

BAB VII

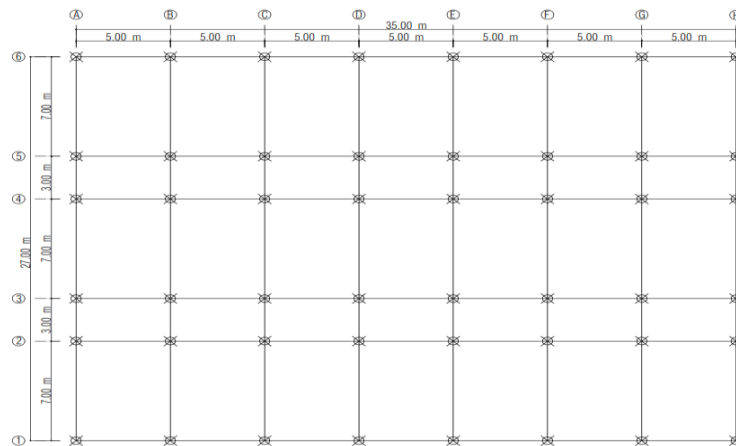
PERENCANAAN PONDASI

7.1. Umum

Dalam perencanaan sebuah konstruksi, setelah merencanakan struktur atas, selanjutnya dilakukan sebuah perencanaan struktur bawah yang meliputi *Sloof*, *Pile Cap* dan juga pondasi pada perencanaan gedung “Hotel Dracarys” ini menggunakan pondasi tiang pancang dengan bahan utama beton bertulang. Dalam perencanaan sebuah struktur bawah ini dilakukan perhitungan struktur atas dengan benar agar struktur bawah dapat direncanakan dengan baik sehingga gedung “Hotel Dracarys” ini dapat berdiri dengan kokoh dan layak dihuni bagi pengguna gedung “Hotel Dracarys”.

7.2. Beban Aksial Pondasi

Pemodelan struktur pada sebelumnya yang akan digunakan dalam perhitungan sebagai pembebanan pada pondasi agar memperoleh reaksi perletakan dengan bantuan program bantu komputer SAP2000. Titik – titik perletakan pondasi dapat dilihat pada Gambar 7.1 dibawah ini , beserta hasil reaksi perletakan tersebut dapat dilihat pada Tabel 7.1 yang diambil adalah reaksi beban yang terbesar dari hasil *Out-put* SAP2000.



Gambar 7. 1 Titik – titik perletakan pondasi

(Sumber : Program Bantu Komputer)

7.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Dalam perencanaan struktur bawah Hotel Dracarys pada tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang. Perencanaan yang meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang, kontrol tegangan maksimum pada tiang pancang kelompok

Pada perencanaan pondasi tiang pancang ini digunakan tiang pancang dengan tipe *square piles* dengan dimensi 600 mm. Menggunakan tiang pancang dengan tipe ini dengan dikarenakan :

A. Kapasitas Beban Lebih Tinggi

Beton sangat tinggi yang digunakan dalam tumpukan ini membuat tumpukan yang dihasilkan dapat menerima beban yang lebih tinggi.

B. Daya Dukung Tanah Lebih Lama

Dalam sebuah beton yang kompak dan seragam dapat dibuat menghasilkan perlindungan korosi pada tulangan.

C. Ketahanan Beban Lateral yang Lebih Tinggi

Kawat penguat dan prategang dapat disesuaikan untuk menerima momen lentur desain dan beban lateral yang diperlukan

7.4. Spesifikasi Tiang Pancang

Perencanaan pondasi gedung Hotel Dracarys ini menggunakan tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut :

✚ Dimensi Tiang	: 600 mm
✚ Kelas	: A
✚ Luas Penampang	: $2826 \text{ cm}^2 = 28260 \text{ mm}^2$
✚ Berat Tiang	: 393 kg/m
✚ Momen Retak	: 10,25 ton.m
✚ Momen Ultimit	: 15,75 ton.m
✚ Kuat Beton	: 252,70 ton $P_{\text{bahan}} = 252,70 \text{ ton}$

Produk dari PT. Wijaya Karya Beton ini mempunyai P_{bahan} beton *precast* sebesar 252,70 Ton. Panjang tiang pancang yang direncanakan adalah 15 meter dengan besar daya dukung

tanah pada kedalaman tersebut, kemudian dikontrol harus lebih kecil dari P_{bahan} beton *precast*.

Periksa kekuatan berdasarkan kekuatan bahan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A &= \text{luas penampang tiang pancang (mm}^2\text{)} \\ &= 0,7 \times A \times f_c' = 0,7 \times 28260 \times 52 \\ &= 1028664 \text{ N} = 1028,66 \text{ Ton} \end{aligned}$$

7.4.1. Daya Dukung Tiang

Dalam daya dukung tiang dalam perencanaan pondasi guna untuk kemampuan suatu tiang mendukung beban dari struktur yang berada di atasnya. Dalam analisis daya dukung tiang memerlukan data tanah meliputi data *Standard Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration Test* (CPT). Dalam perencanaan ini menggunakan *Standard Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration Test* (CPT) diambil nilai yang terkecil guna untuk mengetahui kebutuhan tiang pancang, maka menggunakan persamaan berikut :

$$\text{Data SPT} \rightarrow P_{\text{tiang}} = \frac{40 \cdot N\text{-SPT} \cdot A}{3}$$

$$\text{CPT} = P_{\text{tiang}} = \frac{\text{Conus} \cdot A}{3}$$

Dimana :

Standard Penetration Test (SPT)

$$N\text{-SPT} = 60 \text{ (data } \textit{Standard Penetration Test} \text{ (SPT) pada kedalaman 15 m)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 \\ &= 0,282 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Data SPT} \rightarrow P_{\text{tiang}} &= \frac{40 \cdot N\text{-SPT} \cdot A}{3} \\ &= \frac{40 \cdot 60 \cdot 0,282}{3} = 226,08 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimana :

$$Conus = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (data Cone Penetration Test (CPT))}$$

$$CPT = P_{\text{tiang}} = \frac{Conus \cdot A}{3}$$

$$A = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 60^2$$

$$= 2826 \text{ cm}^2$$

$$CPT = P_{\text{tiang}} = \frac{Conus \cdot A}{3}$$

$$= \frac{250 \cdot 2826}{3} = 235,5 \text{ ton}$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, daya dukung tiang diatas didapat dengan diambil dari nilai yang terkecil yaitu $SPT = P_{\text{tiang}} = 226,08 \text{ ton}$

Keterangan :

K = keliling tiang pancang (cm)

Cn = tekanan konus rata – rata

JHP = Jumlah Hambatan Pelekat (kg/cm^2)

$\sum Cn$ = tekanan konus rata – rata akibat keruntuhan

n1 = angka keamanan (3)

n2 = angka keamanan (5)

Berat tiang pancang :

$$\text{Berat sendiri tiang} = 393 \text{ kg/m} \times 15 \text{ m} = 5895 \text{ kg} = 5,89 \text{ ton}$$

Beban ijin tiang yang diperkenankan pada tiang tersebut

$$P_{\text{ijin tiang}} = P_{\text{tiang}} - \text{Berat Sendiri tiang}$$

$$= 226,08 - 5,89 = 220,19 \text{ ton} < P_{\text{bahan}} = 220,19 \text{ (OK)}$$

Diperoleh daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan kekuatan bahan beton lebih besar dibandingkan dengan daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan kekuatan tanah, maka kekuatan ijin tiang digunakan daya dukung pondasi tiang berdasarkan pada kekuatan tanah.

7.4.2. Rencana Kebutuhan Tiang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang akan dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Hasil dari perhitungan untuk jumlah tiang pancang sebagai berikut :

$$N_u = 837,09 \text{ Ton.m}$$

$$M_x = 50,33 \text{ Ton.m}$$

$$M_y = 40,51 \text{ Ton.m}$$

Perhitungan Pembanan :

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang

$$\text{Beban sendiri Pile cap} = 4,80 \times 4,80 \times 1,2 \times 2400 = 66355,2 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Tiang pancang} = 393 \text{ kg/m} \times 15 \text{ m} = 5895 \text{ kg}$$

$$\text{Beban aksial kolom (Nu)} = 837090 \text{ kg}$$

$$\text{Berat Sloof} = 0,5 \times 0,7 \times 7 \times 2400 = 5880 \text{ kg}$$

$$\text{Berat Sloof} = 0,4 \times 0,7 \times 5 \times 2400 = 3360 \text{ kg}$$

$$\Sigma P = 918580 \text{ kg}$$

Kebutuhan tiang pancang :

Kebutuhan tiang pancang dalam satu kolom dapat diketahui dengan membagi berat total beban dengan daya dukung ijin satu tiang. Berikut merupakan jumlah kebutuhan tiang pancang untuk satu kelompok:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin \text{ tiang}}} = \frac{918,58}{0,7 \times 220,19} = 6 \text{ tiang pancang , maka direncanakan menggunakan 7 tiang}$$

Menggunakan 8 buah tiang pancang dengan ukuran 500 x 500 mm dengan antisipasinya keamaan pada kekuatan struktur Beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan berat tiap kolom yang dipikul. Jarak tiang pancang direncanakan dihitung dengan menggunakan perumusan sebagai berikut ;

Jarak Antar Tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 \cdot 60 \leq S \leq 3 \cdot 60$$

$$150 \leq l \leq 180$$

Diambil jarak antar tiang (S) = 150 cm

✚ **Jarak Tepi Tiang**

$$1,5D \leq S \leq 2D$$

$$1,5 \cdot 60 \leq S \leq 2 \cdot 60$$

$$90 \leq S \leq 120$$

Diambil jarak tepi tiang (S) = 90 cm

Berdasarkan dari hasil jumlah tiang pancang maka diperoleh ukuran Pile cap sehingga terdapat 3 tipe pondasi, yaitu pada Gambar 7.1, Gambar 7.2 dan Gambar 7.3.

7.4.3. Daya Dukung Tiang Kelompok

Tiang pancang yang bekerja dalam kelompok kekuatannya akan terkoreksi sehingga tidak akan sebesar tiang pancang yang bekerja sendirian. Sehingga efisiensi bisa dihitung dengan rumusan sebagai berikut :

Dimana :

m = jumlah pancang arah y

n = jumlah pancang arah x

$$\theta = \text{arc tg } D/S = \text{arc tg } 50/125 = 21,801$$

Sehingga efisiensi tiang pancang dalam kelompok

$$efisiensi(E_s) = 1 - \text{arc} \cdot \text{tg} \frac{D}{S} \times \frac{m(n-1) + n(m-1)}{90mn}$$

Contoh perhitungan nilai efisiensi, dimana :

Jumlah baris tiang (m) = 3

Jumlah kolom tiang (n) = 2

Maka nilai efisiensi tiang kelompok pada titik A6 ialah :

$$efisiensi(E_s) = 1 - \text{arc} \cdot \text{tg} \frac{D}{S} \times \frac{M(n-1) + n(m-1)}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$= 1 - \text{arc} \cdot \text{tg} \frac{60}{125} \times \frac{3(2-1) + 2(3-1)}{90 \cdot 3 \cdot 2}$$

$$= 0,717$$

Sehingga besarnya nilai daya dukung tiang kelompok dapat dihitung :

$$P_{\text{ijin grup}} = P_{\text{ijin tiang bersih}} \cdot E_g$$

$$= 220,19 \cdot 0,717$$

$$= 157,96 \text{ Ton}$$

$$\sum P_{\text{ijin grub}} = P_{\text{ijin grub}} \cdot 7$$

$$= 157,96 \text{ Ton} \cdot 7 = 1105,72 \text{ Ton}$$

7.4.4. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada suatu tiang pancang dalam kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang tersebut. untuk menghitung besarnya gaya maksimum pada tiang dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{max}} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot X_{\text{max}}}{\sum x^2} + \frac{M_y \cdot Y_{\text{max}}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Dimana :

P_{max} = Beban maksimum tiang pancang

$\sum P$ = Jumlah total beban normal

n = jumlah tiang pancang rencana

M_x = Momen yang terjadi pada bidang tegak lurus sumbu (x)

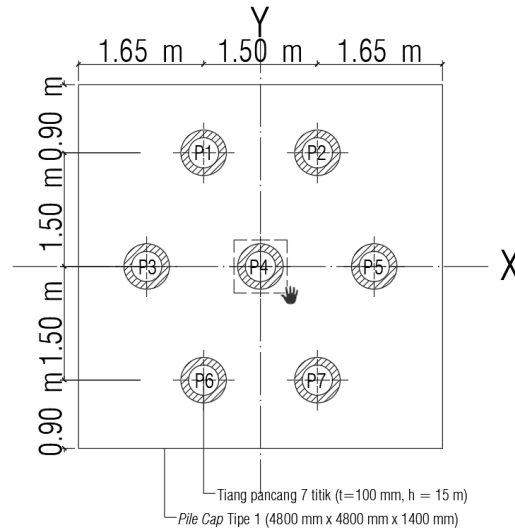
M_y = Momen yang terjadi pada bidang tegak lurus sumbu (y)

X_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat X

Σy^2 = Jumlah kuadrat Y



Gambar 7. 2 Pile Cap Tipe 1

Contoh Perhitungan dari Gambar 7.3 sebagai berikut :

$$X_{maks} = 1,5$$

$$Y_{maks} = 1,5$$

$$\Sigma x^2 = 3 \times 1,25 = 4,25 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 2 \times 1,25 = 3 \text{ m}^2$$

$$n = 7 \text{ titik}$$

Maka, pada 1 tiang pancang kelompok, beban yang bekerja berdasarkan jarak pancang ke sumbu netral :

$$P1 = \frac{918,58}{7} + \frac{44,51 \times 1,5}{3} - \frac{50,33 \times 1,5}{4,25} = 133,96 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{918,58}{7} + \frac{44,51 \times 1,5}{3} + \frac{50,33 \times 1,5}{4,25} = 150,74 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{918,58}{7} - \frac{44,51}{3} - \frac{50,33 \times 1,5}{4,25} = 99,61 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{918,58}{7} = 131,23 \text{ ton}$$

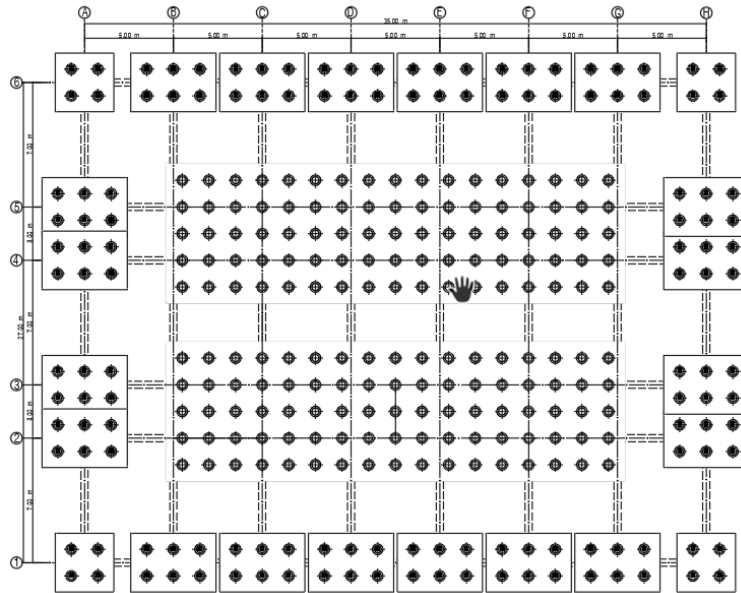
$$P5 = \frac{918,58}{7} - \frac{44,51}{3} + \frac{50,33 \times 1,5}{4,25} = 133,17 \text{ ton}$$

$$P6 = \frac{918,58}{7} - \frac{44,51 \times 1,5}{3} - \frac{50,33 \times 1,5}{4,25} = 111,71 \text{ ton}$$

$$P7 = \frac{918,58}{7} - \frac{44,51 \times 1,5}{3} + \frac{50,33 \times 1,5}{4,7} = 128,49 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas, diperoleh :

$$P_2 = 150,74 \text{ ton} < P_{\text{ijin grub}} = 157,96 \text{ ton (OK)}$$



Gambar 7. 3 Denah Rencana Pondasi

Tabel 7. 1 Nilai Beban Aksial

Titik	Beban (P)
	(Ton)
A1	438,73
A2	580,85
A3	580,49
A4	580,49
A5	580,85
A6	438,73
B1	650,12
B2	815,54
B3	817,28
B4	817,28
B5	815,54
B6	650,12

Titik	Beban (P)
	(Ton)
E1	658,56
E2	833,86
E3	837,09
E4	837,09
E5	833,86
E6	658,56
F1	657,92
F2	832,40
F3	835,60
F4	835,60
F5	832,40
F6	657,92

C1	657,92
C2	832,40
C3	835,60
C4	835,60
C5	832,40
C6	657,92
D1	658,56
D2	833,86
D3	837,09
D4	837,09
D5	833,86
D6	658,56

G1	650,12
G2	815,54
G3	817,28
G4	817,28
G5	815,54
G6	650,12
H1	438,73
H2	580,85
H3	580,49
H4	580,49
H5	580,85
H6	438,73

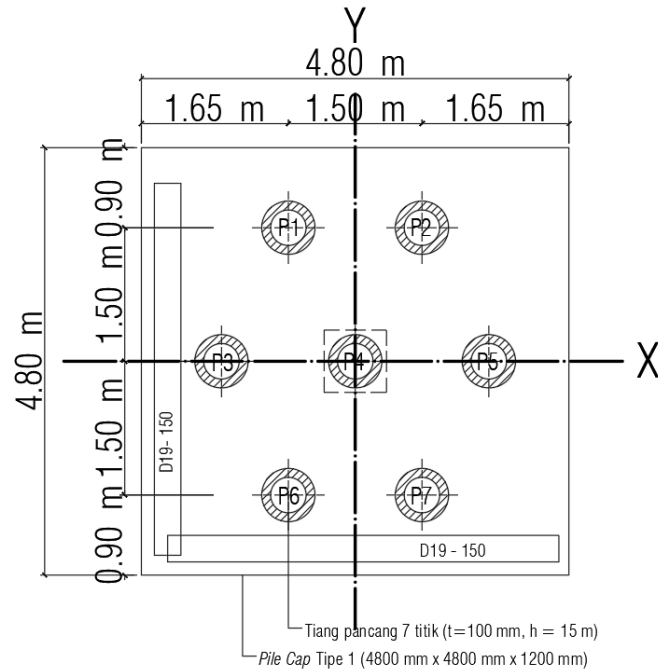
Tabel 7. 2 Hasil Kontrol Pmax Satu Tiang Pancang pada Satu Kelompok Tiang

TITIK	JUMLAH TIANG	P	Mx	My	Pmax	Σ Pijin	Kontrol
		Ton	Ton.m	Ton.m	Ton	Ton	
					1	2	
E3	7	837,09	50,33	44,51	150,74	157,96	OK
D1	6	658,56	48,11	42,87	148,07	157,96	OK
H1	4	438,73	45,09	43,28	152,06	166,85	OK

7.5. Perencanaan *Pile Cap*

7.5.1. Perencanaan *Pile cap* Tipe 1

Adapun data perencanaan yang digunakan untuk perhitungan penulangan *pile cap* tipe 1 dengan jumlah 7 titik adalah sebagai berikut :



Gambar 7. 4 Pile Cap Tipe 1 (PC-1)

Mutu beton f_c'	= 40 MPa
Mutu tulangan	= 420 Mpa
Lebar (b)	= 4800 mm
Panjang (h)	= 4800 mm
Tebal (t)	= 1200 mm
Dimensi Kolom	= 900 x 900 mm
Dimensi Tiang Pancang	= 600 mm
Diameter Tulangan	= D19 mm
Tebal selimut (t_s)	= 75 mm
Rasio sisi panjang dan pendek kolom	
β	= $\frac{900}{900} = 1$

$$\text{Tinggi efektif arah (dx)} = 900 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 815,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif arah (dy)} = 900 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 796,5 \text{ mm}$$

✚ Kontrol Tebal *Pile Cap*

Untuk kontrol ketebalan *pile cap* digunakan cara *trial and error*. Sebagai contoh

Perhitungan pada Pilecap tipe 1 sebagai berikut :

$$\text{Beban aksial (P)} = 759395 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ Mpa} = 407,88 \text{ kg/cm}^2$$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65\sqrt{407,88}$$

$$\sigma_{pons} = 12,118 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{2x \cdot (b+h) \cdot h}$$

Dicoba tebal pile cap, h = 100 cm

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5 \cdot 759395}{4 \cdot x \cdot (90+120) \cdot x \cdot 120}$$

$$12,118 \geq 11,301 \quad \text{(OK)}$$

Jadi ketebalan pile cap digunakan 120 cm

✚ Kontrol Geser Pondasi

Perencanaan pad tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis adalah pada daerah di bawah kolom, keliling penampang kritis dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} bo &= \text{keliling penampang kritis pile cap} \\ &= 2(bc + dx) + 2(h + dx) \\ &= 2(900 + 815,5) + 2(900 + 815,5) \\ &= 6862 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 22.6.5.2 untuk komponen dua arah nonprategang,

V_c diambil nilai terkecil dari persamaan berikut :

$$\begin{aligned} - V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \\ &= 0,33 \cdot 1 \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \end{aligned}$$

$$= 37295361,78 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} - V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 57638286,38 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_c &= 0,083 \left(\frac{a_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0,083 \left(\frac{20 \cdot 815,5}{6862} + 2 \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 41056454,22 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil nilai terkecil yaitu $V_c = 37295361,78 \text{ N} = 3729,54 \text{ ton}$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan, titik yang memiliki beban terbesar .

Berat tiang pancang = $A_p \cdot \gamma$ beton bertulang x L

Dimana :

$$\begin{aligned} A_p &= \text{Luas penampang tiang} \\ &= D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,282 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= \text{Panjang tiang} \\ &= 15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang pancang} &= A_p \cdot \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\ &= 0,282 \cdot 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 15 \\ &= 10,17 \text{ ton} \end{aligned}$$

Maka untuk $\sum P_{u\text{tiang}}$ adalah :

Berat pada tiang pancang sendiri	= 10,17 ton
Berat aksial pada kolom	= 837,09 ton
Beban sendiri pile cap	= 69,12 ton

$$\sum P_{u_{tiang}} = 916,38 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq \sum P_{u_{tiang}}$$

$$0,75 (3729,54) \geq 916,38$$

$$2797,15 \text{ ton} \geq 933,55 \text{ ton} \quad \text{(OK)}$$

7.5.1.1. Penulangan Pile Cap

✚ Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan Tabel 8.6.1.1 SNI 2847 – 2019 rasio tulangan minimum pelat dua arah nonprategang dengan $f_y \geq 420$ Mpa ditentukan sebagai berikut :

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = \frac{0,0018 \times 420}{420} = 0,0018$$

Rasio maksimum dihitung berdasarkan persamaan berikut :

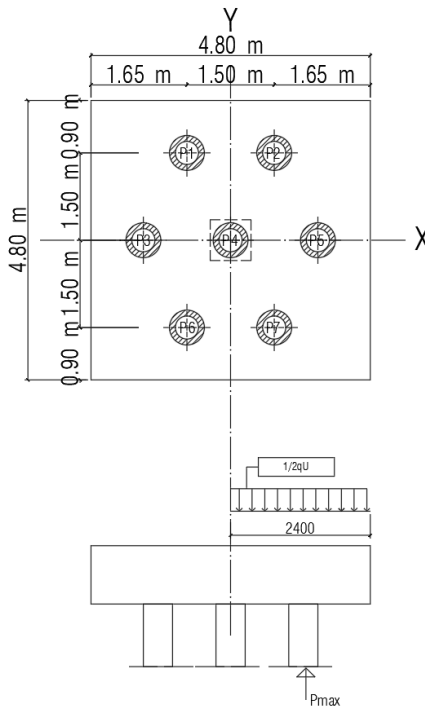
$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Dimana nilai β_1 untuk $28 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ Mpa}$ berdasarkan SNI 2847 – 2019 Tabel 22.2.2.4.3 dihitung sebagai sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \cdot \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0,027$$



Gambar 7.5 Statika Pile Cap Tipe 1 (PC – 1)

❖ **Penulangan Arah X**

Momen yang terjadi

Panjang pile cap 4,80 m = 4800 mm

Lebar pile cap 4,80 m = 4800 mm

$$qu = b \cdot t \cdot \gamma \text{ beton}$$

$$= 4,8 \cdot 1,2 \cdot 2,4 = 13,82 \text{ ton/m}$$

P_{max} PC – 1 = 150,74 Ton

$$Mu = (P_{max} \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot qu \cdot t^2\right)$$

$$= (150,74 \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot 13,82 \cdot 2,4^2\right)$$

$$= 640170815,85 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{640170815,85}{0,8} = 800213519,82 \text{ Nmm}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mn \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{800213519,82}{4800 \cdot 815,5^2} = 0,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,35 \cdot 0,25}{420}} \right) = 0,0006$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0,0006 \leq 0,0018 \leq 0,027$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$, maka yang digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$

Tulangan Perlu :

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 4800 \cdot 815,5 = 7045,92 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai :

Direncanakan tulangan D19 – 150 mm

$$AS_{\text{pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{4800}{150} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 = 9068,32 \text{ mm}^2$$

$$AS_{\text{perlu}} \leq AS_{\text{pakai}} = 7045,92 \text{ mm}^2 \leq 9068,32 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

❖ **Penulangan Arah Y**

Momen yang terjadi

$$\text{Panjang pile cap } 4,80 \text{ m} = 4800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pile cap } 4,80 \text{ m} = 4800 \text{ mm}$$

$$qu = b \cdot t \cdot \gamma \text{ beton}$$

$$= 4,8 \cdot 1,2 \cdot 2,4 = 13,82 \text{ ton/m}$$

$$P_{\max} \text{ PC} - 1 = 150,74 \text{ Ton}$$

$$Mu = (P_{\max} \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot qu \cdot t^2 \right)$$

$$= (150,74 \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot 13,82 \cdot 2,4^2 \right)$$

$$= 640170815,85 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{640170815,85}{0,8} = 800213519,82 \text{ Nmm}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mn \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{800213519,82}{4800 \cdot 815,5^2} = 0,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,35 \cdot 0,25}{420}} \right) = 0,0006$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0,0006 \leq 0,0018 \leq 0,027$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$, maka yang digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$

Tulangan Perlu :

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 4800 \cdot 815,5 = 7045,92 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai :

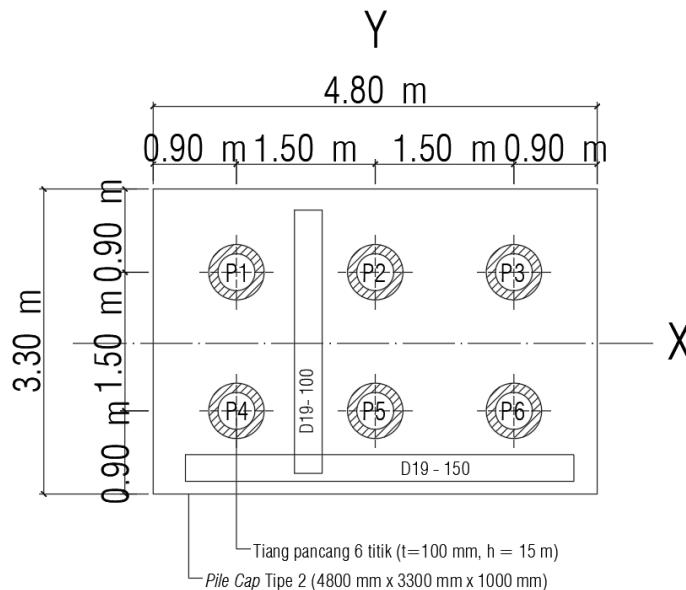
Direncanakan tulangan D19 – 150 mm

$$AS_{\text{pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{4800}{150} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 = 9068,32 \text{ mm}^2$$

$$AS_{\text{perlu}} \leq AS_{\text{pakai}} = 7045,92 \text{ mm}^2 \leq 9068,32 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

7.5.2. Perencanaan *Pile cap* Tipe 2

Adapun data perencanaan yang digunakan untuk perhitungan penulangan *pile cap* tipe 2 dengan jumlah 6 titik adalah sebagai berikut :



Gambar 7. 6 Pile Cap Tipe 2 (PC-2)

Mutu beton f_c'	= 40 MPa
Mutu tulangan	= 420 Mpa
Lebar (b)	= 4800 mm
Panjang (h)	= 3300 mm
Tebal (t)	= 1000 mm
Dimensi Kolom	= 900 x 900 mm
Dimensi Tiang Pancang	= 600 mm
Diameter Tulangan	= D19 mm
Tebal selimut (ts)	= 75 mm
Rasio sisi panjang dan pendek kolom	
β	$= \frac{900}{900} = 1$
Tinggi efektif arah (dx)	$= 900 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 815,5$ mm
Tinggi efektif arah (dy)	$= 900 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 796,5$ mm

✚ Kontrol Tebal *Pile Cap*

Untuk kontrol ketebalan *pile cap* digunakan cara *trial and error*. Sebagai contoh Perhitungan pada Pilecap tipe 2 sebagai berikut :

Beban aksial (P)	= 597436 kg
Mutu beton	= 40 Mpa = 407,88 kg/cm ²

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_b k} = 0,65\sqrt{407,88}$$

$$\sigma_{pons} = 12,118 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{2x \cdot (b+h) \cdot h}$$

Dicoba tebal pile cap, h = 100 cm

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5 \cdot 597436}{4 \cdot x \cdot (90+100) \cdot x \cdot 100}$$

$$12,118 \geq 11,791 \quad \text{(OK)}$$

Jadi ketebalan pile cap digunakan 100 cm

✚ Kontrol Geser Pondasi

Perencanaan pad tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis adalah pada daerah di bawah kolom, keliling penampang kritis dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}bo &= \text{keliling penampang kritis pile cap} \\ &= 2(bc + dx) + 2(h + dx) \\ &= 2(900 + 815,5) + 2(900 + 815,5) \\ &= 6862 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 22.6.5.2 untuk komponen dua arah nonprategang, V_c diambil nilai terkecil dari persamaan berikut :

$$\begin{aligned}- V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d \\ &= 0,33 \cdot 1 \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 37295361,78 \text{ N} \\ - V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 57638286,38 \text{ N} \\ - V_c &= 0,083 \left(\frac{as \cdot d}{bo} + 2\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d \\ &= 0,083 \left(\frac{20 \cdot 815,5}{6862} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 41056454,22 \text{ N}\end{aligned}$$

Diambil nilai terkecil yaitu $V_c = 37295361,78 \text{ N} = 3729,54 \text{ ton}$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan, titik yang memiliki beban terbesar .

Berat tiang pancang = $A_p \cdot \gamma$ beton bertulang x L

Dimana :

$$\begin{aligned}A_p &= \text{Luas penampang tiang} \\ &= D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,282\end{aligned}$$

L = Panjang tiang

$$= 15 \text{ m}$$

Berat tiang pancang = $A_p \cdot \gamma$ beton bertulang x L

$$= 0,282 \cdot 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 15$$

$$= 10,17 \text{ ton}$$

Maka untuk $\sum P_{u\text{tiang}}$ adalah :

Berat pada tiang pancang sendiri = 10,17 ton

Berat aksial pada kolom = 658,56 ton

Beban sendiri pile cap = 39,60 ton

$$\sum P_{u\text{tiang}} = 708,33 \text{ ton} \quad +$$

$$\phi V_c \geq \sum P_{u\text{tiang}}$$

$$0,75 (3729,54) \geq 708,33$$

$$2797,15 \text{ ton} \geq 708,33 \text{ ton} \quad \text{(OK)}$$

7.5.2.1. Penulangan Pile Cap

Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan Tabel 8.6.1.1 SNI 2847 – 2019 rasio tulangan minimum pelat dua arah nonprategang dengan $f_y \geq 420$ Mpa ditentukan sebagai berikut :

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = \frac{0,0018 \times 420}{420} = 0,0018$$

Rasio maksimum dihitung berdasarkan persamaan berikut :

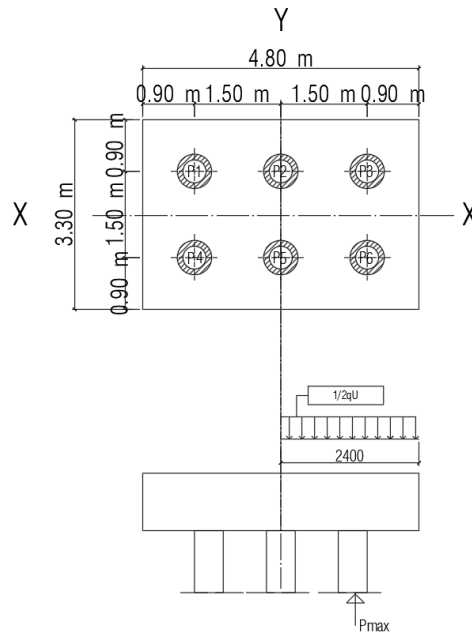
$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Dimana nilai β_1 untuk $28 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ Mpa}$ berdasarkan SNI 2847 – 2019 Tabel 22.2.2.4.3 dihitung sebagai sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \cdot \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0,027$$



Gambar 7. 7 Statika Pile Cap Tipe 2 (PC – 2)

❖ **Penulangan Arah X**

Momen yang terjadi

Panjang pile cap 3,30 m = 3300 mm

Lebar pile cap 4,80 m = 4800 mm

$$qu = b \cdot t \cdot \gamma \text{ beton}$$

$$= 4,8 \cdot 1,24 = 11,52 \text{ ton/m}$$

$$P_{\max} \text{ PC} - 1 = 148,07 \text{ Ton}$$

$$Mu = (P_{\max} \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot qu \cdot t^2\right)$$

$$= (148,07 \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot 11,52 \cdot 2,4^2\right)$$

$$= 698619665,88 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{698619665,88}{0,8} = 873274582,35 \text{ Nmm}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mn \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{873274582,35}{4800 \cdot 815,5^2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,35 \cdot 0,40}{420}} \right) = 0,0010$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0,0010 \leq 0,0018 \leq 0,027$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$, maka yang digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$

Tulangan Perlu :

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 4800 \cdot 815,5 = 7045,92 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai :

Direncanakan tulangan D19 – 150 mm

$$AS_{\text{pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{4800}{150} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 = 9068,32 \text{ mm}^2$$

$$AS_{\text{perlu}} \leq AS_{\text{pakai}} = 7045,92 \text{ mm}^2 \leq 9068,32 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

❖ **Penulangan Arah Y**

Momen yang terjadi

$$\text{Panjang pile cap } 4,80 \text{ m} = 4800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pile cap } 3,30 \text{ m} = 3300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} qu &= b \cdot t \cdot \gamma \text{ beton} \\ &= 3,3 \cdot 1 \cdot 2,4 = 7,92 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$P_{\max} \text{ PC} - 1 = 148,07 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} Mu &= (P_{\max} \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot qu \cdot t^2 \right) \\ &= (148,07 \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot 7,92 \cdot 2,4^2 \right) \\ &= 820630082,52 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{820630082,52}{0,8} = 1025787603,15 \text{ Nmm}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mn \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{1025787603,15}{3300 \cdot 815,5^2} = 0,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,35 \cdot 0,25}{420}} \right) = 0,0011$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0,0011 \leq 0,0018 \leq 0,027$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$, maka yang digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$

Tulangan Perlu :

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 3300 \cdot 815,5 = 4844,07 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai :

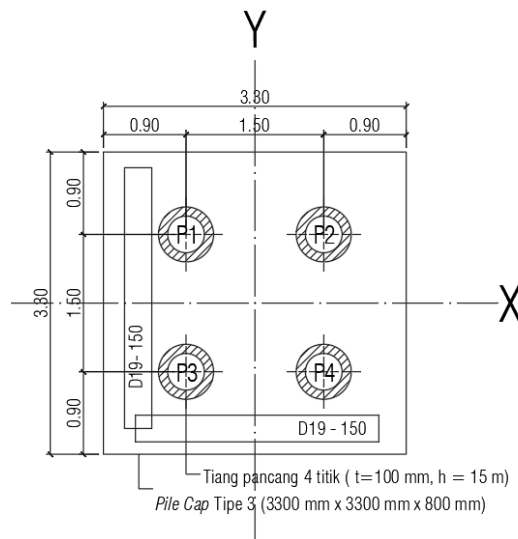
Direncanakan tulangan D19 – 100 mm

$$AS_{\text{pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{3300}{100} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 = 9351,71 \text{ mm}^2$$

$$AS_{\text{perlu}} \leq AS_{\text{pakai}} = 4844,07 \text{ mm}^2 \leq 9351,71 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

7.5.3. Perencanaan *Pile cap* Tipe 3

Adapun data perencanaan yang digunakan untuk perhitungan penulangan *pile cap* tipe 2 dengan jumlah 4 titik adalah sebagai berikut :



Gambar 7. 8 Pile Cap Tipe 3 (PC-3)

Mutu beton f_c'	= 40 MPa
Mutu tulangan	= 420 Mpa
Lebar (b)	= 3300 mm
Panjang (h)	= 3300 mm
Tebal (t)	= 800 mm
Dimensi Kolom	= 900 x 900 mm
Dimensi Tiang Pancang	= 600 mm
Diameter Tulangan	= D19 mm
Tebal selimut (ts)	= 75 mm
Rasio sisi panjang dan pendek kolom	
β	$= \frac{900}{900} = 1$
Tinggi efektif arah (dx)	$= 900 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 815,5$ mm
Tinggi efektif arah (dy)	$= 900 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 796,5$ mm

✚ Kontrol Tebal *Pile Cap*

Untuk kontrol ketebalan *pile cap* digunakan cara *trial and error*. Sebagai contoh Perhitungan pada Pilecap tipe 3 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Beban aksial (P)} &= 398009 \text{ kg} \\ \text{Mutu beton} &= 40 \text{ Mpa} = 407,88 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_b k} = 0,65\sqrt{407,88}$$

$$\sigma_{pons} = 12,118 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{2x \cdot (b+h) \cdot h}$$

Dicoba tebal pile cap, h = 80 cm

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5 \cdot 398009}{4 \cdot x \cdot (90+80) \cdot x \cdot 1800}$$

$$12,118 \geq 10,118 \quad \text{(OK)}$$

Jadi ketebalan pile cap digunakan 80 cm

✚ Kontrol Geser Pondasi

Perencanaan pad tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis adalah pada daerah di bawah kolom, keliling penampang kritis dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}bo &= \text{keliling penampang kritis pile cap} \\ &= 2(bc + dx) + 2(h + dx) \\ &= 2(900 + 815,5) + 2(900 + 815,5) \\ &= 6862 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 22.6.5.2 untuk komponen dua arah nonprategang, V_c diambil nilai terkecil dari persamaan berikut :

$$\begin{aligned}- V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d \\ &= 0,33 \cdot 1 \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 37295361,78 \text{ N} \\ - V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 57638286,38 \text{ N} \\ - V_c &= 0,083 \left(\frac{as \cdot d}{bo} + 2\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d \\ &= 0,083 \left(\frac{20 \cdot 815,5}{6862} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 6862 \cdot 815,5 \\ &= 41056454,22 \text{ N}\end{aligned}$$

Diambil nilai terkecil yaitu $V_c = 37295361,78 \text{ N} = 3729,54 \text{ ton}$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan, titik yang memiliki beban terbesar .

Berat tiang pancang = $A_p \cdot \gamma$ beton bertulang x L

Dimana :

$$\begin{aligned}A_p &= \text{Luas penampang tiang} \\ &= D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,282\end{aligned}$$

L = Panjang tiang

$$= 15 \text{ m}$$

Berat tiang pancang = $A_p \cdot \gamma$ beton bertulang x L

$$= 0,282 \cdot 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 15$$

$$= 10,17 \text{ ton}$$

Maka untuk $\sum P_{u\text{tiang}}$ adalah :

Berat pada tiang pancang sendiri = 10,17 ton

Berat aksial pada kolom = 438,73 ton

Beban sendiri pile cap = 21,78 ton

$$\sum P_{u\text{tiang}} = 470,68 \text{ ton} \quad +$$

$$\phi V_c \geq \sum P_{u\text{tiang}}$$

$$0,75 (3729,54) \geq 470,68$$

$$2797,15 \text{ ton} \geq 470,68 \text{ ton} \quad \text{(OK)}$$

7.5.3.1. Penulangan Pile Cap

Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan Tabel 8.6.1.1 SNI 2847 – 2019 rasio tulangan minimum pelat dua arah nonprategang dengan $f_y \geq 420$ Mpa ditentukan sebagai berikut :

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = \frac{0,0018 \times 420}{420} = 0,0018$$

Rasio maksimum dihitung berdasarkan persamaan berikut :

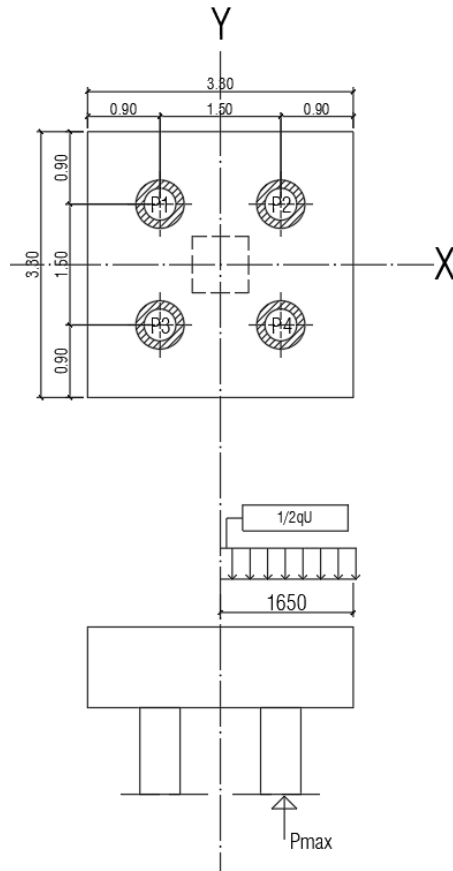
$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Dimana nilai β_1 untuk $28 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ Mpa}$ berdasarkan SNI 2847 – 2019 Tabel 22.2.2.4.3 dihitung sebagai sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \cdot \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0,027$$



Gambar 7.9 Statika Pile Cap Tipe 3 (PC – 3)

❖ **Penulangan Arah X**

Momen yang terjadi

$$\text{Panjang pile cap } 3,30 \text{ m} = 3300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pile cap } 3,30 \text{ m} = 3300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} qu &= b \cdot t \cdot \gamma \text{ beton} \\ &= 3,3 \cdot 1 \cdot 2,4 = 6,34 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$P_{\max} \text{ PC} - 1 = 152,06 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} Mu &= (P_{\max} \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot qu \cdot t^2\right) \\ &= (152,06 \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot 6,34 \cdot 2,4^2\right) \\ &= 1016901983,91 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{1016901983,91}{0,8} = 1271127479 \text{ Nmm}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mn \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{1271127479}{3300 \cdot 815,5^2} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,35 \cdot 0,58}{420}} \right) = 0,0014$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0,0014 \leq 0,0018 \leq 0,027$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$, maka yang digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$

Tulangan Perlu :

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 3300 \cdot 815,5 = 4844,07 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai :

Direncanakan tulangan D19 – 150 mm

$$AS_{\text{pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{3300}{150} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 = 6234,47 \text{ mm}^2$$

$$AS_{\text{perlu}} \leq AS_{\text{pakai}} = 4844,07 \text{ mm}^2 \leq 6234,47 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

❖ **Penulangan Arah Y**

Momen yang terjadi

$$\text{Panjang pile cap } 3,30 \text{ m} = 3300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pile cap } 3,30 \text{ m} = 3300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} qu &= b \cdot t \cdot \gamma \text{ beton} \\ &= 3,3 \cdot 1 \cdot 2,4 = 6,34 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$P_{\max} \text{ PC} - 1 = 152,06 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} Mu &= (P_{\max} \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot qu \cdot t^2 \right) \\ &= (152,06 \cdot 0,625 \text{ m}) - \left(\frac{1}{2} \cdot 6,34 \cdot 2,4^2 \right) \\ &= 1016901983,91 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{1016901983,91}{0,8} = 1271127479 \text{ Nmm}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mn \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{1271127479}{3300 \cdot 815,5^2} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,35 \cdot 0,58}{420}}\right) = 0,0014$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0,0014 \leq 0,0018 \leq 0,027$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$, maka yang digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$

Tulangan Perlu :

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 3300 \cdot 815,5 = 4844,07 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai :

Direncanakan tulangan D19 – 150 mm

$$AS_{\text{pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{3300}{150} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 = 6234,47 \text{ mm}^2$$

$$AS_{\text{perlu}} \leq AS_{\text{pakai}} = 4844,07 \text{ mm}^2 \leq 6234,47 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

Makan dari perhitungan diatas penulis merencanakan 3 tipe pile cap dengan ketebalan yang berbeda untuk area interior bangunan menggunakan pile ap tipe 1, kemudian untuk daerah area tepi bangunan menggunakan pile cap tipe 2 dan untuk bagian sudut bangunan menggunakan pile cap tipe 3, dibawah ini adalah rekapitulasi tulangan yang direncanakan

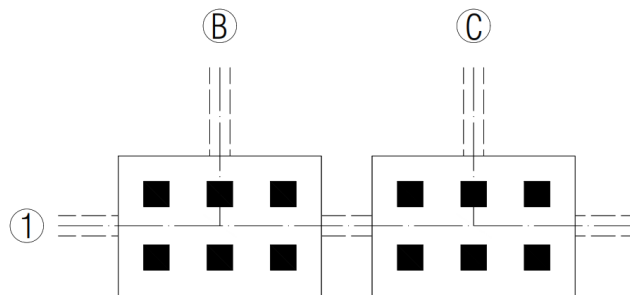
Tabel 7. 3 Rekapitulasi Tulangan Pile Cap

Tipe	Tulangan Pakai				Luas		Tulangan Perlu		Kontrol Tulangan
	a				b		Luas		
	a				b		a > b		
Pile Cap Tipe 1	19	-	D	150	9068	mm2	7045,92	mm2	OK
	19	-	D	150	9068	mm2	7045,92	mm2	OK
Pile Cap Tipe 2	19	-	D	150	9068,32	mm2	7045,92	mm2	OK
	19	-	D	100	9351,71	mm2	4844,07	mm2	OK
Pile Cap Tipe 3	19	-	D	150	6234,47	mm2	4844,07	mm2	OK
	19	-	D	150	6234,47	mm2	4844,07	mm2	OK

7.6. Perencanaan Sloof

7.6.1. Perencanaan Sloof Tipe S-2

Perencanaan penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial tarik dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom. Contoh perhitungan sloof dilakukan pada sloof tipe S-2 sebagaimana yang ditunjukkan denah seperti pada Gambar 7.8, data – data perencanaan sloof, yaitu seperti dibawah ini :



Gambar 7. 10 Rencana Sloof yang ditinjau

Gaya aksial dasar kolom	= 721250 Kg
Pu Sloof	= 10% . 721250 Kg = 72125 Kg = 721,25
Dimensi Sloof	= 40/60 cm
Panjang Sloof	= 7 m
Mutu Beton (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja (f_y)	= 420 MPa
Tulangan Utama	= D22
Tulangan Geser	= D10
Selimut Beton (t_s)	= 50 mm
Tinggi efektif	
d	= $h - t_s - D_{geser} - 0,5D_{lentur}$
d	= $600 - 50 - 10 - 0,5 (22)$
d	= 529 mm

7.6.2. Analisa Gaya Dalam Sloof

Beban yang diterima Sloof

❖ **Beban Mati**

$$\begin{array}{rcl}
 \text{- Berat Sendiri} & = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 2400 & = 576 \text{ Kg/m} \\
 \text{- Berat dinding} & = 6 \cdot 250 & = 1500 \text{ Kg/m} \\
 & \hline
 & & + \\
 \text{qU} & = & 2076 \text{ Kg/m}
 \end{array}$$

❖ **Beban Ultimate**

$$\begin{array}{rcl}
 \text{- qU} & = 1,4D & = 1,4 (2076) \\
 \text{- qU} & = & 2906,40 \text{ Kg/m}
 \end{array}$$

❖ **Gaya aksila sloof**

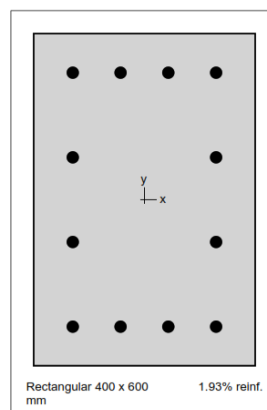
$$\begin{array}{rcl}
 \text{Pu} & = 10\% \cdot \text{Pu kolom} \\
 & = 10\% \cdot 721250 & = 72125 \text{ Kgm} = 721,25 \text{ kNm}
 \end{array}$$

❖ **Momen Sloof**

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Mu} & = \left(\frac{1}{8}\right) \cdot 2906,40 \cdot 7^2 \\
 & = 17801,70 \text{ Kgm} = 178,01 \text{ kNm}
 \end{array}$$

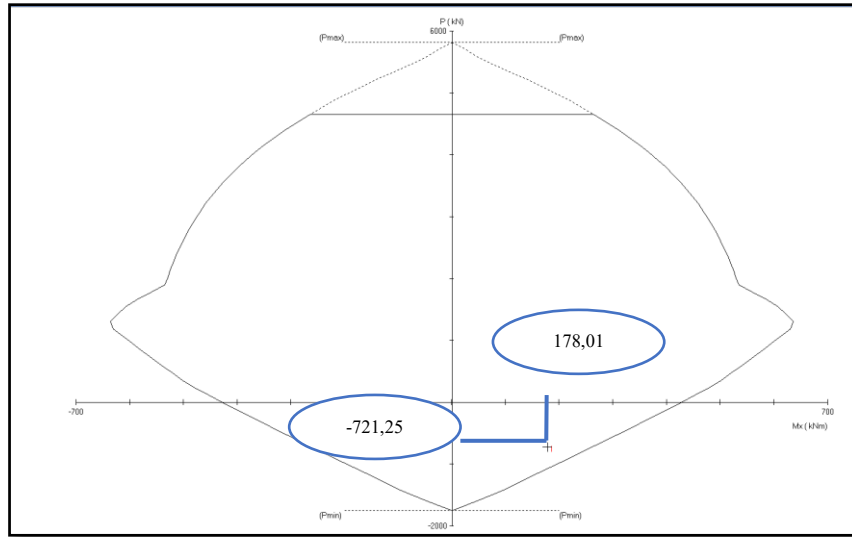
7.6.3. Tulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 18.7.4.1 luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak boleh dari $0,06A_g$. Maka untuk mendapatkan konfigurasi tulangan untuk dimensi $400 \times 600 \text{ mm}$, maka digunakan program bantu komputer yaitu SPColumn, seperti Gambar 7.9 dibawah ini.



Gambar 7. 11 Konfigurasi Penulangan Sloof

(Sumber : Program Bantu SPColumn)



Gambar 7.12 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof 40/60 cm

Dari hasil menggunakan program bantu komputer SPColumn berdasarkan gaya dalam dengan dimensi menggunakan 400 x 600 mm pada Gambar 8.0, maka didapat konfigurasi penulangan 12D22. Berdasarkan konfigurasi tersebut didapat dengan rasio tulangan $\rho = 1,93\% = 0,0193$, sehingga nilai $0,01 < \rho < 0,06 = 0,01 < 0,0193 < 0,06$ menunjukkan bahwa telah terpenuhi.

7.6.4. Perhitungan Penulangan Geser Sloof

Perlakuan sloof sama dengan sloof, sehingga perhitungan geser sloof, untuk kekuatan geser nominal untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial maka dapat dihitung menggunakan persamaan seperti dibawah ini :

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \cdot \left(1 + \frac{Pu}{14 (Ag)}\right) \cdot bd$$

$$V_c = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot \left(1 + \frac{721250}{14 (500 \cdot 700)}\right) \cdot 400 \cdot 529$$

$$V_c = 258.495,23 \text{ N}$$

7.6.5. Tulangan Geser yang Diperlukan

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot (2076) \cdot 7 = 7266 \text{ Kg} = 71206,80 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$71206,80 \text{ N} < 0,75 \cdot 2584.95,23 \text{ N}$$

$$71206,80 \text{ N} < 193.871,42 \text{ (OK)}$$

Dikarenakan pada penampang tidak perlu tambahan tulangan geser, maka dipasang tulangan geser praktis. Berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 18.13.3.2 spasi tulangan sloof tidak boleh melebihi nilai terkecil dari nilai berikut :

$$S_{\min} = \frac{h}{2} = \frac{600}{2}$$

$$S_{\min} = 300 \text{ mm}$$

Maka dikarenakan menggunakan tulangan geser D10 – 300 mm

7.6.6. Rekapitulasi Penulangan Pondasi dan Sloof

Tabel 7. 4 Rekapitulasi Penulangan Sloof

Tipe Sloof	Dimensi	Tulangan	
Sloof tipe 1	50/70 cm	Tul. Atas	12D22
		Tul. Sengkang	D10 - 350
		Selimut Beton	50 mm
Sloof tipe 2	40/60 cm	Tul. Atas	12D22
		Tul. Sengkang	D10 - 300
		Selimut Beton	50 mm