) = 53{,}7360 \ t/m$

$$\bar{\sigma v} \quad \frac{\sum Ai}{L} \qquad \text{...} \quad (3.8.11)$$

$$= \frac{214{,}1910}{15} = 14{,}2794 \ t/m$$

$$\bar{cu} = \frac{\sum(cu.i.hi)}{L} \qquad \text{..} \quad (3.8.12)$$

$$= \frac{(45.1) + (40.4) + (50.2) + (82.3) + (195.3) + (250.2)}{15} = \frac{1636}{15}$$

$= 109{,}0667 \ kN/m^2 = 11{,}1179 \ ton/\ m^2$

λ dari kedalaman 15 m = didapat $\lambda = 0.21$

$$fs = \lambda.(\bar{\sigma v} + (2.\ \bar{cu})) \quad \text{......} \quad (3.8.14)$$

$= 0.21(14,2794 + (2.11,1179))$

$= 7,6682$ ton/ m²

$$Qs \quad Ap.L.fs \quad \text{......} \quad (3.8.13)$$

$= (4.0,3).15.7,6682 = 138,0277$ ton

3. Metode β

Tabel 5.8 Perhitungan Tahanan Selimut (Qs) dengan Metode β

Depth	Ø	(1-sin Ø)	tan Ø	Σv(t/m²)	fav(ton)
2 - 3	2	0,9651	0,0349	1	0,0337
3 - 7	2,5	0,9564	0,0437	5,5620	0,2358
7 – 9	3	0,9477	0,0524	11,3940	0,5658
9 - 12	2,5	0,9564	0,0437	16,2205	0,6779
12 – 15	5,5	0,9042	0,0963	21,8125	1,8993
15 - 17	5,5	0,9042	0,0963	26,8680	2,3395

$$Qs \quad p\sum \sigma vi.Li \quad \text{......} \quad (3.8.15)$$

$= (4.0,3)\ ((0,0337.1)+(0,2358.4)+(0,5658.2)+(0,6779.3)+(1,8993.3)+$

$(2,3395.2))$

$= 17,4229$ ton $= 170,9188$ kN

Dari ketiga metode dapat diperoleh Qs sebagai berikut :

$Qs\alpha = 91,584$ ton

$Qs\lambda = 138,0275$ ton

$Qs\beta = 17,4229$ ton

Dari ketiga Qs diambil nilai rata-rata antara keduanya yang mempunyai nilai hampir sama :

$$\bar{Qs} = \frac{Qs\alpha + Qs\lambda}{2} = \frac{91{,}5841 + 138{,}0275}{2}$$

$= 114{,}8058$ ton $= 1126{,}2447$ kN

$Qp = Ap.Nc^{*}.Cu$ .... (3.8.1)

$= (0{,}3)^2.9.300 = 243$ kN $= 24{,}7706$ ton

$Qu = Qp + Qs$ .... (3.8.17)

$= 24{,}7706 + 114{,}8058 = 139{,}5764$ ton

$Q\ net = \dfrac{Qu}{SF}$ .... (3.8.18)

$= \dfrac{139{,}5764}{3} = 46{,}5255$ ton

Qnet dapat disimpulkan:

Qnet N-SPT = 160,6764 ton

Qnet CPT = 114,4286 ton

Qnet Lab = 46,5255 ton

Kesimpulan :

Hasil *Qne*t lab sangat kecil dibandingkan *Qnet N-SPT* dan *Qnet SPCPT* karena dimungkinkan adanya kesalahan pengukuran dan pengujian sampel tanah. Oleh karena itu *Qnet* yang diambil adalah *Qnet* terkecil dari nilai uji *N-spt* dan *SPT* yaitu *Qnet CPT* yaitu sebesar 114,4286 ton/tiang.

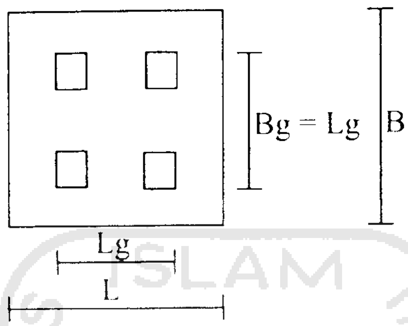
Beban rencana 1 kolom adalah Qg = 1807,3227 kN

= 184,2337 ton.

dengan $Qijin$ = 114,4286 ton/tiang, maka dalam 1 kelompok tiang diperlukan tiang sebanyak $\dfrac{Qg}{Qijin} = \dfrac{184{,}2337\ ton}{114{,}4286\ ton/tiang}$ = 1,61 tiang ≈ 2 tiang.

5.3.5.2 Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang

Jumlah tiang pancang yang digunakan sesuai dengan hasil perhitungan sebanyak 4 tiang, dengan m = 2 dan n = 2 dan dapat dilihat dalam Gambar 5.16



Gambar 5.16 Dimensi *Pile Cap* dengan 4 Tiang

Data : *Qijin* = 114,4286 ton/tiang

D = 0,3 m

Dalam perencanaan dipakai :

Jarak antar pusat tiang (s) = 3.*D* = 3.0,3 = 0,9 m

Jarak antara pusat tiang ketepi *poer* = 2.*D* = 2.0,3 = 0,6 m

$$Bg = Lg = (m-1).s + 2.\frac{D}{2} \quad \text{.......} \quad (3.8.19)$$

$$= (2-1).0,9 + 2.\frac{0,3}{2} = 1,2 \text{ m}$$

B = L = Bg + 2.(jarak tepi tiang ke tepi poer) .... (3.8.20)

= 1,2 + 2(2.D)

= 1,2 + 2(2.0,3) = 2,4 m

Jumlah kapasitas dukung individual tiang

$$\sum Q_{ui} = m.n.(9.Ap.Cu + \sum \alpha.Ap.Cu.L) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.21)$$

$$= 2.2.(9.0,3^2.250 + 898,44)$$

$$= 4303,76 \text{ kN} = 448,9052 \text{ ton}$$

Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$Q_u = Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2(Lg + Bg).Cu.L \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.22)$$

$$\frac{L}{Bg} = \frac{15}{1,05} = 14,2857$$

$$\frac{Lg}{Bg} = \frac{1,050}{1,05} = 1$$

Dari persamaan $\frac{L}{Bg}$ dan $\frac{Lg}{Bg}$ didapat Nc* = 9 Dari grafik Bradja M Das.

$$Qug = Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2.(Lg + Bg).Cu.L$$

$$=1,2.1,2\ .250.9+$$

$$2(((1,2+1,2).45.1)+((1,2+1,2)40.4)+((1,2+1,2)50.2)$$

$$+((1,2+1,2)82.3)+((1,2+1,2)95.3)+((1,2+1,2)250.2))\}$$

$$= 9351,8250 \text{ kN} = 953,2951 \text{ ton}$$

Qui = 448,9052 ton < Qug = 953,2951 ton

Qu dipakai terkecil = 448,9052 ton

Kontrol :

Beban kolom (P) = 322,9357 ton

$$Q\ all = \frac{Qu}{SF} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.23)$$

$$= \frac{448,9052}{3} = 149,6351 \text{ ton}$$

$Q\ all$ = 149,6351 ton < P = 322,9357 ton ....(Maka tidak aman)

Dengan cara coba-coba, maka digunakan 9 buah tiang dengan m = 3 tiang, dan n = 3 tiang.

Diketahui

$Qijin$ = 114,4286 ton/tiang

Dalam perencanaan dipakai :

Jarak antar pusat tiang (s) $= 3.D = 3.0,3$

$= 0,9$ m

Jarak antara pusat tiang ketepi poer $= 2.D = 2.0,3$

$= 0,6$ m

$$Bg = (m-1).s + 2.\frac{D}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.19)$$

$$= (3-1).0,9 + 2.\frac{0,3}{2} = 1,8 \text{ m}$$

Bg = Lg = 2,1 m

L = Lg + 2.(jarak tepi tiang ke tepi poer)........................(3.8.20)

= 1,8 + 2(2.0,3) = 3,3 m

B = L = 3,3 m

Jumlah kapasitas dukung individual tiang

$$\sum Qui = m.n.(9.Ap.Cu + \sum \alpha.Ap.Cu.L) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.21)$$

$= 3.3.(9.0,3^2.250 + 898,44)$

$= 9908,46$ kN

$= 1010,0367$ ton

Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$Qu \quad = Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2(Lg+Bg).Cu.L \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.22)$$

$$\frac{L}{Bg} = \frac{15}{1{,}8} = 8{,}333$$

$$\frac{Lg}{Bg} = \frac{1{,}8}{1{,}8} = 1$$

Didapat Nc* = 9 Dari grafik 7.15 Braja M Das

$$Qug = Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2.(Lg+Bg).Cu.L$$

$= 2{,}1.\ 2{,}1.250.9 +$

$2(((2{,}1+2{,}1).45.1)+((2{,}1+2{,}1)40.4)+((2{,}1+2{,}1)50.2)$

$+((2{,}1+2{,}1)82.3)+((2{,}1+2{,}1)95.3)+((2{,}1+2{,}1)250.2))\}$

$= 23664{,}9$ kN

$= 2412{,}3242$ ton

$Qui = 1010{,}0367$ ton $< Qug = 2412{,}3242$ ton

Qu dipakai terkecil = 1010,0367 ton

Kontrol :

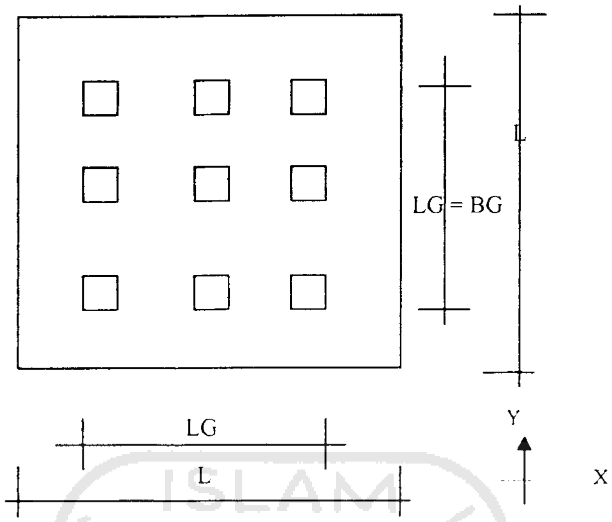
Beban kolom = P = 3167,9993 kN = 322,9357 ton

$$Q\ all = \frac{Qu}{SF} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.23)$$

$$= \frac{1010{,}0367}{3} = 336{,}6789 \text{ ton}$$

$Q\ all = 336{,}6789$ ton $>$ P = 322,9357 ton ....(Maka aman)

Berikut ini Gambar dimensi *pile cap* dengan 9 tiang dapat dilihat dalam Gambar 5.17 di bawah ini.



Gambar 5.17 Dimensi *Pile Cap* dengan 9 Tiang

5.3.5.3 Perencanaan *Pile Cap*

Dalam perencanaan pondasi *pile cap* dipergunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom.

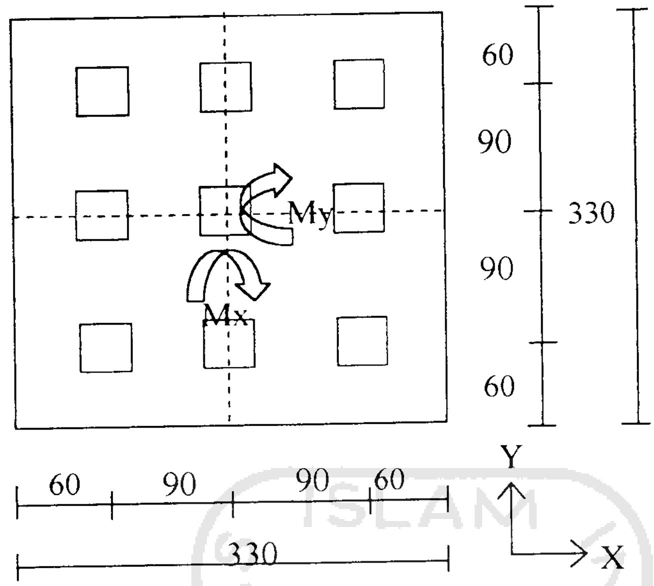
Kolom yang dipakai dalam analisis ini adalah kolom dengan beban bekerja paling besar. Untuk konfigurasi kelompok tiang pancang dapat dilihat dalam gambar 5.17, sedangkan Gambar 5.18 menyajikan tentang reaksi tiang pancang akibat beban aksial dan momen.

Besarnya gaya pada kolom tersebut adalah:

$P_{u,k}$ = 3167,9993 kN = 322,9357 ton

$M_{u,kY}$ = 264,0729 kN = 26,9187 ton

$M_{u,kX}$ = 101,9448 kN = 10,3919 ton



Gambar 5.18 Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang.

$$\sum X^2 = (3.0,45^2)+(3.1,35^2) = 6,0750 \text{ m}^2 \quad \ldots\ldots \quad (3.8.24)$$

$$\sum Y^2 = (3.0,45^2)+(3.1,35^2) = 6,0750 \text{ m}^2 \quad \ldots\ldots \quad (3.8.25)$$

Beban yang bekerja pada satu tiang

$$\sum P = \text{Pu,k} + \textit{Pile Cap} + \text{Tanah Urug} \quad \ldots\ldots \quad (3.8.27)$$

$$= 3167,9993 + (3,3.3,3.1.24) + \{[(3,3.3,3)-(1.1)]1.18,093\}$$

$$= 3613,5309 \text{ kN}$$

$$= 368,3518 \text{ ton}$$

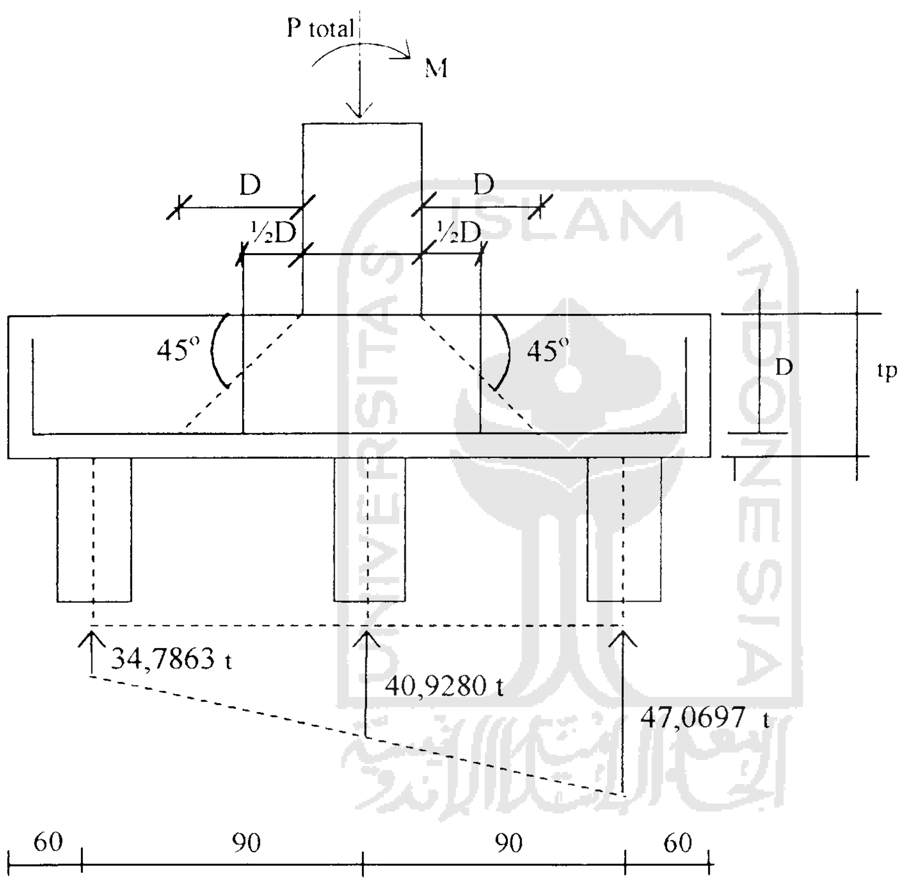
$$P\max = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{Mu,kX}{\sum X^2} \pm \frac{Mu,kY}{\sum Y^2} \quad \ldots\ldots \quad (3.8.26)$$

$$P\max = \frac{3613,5309}{9} + \frac{101,3919}{6,0750} + \frac{264,0729}{6,0750}$$

$$= 461,7533 \text{ kN} = 47,0697 \text{ ton}$$

$$P\min = \frac{3613{,}5309}{9} - \frac{101{,}3919}{6{,}0750} - \frac{264{,}0729}{6{,}0750}$$

$$= 341{,}2536 \text{ kN} = 34{,}7863 \text{ ton}$$



Gambar 5.19 Reaksi Tiang Pancang Akibat Beban Aksial dan Momen.

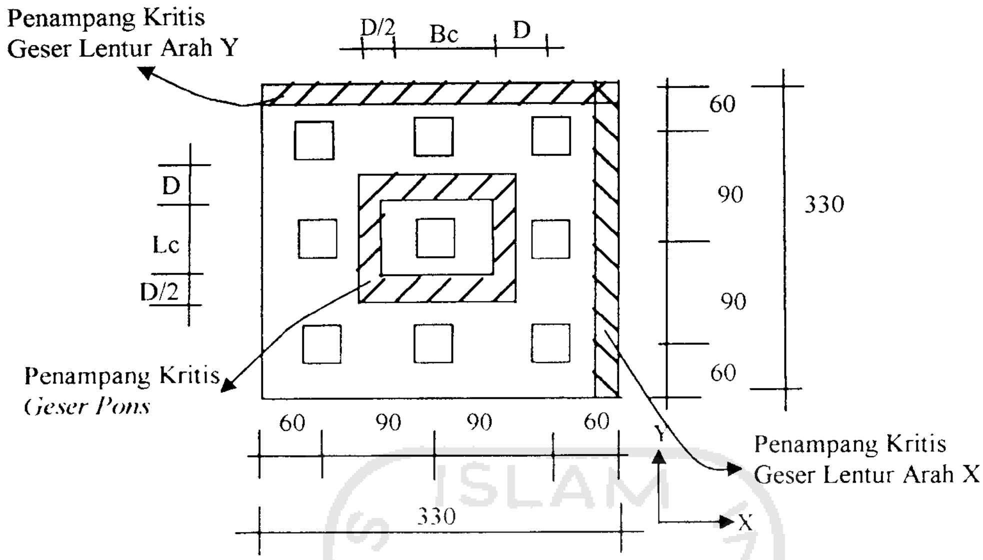
Perencanaan tebal *Pile Cap*

Untuk perencanaan penampang kritis *Pile Cap* akibat geser dalam Gambar 5.20.

Dicoba tebal *pile cap*, tp = 1000 mm

$D = tp\text{-}pb\text{-}\Phi\ tul$ .... (3.8.28)

$= 1000\text{-}75\text{-}19 = 906$ mm



Gambar 5.20 Penampang Kritis *Pile cap* akibat geser

Kontrol geser satu arah (geser lentur)

Arah X

V_u = $n.\ Pmax$ .... (3.8.29)

3. 461,7533 = 1385,2598 kN = 141,2090 ton

$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}.B.D$ .... (3.8.30)

$= \left(\frac{1}{6}\sqrt{25}.3300.906\right)10^{-3} =$ 2491,500 kN = 253,9755 ton

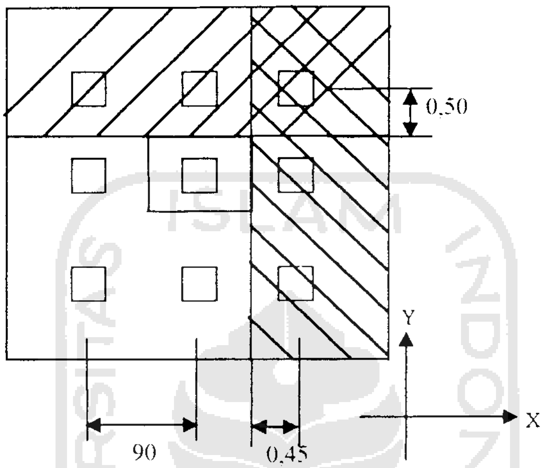
ϕV_c = 0,6. 2491,500 .... (3.8.31)

= 1494,900 kN > Vu = 1385,2598 kN

152,3853 ton > 141,2090 ton

Kontrol Geser Dua Arah *(Geser Pons)*

Geser *pons* akibat beban kolom tidak terjadi dikarenakan garis geser terletak diluar *poer*. Dapat dilihat dalam Gambar 5.21 berikut ini yaitu tentang penampang kritis *pile cap* akibat momen



Gambar 5.21 Penampang Kritis *Pile Cap* Akibat Momen

Momen Lentur pada Arah-X :

$M_{u,x}$ = 0,45.461,7533

= 207,7890 kN = 21,1813 ton

d = 1000 -75 -19 = 906 mm ; fc' = 25 MPa ; fy = 400 Mpa ... (3.8.37)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} \qquad \ldots \qquad (3.8.38)$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85.fc'}{fy}\beta\left(\frac{\varepsilon_c.E_s}{\varepsilon_c.E_s + f_y}\right) \qquad \ldots \qquad (3.8.39)$$

$$= \frac{0,85.25}{400}0,85\left(\frac{600}{600+400}\right) = 0,02709$$

$$\rho_{max} = 0{,}75.\rho_b = 0{,}75.0{,}02709 = 0{,}02032 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.40)$$

$$R_n = \frac{Mu/\phi}{b.d^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.41)$$

$$= \frac{207{,}1813.10^6/0{,}8}{1000.906^2} = 0{,}3164 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc'} = \frac{400}{0{,}85.25} = 18{,}8235 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.8.42)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.R_n.m}{fy}}\right) = \frac{1}{18{,}8235}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.0{,}3164.18{,}8235}{400}}\right)$$

$$= 0{,}00080 < \rho_{min}$$

$1{,}33\ \rho = 1{,}33.\ 0{,}00080 = 0{,}00110$

digunakan $\rho = 0{,}00110$

$$As_{perlu} = \rho.b.d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.44)$$

$$0{,}00110.1000.906 = 960{,}4310 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D_{19}, $A\Phi_{19} = 283{,}3850 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan :

$$s \le \frac{A_{\phi 19}.1000}{As_{perlu}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.45)$$

$$= \frac{283{,}3850.1000}{960{,}4310} = 295{,}0602 \text{ mm}$$

digunakan D19-290

$$As_{ada} = \frac{A\phi 19.b}{s} = \frac{283{,}3850.1000}{290}$$

$$= 977{,}1897 \text{ mm}^2 > As_{perlu} = 960{,}4310 \text{ mm}^2$$

Cek kapasitas lentur arah X:

$$a = \frac{As_{ada}.fy}{0{,}85.fc'.b} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.47)$$

$$= \frac{977{,}1897\ .400}{0{,}85.25.1000} = 18{,}3942\ \text{mm}$$

$$Mn = As_{ada}.fy.\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.48)$$

$$= 977{,}1897\ .400\left(906 - \frac{18{,}3942}{2}\right) = 350{,}5386\ \text{kNm}$$

$$\phi Mn = 0{,}8.\ 350{,}5386$$

$$= 280{,}4309\ \text{kNm} \geq M_{u,X} = 207{,}7890\ \text{kN}$$

$$28{,}5862\ \text{ton.m} \geq 21{,}1813\ \text{ton}$$

Momen Lentur Arah Y:

$$M_{u,Y} = 0{,}50\ .\ 461{,}7533$$

$$= 230{,}8766\ \text{kN} = 23{,}5348\ \text{ton}$$

d = 1000-75-19 = 906 mm ; fc' = 25 MPa ; fy = 400 Mpa ..... (3.8.37)

$$R_n = \frac{Mu/\phi}{b.d^2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.41)$$

$$= \frac{230{,}8766.10^6/0{,}8}{1000.906^2} = 0{,}35159\ \text{Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n.m}{fy}}\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8.43)$$

$$= \frac{1}{18{,}8235}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.0{,}35159.18{,}8235}{400}}\right)$$

$$= 0{,}00089 < \rho_{min} = 0{,}0035$$

$1{,}33\ \rho = 1{,}33.\ 0{,}00089 = 0{,}00118$

digunakan $\rho = 0{,}00118$

$$As_{perlu} = \rho.b.d \quad \text{..........} \quad (3.8.44)$$

$$= 0{,}00118.1000.906 = 1068{,}0501\ \text{mm}^2$$

digunakan tulangan D_{19}, $A\Phi_{19} = 283{,}3850\ \text{mm}^2$

jarak antar tulangan :

$$S \le \frac{A_{\phi 19}.1000}{As_{perlu}} \quad \text{..........} \quad (3.8.45)$$

$$= \frac{283{,}3850.1000}{1068{,}0501} = 265{,}3293\ \text{mm}$$

digunakan D19-260

$$As_{ada} = \frac{A_{\phi 19}.b}{s} \quad \text{..........} \quad (3.8.46)$$

$$= \frac{283{,}3850.1000}{260} = 1089{,}9423\ \text{mm}^2 > As_{perlu} = 1068{,}0501\ \text{mm}^2$$

cek kapasitas lentur arah Y:

$$a = \frac{As_{ada}.fy}{0{,}85.fc'.b} \quad \text{..........} \quad (3.8.47)$$

$$= \frac{1089{,}9423.400}{0{,}85.25.1000} = 20{,}5166\ \text{mm}$$

$$Mn = As_{ada}.fy.\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{..........} \quad (3.8.48)$$

$$= 1089{,}9423.400\left(906 - \frac{20{,}5166}{2}\right) = 390{,}5227\ \text{kNm}$$

$\phi Mn = 0{,}8.\ 390{,}5227$

$= 312{,}4182\ \text{kNm} \quad \geq M_{u,Y} = 230{,}8766\ \text{kN}$

$31{,}8806\ \text{ton.m} \quad \geq \quad 23{,}5348\ \text{ton}$