

BAB VIII

PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI

Pada tugas akhir ini digunakan pondasi tiang pancang yang terbuat dari beton bertulang dalam perencanaan gedung Hotel Velins ini. Pondasi adalah bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah yang berfungsi sebagai penahan dan penerima beban dari struktur atas kemudian beban tersebut disalurkan ke tanah.

8.1. Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung tiang merupakan kemampuan atau kapasitas tiang untuk menerima beban yang bekerja. Perhitungan daya dukung tiang berguna untuk menentukan P ijin tiang sehingga beban maksimum (P_{max}) yang bekerja pada tiang tidak terlampaui. Daya dukung tiang dapat ditentukan oleh kekuatan material dan tanah tempat tiang ditanam. Kekuatan pondasi tiang pancang dapat dihitung berdasarkan SNI 2847-2019 dengan memperhatikan faktor reduksi bahan dan faktor tekuk.

Berdasarkan hasil analisis kekuatan tanah dan material, nilai minimum digunakan untuk menentukan jumlah tiang pancang yang diperlukan untuk *pile cap*. Dalam perencanaan gedung Hotel Velins direncanakan daya dukung tanah berdasarkan data survey kondisi tanah berupa data sondir dan SPT di Kota Yogyakarta.

8.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Ketika merencanakan pondasi tiang pancang tipe 1 dapat menerima gaya aksial (N_u) yang terbesar. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang yang akan digunakan, kontrol tegangan maksimum, penulangan *pilecap* serta perhitungan kontrol geser pons.

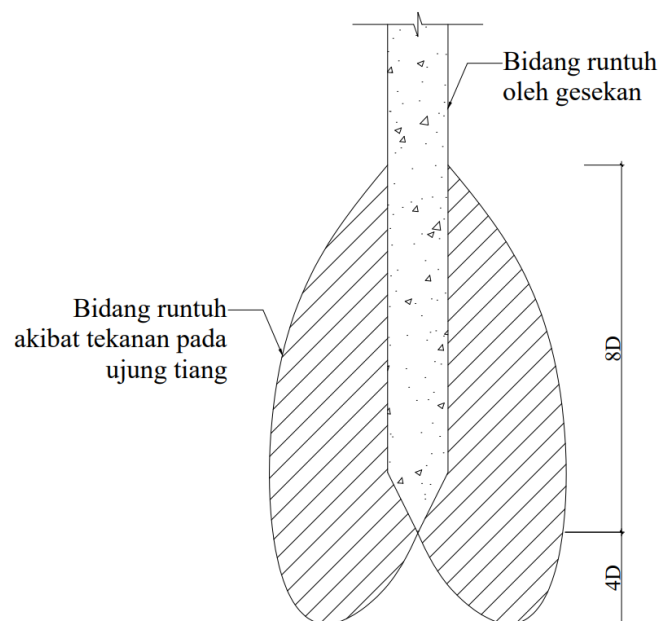
8.2.1. Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 1 Berdasarkan Kekuatan Material

Daya dukung pondasi tiang pancang dianalisis berdasarkan kekuatan material beton yang digunakan pada tiang pancang. Tiang pancang untuk pondasi digunakan dari PT. Wika Beton. Berdasarkan spesifikasi PT. Wika Beton direncanakan tiang pancang beton sebagai berikut:

Dimensi	= 500 x 500 mm
Kelas	= A
Berat	= 625 kg/m
Momen nominal	= 18,68 ton.m
Kuat beban (P tiang)	= 335,12 ton
Kedalaman tiang pancang	= 6 – 13 m
Mutu Beton (f_c')	= 35 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 420 MPa

8.2.2. Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan kekuatan tanah yang dihitung berdasarkan data hasil tes sondir (CPT), dengan mempertimbangkan luas tanah jika terjadi keruntuhan akibat geser penetrasi konus atau tiang pancang seperti pada Gambar 8.1 sebagai berikut:



Sumber: (Randyanto, Josef, & Sjachrul, 2015)

Gambar 8.1 Ujung Pancang yang Mengalami Keruntuhan Geser

Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan tidak menggunakan harga konus pada ujung tiang, melainkan pakai harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan 8D di atas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2}$$

Keterangan:

C = diameter tiang pancang

C.8D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 8D = 8 x 50 cm = 400 cm keatas

C.4D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 4D = 4 x 50 cm = 200 cm kebawah

Sehingga data sondir yang ada, didapatkan harga-harga konus sebagai berikut:

Perhitungan C1 sepanjang 8D:

$$C1 = \left(\frac{114+87+94+96+81+63+109+91+49+59+69+54+144+79+91+84+181+152+204+246+250}{21} \right)$$

$$C1 = 118,6 \text{ kg/cm}^2$$

Perhitungan C2 sepanjang 4D:

$$C2 = \left(\frac{250+250+250+250+250+250+250+250+250+250+250}{11} \right) = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sehingga, } C_n = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2} = \frac{118,6+250}{2} = 184,31 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan Data penyelidikan Tanah Sondir (*Conus Penetration Test*)

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah CPT memperoleh nilai-nilai Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) dan Konus (Cn). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada JHP dan konus diambil pada kedalaman 18 m, dengan data sebagai berikut:

$$\text{JHP} = 412 \text{ kg/cm}$$

$$C_n = 184,31 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, daya dukung tiang dapat ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = C_n \times \frac{A}{n_1} + \text{JHP} \times \frac{K}{n_2}$$

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 184,31 \times \frac{50 \times 50}{3} + 412 \times \frac{2(50+50)}{5} = 170071,27 \text{ kg} = 170,07 \text{ ton}$$

Keterangan:

P_{tiang} = daya dukung tanah untuk satu tiang (kg)

A = luas penampang tiang pancang (cm^2)

K = keliling tiang pancang (cm)

C_n = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan (kg/cm^2)

ΣC_n = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan

JHP = jumlah hambatan pelekat (kg/cm)

n_1 = angka keamanan = 3

n_2 = angka keamanan = 5

Berat Tiang Pancang

Berat sendiri tiang = $625 \text{ kg/m} \times 18 \text{ m} = 11250 \text{ kg} = 11,25 \text{ ton}$

Beban ijin netto yang diperkenankan pada tiang tersebut sebagai berikut:

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 170,07 - 11,25 = 158,82 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 158,82 \text{ ton} \leq P_{\text{bahan}} = 335,12 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

8.2.3. Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 1

Berdasarkan hasil analisa program bantu SAP 2000, diperoleh hasil gaya perletakan terbesar untuk menghitung kebutuhan tiang pancang, sebagai berikut:

$$N_u = 847842,84 \text{ kg} = 847,84 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1450,86 \text{ kgm} = 1,45 \text{ ton/m}$$

$$M_{uy} = 1719,8 \text{ kgm} = 1,72 \text{ ton/m}$$

Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

$$\text{Beban sendiri } \textit{pile cap} = 3 \times 4,4 \times 1 \times 2400 = 31680 \text{ kg}$$

$$\text{Beban tiang pancang} = 625 \text{ kg/m} \times 18 \text{ m} = 11250 \text{ kg}$$

$$\text{Beban aksial kolom (Nu)} = 847842,84 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sloof} = \frac{0,6 \times 0,6 \times 6 \times 2400}{1} = 5184 \text{ kg} +$$

$$\Sigma P = 895956,84 \text{ kg} = 896 \text{ ton}$$

Menentukan kebutuhan tiang pancang dalam 1 kelompok

$$N = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} = \frac{896}{158,82} = 5,64 \text{ buah} \approx \mathbf{6 \text{ buah}}$$

Sehingga pondasi tiang pancang tipe 1 menggunakan 6 buah tiang pancang dengan dimensi 50 x 50 cm

8.2.4. Perencanaan Kelompok Tiang

Persyaratan jarak tiang pancang (Dwi Prahastini, 2010) dapat dilihat sebagai berikut:

a. Jarak As ke As tiang pancang:

$$\text{Syarat : } 2,5D \leq S \leq 3D$$

$$: 2,5 \times 50 \leq S \leq 3 \times 50$$

$$: 125 \leq S \leq 150 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Digunakan } \mathbf{S = 140 \text{ cm}}$$

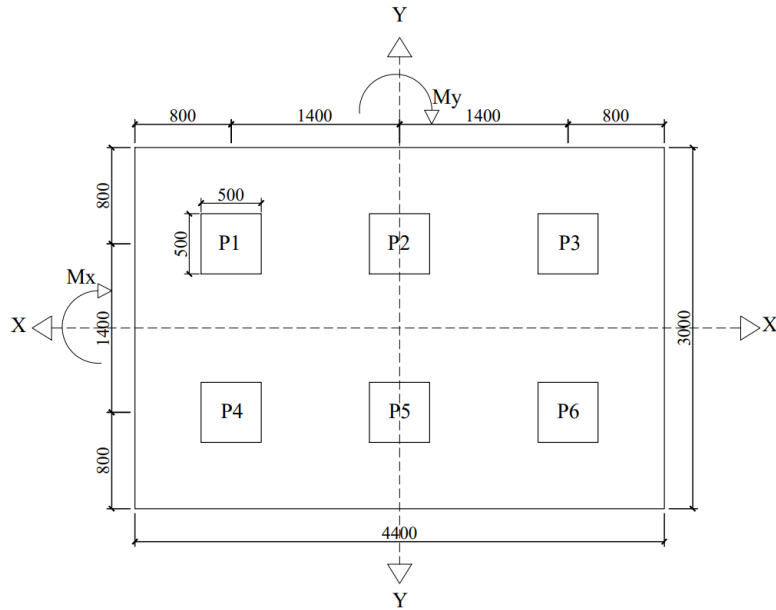
b. Jarak As ke tepi *pile cap*

$$\text{Syarat : } 1,5D \leq S \leq 2D$$

$$: 1,5 \times 50 \leq S \leq 2 \times 50$$

$$: 75 \leq S \leq 100 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Digunakan } \mathbf{S = 80 \text{ cm}}$$



Gambar 8.2 Perencanaan Pondasi Tipe 1

8.2.5. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Jumlah tiang pancang $n > 1$ sehingga, efisiensi (η) dihitung untuk mengetahui kemampuan kelompok tiang pancang dalam menerima beban, apabila dilakukan kontrol beban maksimum yang terjadi pada tiang pancang (P_{maks}) akan mengetahui pondasi yang telah direncanakan mampu atau tidak dalam menerima beban yang terjadi.

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m \times n \times 90}$$

Keterangan:

m = jumlah pancang arah Y = 2

n = jumlah pancang arah X = 3

θ = arc tg D/S = arc tg (50/140) = 19,65

s = jarak antar tiang pancang = 140 cm

Sehingga efisiensi tiang pancang dalam kelompok sebagai berikut:

$$(\eta) = 1 - 19,65 \times \frac{2(3-1)+3(2-1)}{2 \times 3 \times 90} = 0,75$$

$$P_{\text{kelompok tiang}} = \eta \times P_{\text{ijin tiang bersih}} = 0,75 \times 158,82 \times 6 = 714,7 \text{ ton} < \Sigma P = 896 \text{ ton (OK)}$$

Kontrol Tegangan Maksimum (Pmax) 1 Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

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:

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot y_{\max}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Keterangan:

P_{\max} = beban maksimum tiang pancang

$\sum P$ = jumlah total beban normal

M_x = momen yang terjadi di bidang x

M_y = momen yang terjadi di bidang y

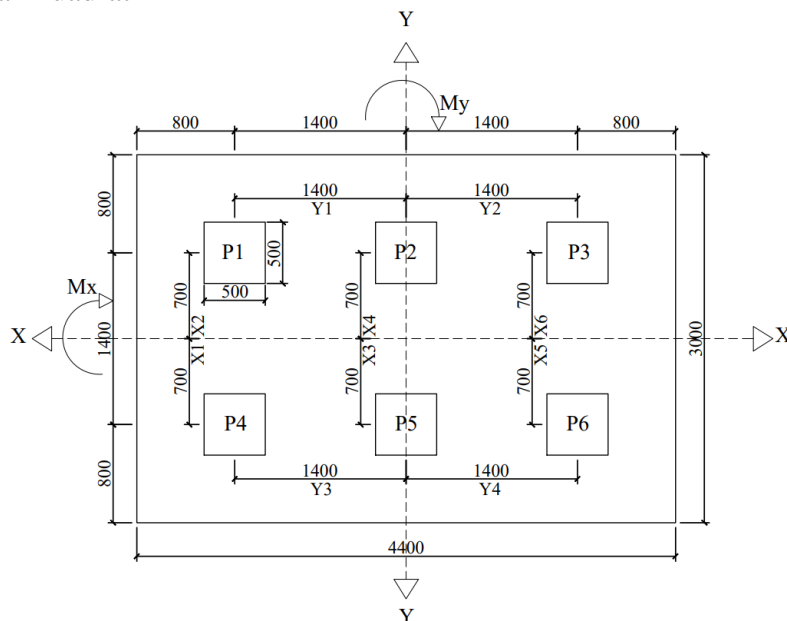
n = banyaknya tiang pancang

X_{\max} = absis terjauh pada titik berat kelompok pancang

Y_{\max} = ordinat terjauh pada titik berat kelompok pancang

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y



Gambar 8.3 Denah Pondasi Tipe 1

Berdasarkan Gambar 8.3 dapat dihitung:

$$\sum x^2 = 6 \times 0,7^2 = 2,94 \text{ m}$$

$$\sum y^2 = 4 \times 1,4^2 = 7,84 \text{ m}$$

Beban yang bekerja pada 1 tiang pancang dalam kelompok, berdasarkan jarak tiang pancang ke sumbu netral sebagai berikut:

$$P1 = \frac{896}{6} - \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} + \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,29 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{896}{6} + \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,63 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{896}{6} + \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} + \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,98 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{896}{6} - \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} - \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 148,67 \text{ ton}$$

$$P5 = \frac{896}{6} - \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,02 \text{ ton}$$

$$P6 = \frac{896}{6} + \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} - \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,36 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas:

$$P_{\max} = P3 = 149,98 \text{ ton} < P_{\text{ijin tiang bersih}} = 158,82 \text{ ton, (OK)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, beban maksimal yang bekerja pada tiang pancang lebih kecil dari pada beban ijin 1 tiang, sehingga pondasi tipe 1 dapat digunakan sebagai pondasi dalam perencanaan struktur gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta.

8.2.6. Perencanaan *Pile Cap* Pondasi Tipe 1

Perhitungan tulangan *pile cap* didasarkan pada besarnya momen yang bekerja pada masing-masing *pile cap* pada daerah kritis tepi kolom dan lebar pondasi. Berikut adalah data-data perencanaan *pile cap*, antara lain:

$$\text{Mutu beton (fc')} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi } \textit{pile cap} = 300 \text{ cm} \times 440 \text{ cm}$$

- Tebal *pile cap* = 100 cm
 Dimensi kolom = 60 x 60 cm
 Diameter tulangan utama = 25 mm
 Tebal selimut beton = 75 mm (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3.1)
 Tinggi efektif (d_x) = $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5$ mm
 Tinggi efektif (d_y) = $1000 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 887,5$ mm

Syarat Batas Penulangan pada *Pile Cap*

Syarat batas penulangan pada *pile cap* rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35$ MPa, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

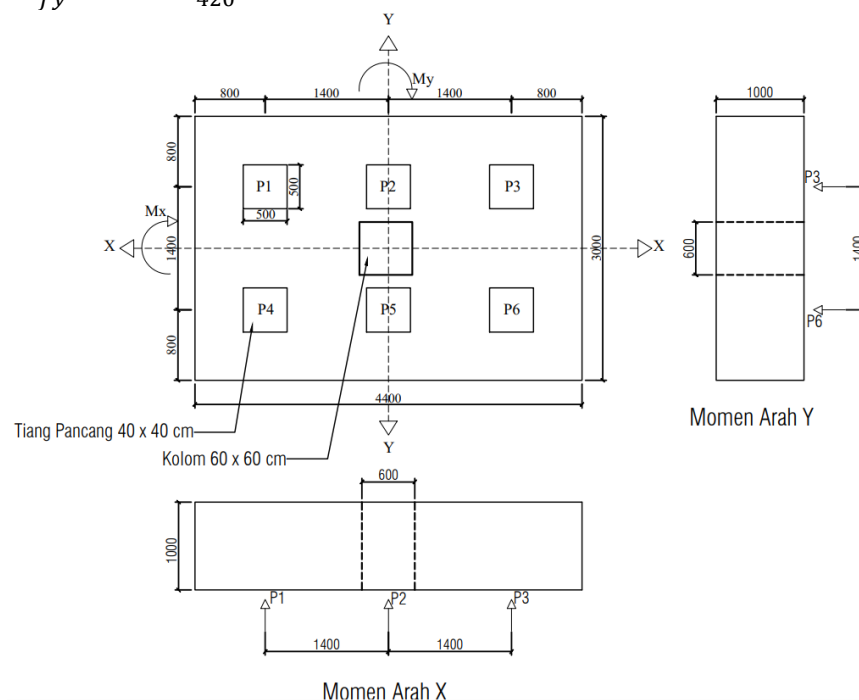
$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

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



Gambar 8.4 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 1

a. Penulangan arah X

Berdasarkan hasil P1 – P6 diperoleh beban P arah X terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (3 \times 4,4 \times 1 \times 1,7) = 31,42 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (P3 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right)$$

$$Mu = (149,98 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times 31,42 \times 2,2^2\right)$$

$$Mu = 285,996886 \text{ tonm} = 28599688,6 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{28599688,6}{0,8} = 35749610,75 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fct} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{35749610,75}{4400 \times 912,5^2} = 0,0098$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0098}{420}}\right) = 0,0000232$$

$$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0000232 < 0,0018 \text{ maka pakai } \rho = 0,0018$$

Tulangan perlu X yang dibutuhkan:

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 4400 \times 912,5 = 7227 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 16D25mm ($As = 7854 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 7227 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$s = \frac{4400 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{16 - 1} = 280 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 300 \text{ mm}$. (16D25)

b. Penulangan arah Y

Berdasarkan hasil P1 – P9 diperoleh beban P arah Y terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (3 \times 4,4 \times 1 \times 1,7) = 31,42 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (P3 \times 0,5) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right)$$

$$Mu = (149,98 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times 31,42 \times 1,5^2\right)$$

$$Mu = 140,328083 \text{ tonm} = 14032808,3 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{14032808,3}{0,8} = 17541010,38 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{17541010,38}{3000 \times 912,5^2} = 0,0074$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0074}{420}}\right) = 0,0000177$$

$$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0000177 < 0,0018 \text{ maka pakai } \rho = 0,0018$$

Tulangan perlu Y

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 3000 \times 887,5 = 4792,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25mm ($As = 5890 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 4792,5 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan Y

$$s = \frac{3000 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 254,5 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 300 \text{ mm}$. (12D25)

Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada saat merencanakan ketebalatan *Pile Cap* dengan persyaratan kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi harus terpenuhi. Kekuatan geser yang dihasilkan oleh beton diambil sebagai nilai terendah dari rumus dibawah ini:

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2019 pasal 22.6.5.1 tabel 22.6.5.2

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{fc'} b_o \cdot d$
- $V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{fc'} b_o \cdot d$
- $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{fc'} b_o \cdot d$

Keterangan:

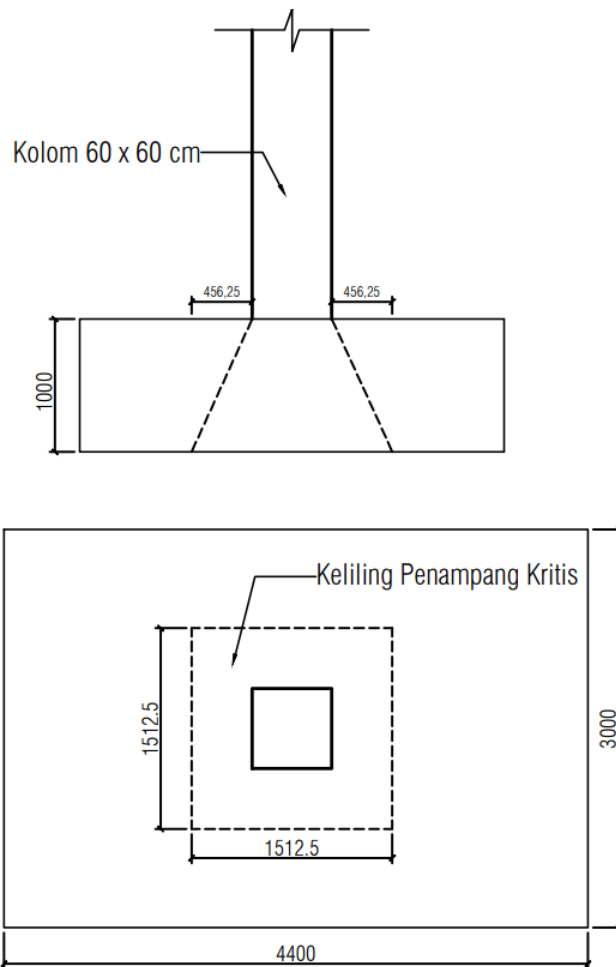
β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom = $600/600 = 1$

$d = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5 \text{ mm}$

bo = keliling panjang kritis pile cap

$= 2 (600 + 912,5) + 2 (600 + 912,5) = 6050 \text{ mm}$

$As = 40$ untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk sudut



Gambar 8.5 Penampang Kritis pada *Pile Cap* Tipe 1

Perhitungan nilai V_c pada *pile cap*

$$a) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} bo \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \sqrt{35} \times 6050 \times 912,5$$

$$V_c = 16656833,56 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
\text{b) } V_c &= 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c'} b_o \cdot d \\
V_c &= 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 912,5}{6050} \right) 1 \sqrt{35} \times 6050 \times 912,5 \\
V_c &= 21776157,9 \text{ N} \\
\text{c) } V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f'c'} b_o \cdot d \\
V_c &= 0,33 \times 1 \sqrt{35} \times 6050 \times 912,5 \\
V_c &= 10777951,12 \text{ N}
\end{aligned}$$

Diambil nilai terkecil $V_c = 10777951,12 \text{ N} = 1077795,112 \text{ kg}$

$$\emptyset V_c > \Sigma P$$

$$0,85 \times 1077795,112 > 895956,84 \text{ kg}$$

$$916125,8456 \text{ kg} > 895956,84 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

8.2.7. Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 1

Sloof adalah struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi menyeimbangkan beban pondasi dan sebagai penyangga dinding apabila terjadi pergerakan tanah sehingga dinding tidak runtuh. Sloof sangat berperan penting dalam kekuatan dari bangunan maka dari itu sloof yang direncanakan harus memiliki dimensi yang mencukupi sehingga dapat menerima beban yang bekerja. Pada umumnya sloof direncanakan secara tipikal, oleh karena itu cukup mengambil contoh pada perhitungan sloof dengan bentang terpanjang. Data perencanaan sloof sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton } (f'c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Pu kolom} = 880882,84 \text{ kg}$$

$$\text{Pu Sloof} = 847842,84 \times 10\% = 84784,284 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang Sloof} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi Sloof} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \emptyset 12$$

Selimut Beton = 50 mm (SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1)

$$d = 600 - 50 - 12 - \frac{1}{2} \times 25 = 525,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik pada beton } f_{t\text{ijin}} = 0,5 \times \sqrt{f'c'} = 0,5 \times \sqrt{35} = 2,96 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada beton:

$$f_t = \frac{P_{u\text{sloof}}}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{84784,284}{0,8 \cdot 600 \cdot 600} = 0,294 \text{ MPa} < f_{t\text{ijin}} = 2,96 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban rencana yaitu beban aksial dan beban lentur, sehingga perhitungan tulangan ini seperti perhitungan tulangan pada kolom. Analisa tulangan sloof akan direncanakan menggunakan program struktur.

Beban yang diterima sloof:

$$\text{Berat sendiri} = 0,6 \times 0,6 \times 2400 = 864 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = \frac{4 \times 250}{} = 1000 \text{ kg/m} \quad +$$

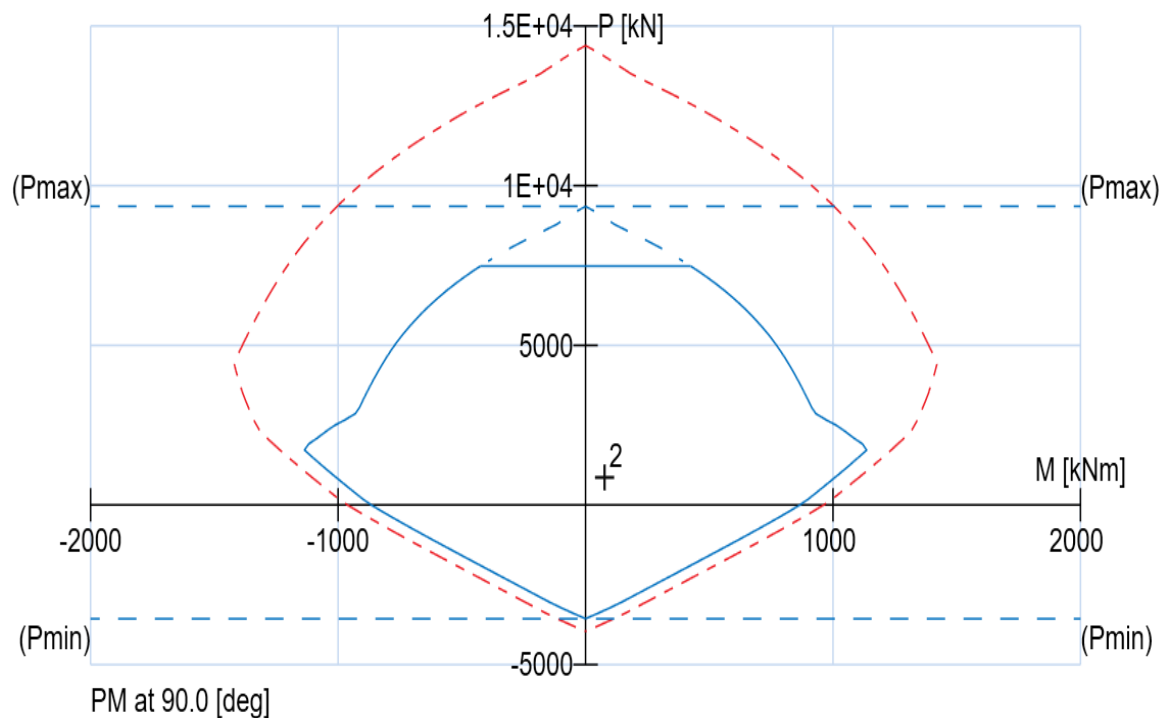
$$= 1864 \text{ kg/m}$$

$$q_U = 1,4D = 1,4 \times 1864 = 2609,6 \text{ kg/m}$$

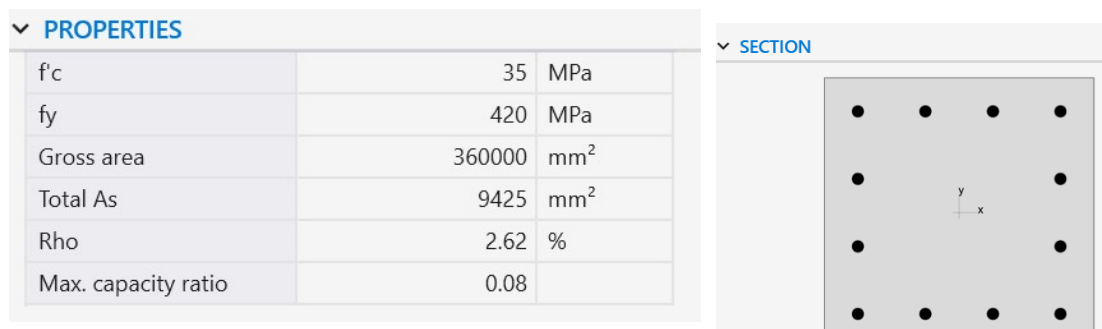
Momen yang bekerja pada sloof:

$$M_u = \frac{1}{12} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{12} \times 2609,6 \times 6^2 = 7828,8 \text{ kg/m}$$

Nilai – nilai di atas kemaudian dimasukkan ke dalam program bantu untuk menentukan jumlah tulangan yang sesuai dengan momen dan gaya aksial yang diserap pelat. Seperti pada Gambar 8.5.



Gambar 8.6 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof Pondasi Tipe 1



Gambar 8.7 Hasil Program Struktur Sloof Pondasi Tipe 1

Gambar 8.7 didapatkan hasil program struktur untuk **tulangan ulir berdiameter 25 mm dengan jumlah 12 buah**, semua gaya yang diinputkan ke program struktur tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan dari prosentase SP *Column* yaitu 2,62% telah memenuhi persyaratan 1% - 6%.

Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom, maka untuk menghitung kekuatan gesernya dengan dibebani tekan aksial, sebagai berikut:

$$V_u = \frac{1}{2} \times 2609,6 \times 6 = 46972,8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 2847-2019 pasal 22.5.6.1})$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{84784,284}{14 \times 600 \times 600} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 525,5 = 322442,2681 \text{ N}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c = 0,5 \times 0,75 \times 322442,2681 = 120915,8505 \text{ N}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$46972,8 \text{ N} \leq 120915,8505 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Dipasang tulangan sengkang minimum untuk keamanan, maka jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$\text{a) } \frac{d}{2} = \frac{525,5}{2} = 262,75 \text{ mm}$$

$$\text{b) } 300 \text{ mm}$$

Digunakan jarak sengkang 200 mm, sehingga sengkang direncanakan 2Ø12-200 mm.

8.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Ketika merencanakan pondasi tiang pancang tipe 2 dapat menerima gaya aksial (N_u) yang menengah. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang yang akan digunakan, kontrol tegangan maksimum, penulangan *pilecap* serta perhitungan kontrol geser pons.

8.3.1. Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 2 Berdasarkan Kekuatan Material

Daya dukung pondasi tiang pancang dianalisis berdasarkan kekuatan material beton yang digunakan pada tiang pancang. Tiang pancang untuk pondasi digunakan dari PT. Wika Beton. Berdasarkan spesifikasi PT. Wika Beton direncanakan tiang pancang beton sebagai berikut:

Dimensi	= 400 x 400 mm
Kelas	= B
Berat	= 400 kg/m
Momen nominal	= 12,45 ton.m
Kuat beban (P tiang)	= 210,60 ton

Kedalaman tiang pancang = 6 – 12 m

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 420 MPa

8.3.2. Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah

Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan tidak menggunakan harga konus pada ujung tiang, melainkan pakai harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan 8D di atas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2}$$

Keterangan:

C = diameter tiang pancang

C.8D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 8D = 8 x 40 cm = 320 cm keatas

C.4D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 4D = 4 x 40 cm = 160 cm kebawah

Sehingga data sondir yang ada, didapatkan harga-harga konus sebagai berikut:

Perhitungan C1 sepanjang 8D:

$$C1 = \left(\frac{81+63+109+91+49+59+69+54+144+79+91+84+181+152+204+246+250}{17} \right) = 123,5 \text{ kg/cm}^2$$

Perhitungan C2 sepanjang 4D:

$$C2 = \left(\frac{250+250+250+250+250+250+250+250+250}{9} \right) = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sehingga, } C_n = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2} = \frac{123,5 + 250}{2} = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan Data penyelidikan Tanah Sondir (*Conus Penetration Test*)

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah CPT memperoleh nilai-nilai Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) dan Konus (C_n). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada JHP dan konus diambil pada kedalaman 18 m, dengan data sebagai berikut:

$$\text{JHP} = 412 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Cn} = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, daya dukung tiang dapat ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = \text{Cn} \times \frac{A}{n_1} + \text{JHP} \times \frac{K}{n_2}$$

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 186,76 \times \frac{40 \times 40}{3} + 412 \times \frac{2(40+40)}{5} = 112791,8431 \text{ kg} = 112,79 \text{ ton}$$

Keterangan:

P_{tiang} = daya dukung tanah untuk satu tiang (kg)

A = luas penampang tiang pancang (cm^2)

K = keliling tiang pancang (cm)

Cn = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan (kg/cm^2)

ΣCn = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan

JHP = jumlah hambatan pelekak (kg/cm)

n1 = angka keamanan = 3

n2 = angka keamanan = 5

Berat Tiang Pancang

$$\text{Berat sendiri tiang} = 400 \text{ kg/m} \times 18\text{m} = 7200 \text{ kg} = 7,20 \text{ ton}$$

Beban ijin netto yang diperkenankan pada tiang tersebut sebagai berikut:

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 112,79 - 7,20 = 105,59 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 105,59 \text{ ton} \leq P_{\text{bahan}} = 210,60 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

8.3.3. Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 2

Berdasarkan hasil analisa program bantu SAP 2000, diperoleh hasil gaya perletakan terbesar untuk menghitung kebutuhan tiang pancang, sebagai berikut:

$$N_u = 596817,02 \text{ kg} = 596,82 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1803,85 \text{ kgm} = 1,80 \text{ ton/m}$$

$$M_{uy} = 1865,12 \text{ kgm} = 1,87 \text{ ton/m}$$

Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

$$\text{Beban sendiri } \textit{pile cap} = 2,2 \times 3,2 \times 0,9 \times 2400 = 15206,4 \text{ kg}$$

$$\text{Beban tiang pancang} = 400 \text{ kg/m} \times 18 \text{ m} = 7200 \text{ kg}$$

$$\text{Beban aksial kolom (Nu)} = 596817,02 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sloof} = \frac{0,6 \times 0,6 \times 6 \times 2400}{} = 5184 \text{ kg} \quad +$$

$$\Sigma P = 624407,42 \text{ kg} = 624,41 \text{ ton}$$

Menentukan kebutuhan tiang pancang dalam 1 kelompok

$$N = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} = \frac{624,41}{105,59} = 5,91 \text{ buah} \approx \mathbf{6 \text{ buah}}$$

Sehingga pondasi tiang pancang tipe 2 menggunakan 6 buah tiang pancang dengan dimensi 40 x 40 cm

8.3.4. Perencanaan Kelompok Tiang

Persyaratan jarak tiang pancang (Dwi Prahastini, 2010) dapat dilihat sebagai berikut:

a. Jarak As ke As tiang pancang:

$$\text{Syarat : } 2,5D \leq S \leq 3D$$

$$\text{: } 2,5 \times 40 \leq S \leq 3 \times 40$$

$$\text{: } 100 \leq S \leq 120 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Digunakan } \mathbf{S = 100 \text{ cm}}$$

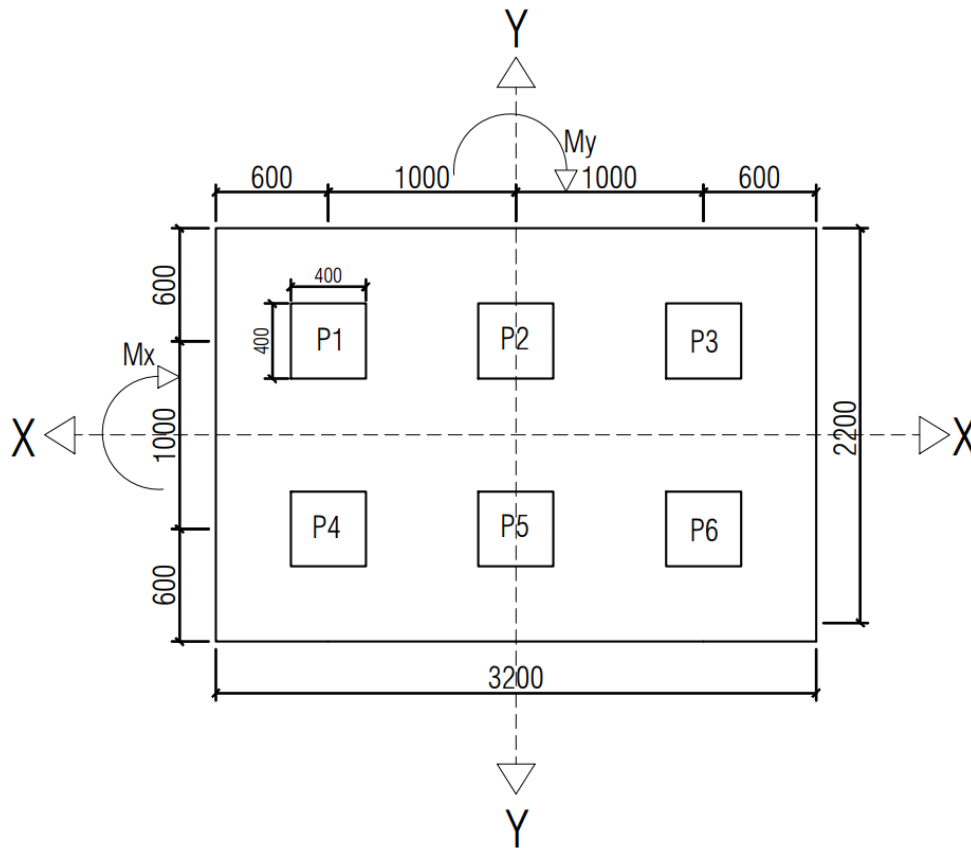
b. Jarak As ke tepi *pile cap*

$$\text{Syarat : } 1,5D \leq S \leq 2D$$

$$\text{: } 1,5 \times 40 \leq S \leq 2 \times 40$$

$$\text{: } 60 \leq S \leq 80 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Digunakan } \mathbf{S = 60 \text{ cm}}$$



Gambar 8.8 Perencanaan Pondasi Tipe 2

8.3.5. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 2

Jumlah tiang pancang $n > 1$ sehingga, efisiensi (η) dihitung untuk mengetahui kemampuan kelompok tiang pancang dalam menerima beban, apabila dilakukan kontrol beban maksimum yang terjadi pada tiang pancang (P_{maks}) akan mengetahui pondasi yang telah direncanakan mampu atau tidak dalam menerima beban yang terjadi.

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m \times n \times 90}$$

Keterangan:

m = jumlah pancang arah Y = 2

n = jumlah pancang arah X = 3

θ = $\text{arc tg } D/S$ = $\text{arc tg } (40/100) = 21,80$

s = jarak antar tiang pancang = 100 cm

Sehingga efisiensi tiang pancang dalam kelompok sebagai berikut:

$$(\eta) = 1 - 21,80 \times \frac{2(3-1)+3(2-1)}{2 \times 3 \times 90} = 0,72$$

$$P_{\text{kelompok tiang}} = \eta \times P_{\text{ijin}} = 0,72 \times 105,59 \times 6 = 456,1567624 \text{ ton} < 624,41 \text{ ton}$$

Kontrol Tegangan Maksimum (Pmax) 1 Tiang Pancang Pondasi Tipe 2

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:

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot x_{\text{max}}}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot y_{\text{max}}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Keterangan:

P_{max} = beban maksimum tiang pancang

$\sum P$ = jumlah total beban normal

M_x = momen yang terjadi di bidang x

M_y = momen yang terjadi di bidang y

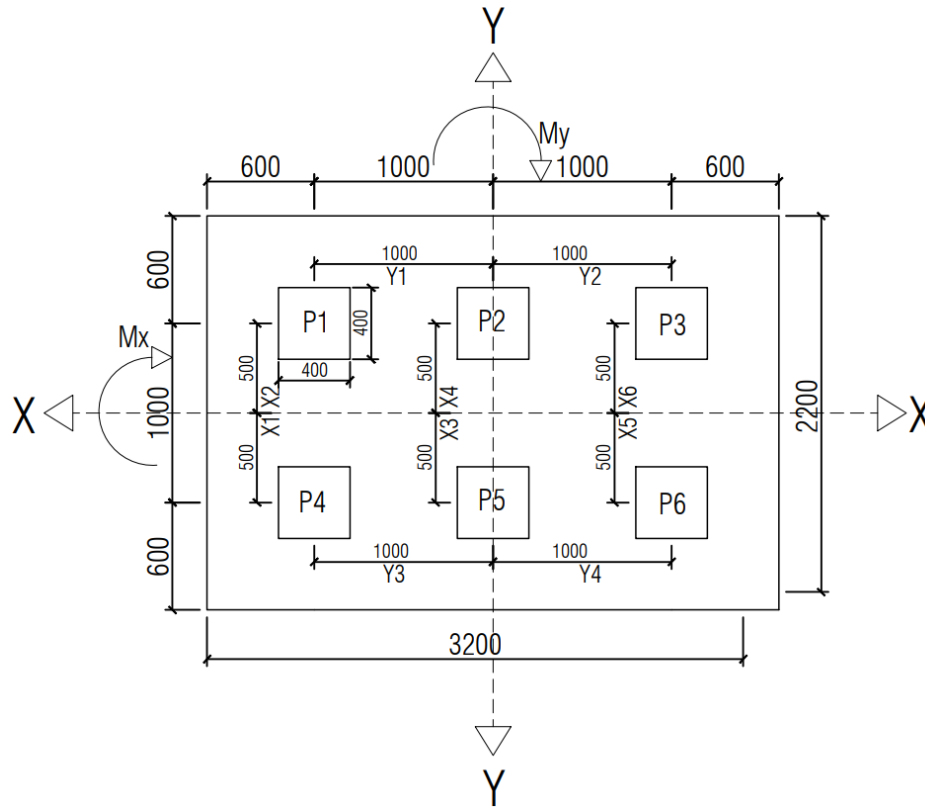
n = banyaknya tiang pancang

X_{max} = absis terjauh pada titik berat kelompok pancang

Y_{max} = ordinat terjauh pada titik berat kelompok pancang

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y



Gambar 8.9 Denah Pondasi Tipe 2

Berdasarkan Gambar 8.3 dapat dihitung:

$$\sum x^2 = 6 \times 0,5^2 = 1,5 \text{ m}$$

$$\sum y^2 = 4 \times 1^2 = 4 \text{ m}$$

Beban yang bekerja pada 1 tiang pancang dalam kelompok, berdasarkan jarak tiang pancang ke sumbu netral sebagai berikut:

$$P1 = \frac{624,41}{6} - \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} + \frac{1,87 \times 1}{4} = 103,93 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{624,41}{6} + \frac{1,87 \times 1}{4} = 104,53 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{624,41}{6} + \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} + \frac{1,87 \times 1}{4} = 105,14 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{624,41}{6} - \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} - \frac{1,87 \times 1}{4} = 103,00 \text{ ton}$$

$$P5 = \frac{624,41}{6} - \frac{1,79 \times 1}{4} = 103,60 \text{ ton}$$

$$P_6 = \frac{624,41}{6} + \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} - \frac{1,87 \times 1}{4} = 104,20 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas:

$$P_{\max} = P_3 = 105,14 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 105,59 \text{ ton}, \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, beban maksimal yang bekerja pada tiang pancang lebih kecil dari pada beban ijin 1 tiang, sehingga pondasi tipe 2 dapat digunakan sebagai pondasi dalam perencanaan struktur gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta.

8.3.6. Perencanaan *Pile Cap* Pondasi Tipe 2

Perhitungan tulangan *pile cap* didasarkan pada besarnya momen yang bekerja pada masing-masing *pile cap* pada daerah kritis tepi kolom dan lebar pondasi. Berikut adalah data-data perencanaan *pile cap*, antara lain:

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi } \textit{pile cap} = 220 \text{ cm} \times 320 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3.1)}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d_x) = 900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d_y) = 900 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 787,5 \text{ mm}$$

Syarat Batas Penulangan pada *Pile Cap*

Syarat batas penulangan pada *pile cap* rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35 \text{ MPa}$, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

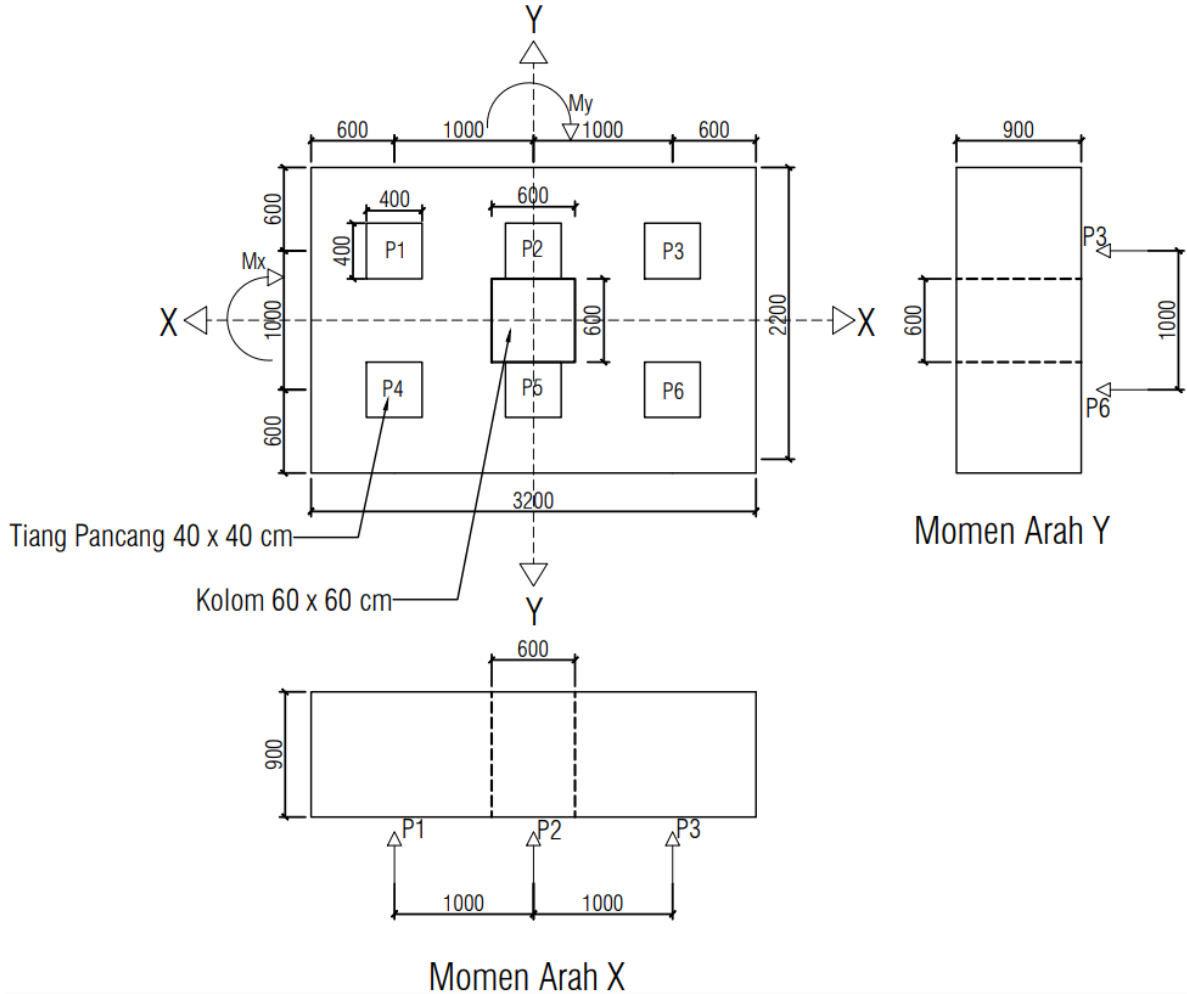
$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

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



Gambar 8.10 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 2

a. Penulangan arah X

Berdasarkan hasil P1 – P6 diperoleh beban P arah X terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (2,2 \times 3,2 \times 0,9 \times 1,7) = 15,08 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (P3 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right)$$

$$Mu = (105,14 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times 15,08 \times 1,6^2\right)$$

$$M_u = 124,437457 \text{ tonm} = 12443745,71 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{12443745,71}{0,8} = 15554682,13 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{15554682,13}{3200 \times 812,5^2} = 0,007$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,007}{420}} \right) = 0,000017$$

$$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,000017 < 0,0018 \text{ maka pakai } \rho = 0,0018$$

Tulangan perlu X yang dibutuhkan:

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 3200 \times 812,5 = 4680 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 16D25mm ($A_s = 7854 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 4680 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$s = \frac{3200 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{16 - 1} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 200 \text{ mm}$. (16D25)

b. Penulangan arah Y

Berdasarkan hasil P1 – P6 diperoleh beban P arah Y terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$q_U = 1,4 \times (2,2 \times 3,2 \times 0,9 \times 1,7) = 15,08 \text{ kg/m}$$

$$M_u = (P_3 \times 0,5) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2 \right)$$

$$M_u = (105,14 \times 0,5) + \left(\frac{1}{2} \times 15,08 \times 1,1^2 \right)$$

$$M_u = 61,69093973 \text{ tonm} = 6169094,0 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{6169094,0}{0,8} = 7711367,467 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times y^2} = \frac{7711367,467}{2200 \times 787,5^2} = 0,0057$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0057}{420}} \right) = 0,000013$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,000013 < 0,0018$ maka pakai $\rho = 0,0018$

Tulangan perlu Y

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 2200 \times 787,5 = 3118,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25 mm ($A_s = 5890 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 3118,5 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan Y

$$s = \frac{2200 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 181,82 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 200 \text{ mm}$ (12D25)

Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada saat merencanakan ketebalatan *Pile Cap* dengan persyaratan kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi harus terpenuhi. Kekuatan geser yang dihasilkan oleh beton diambil sebagai nilai terendah dari rumus dibawah ini:

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2019 pasal 22.6.5.1 tabel 22.6.5.2

- a) $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$
- b) $V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$
- c) $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$

Keterangan:

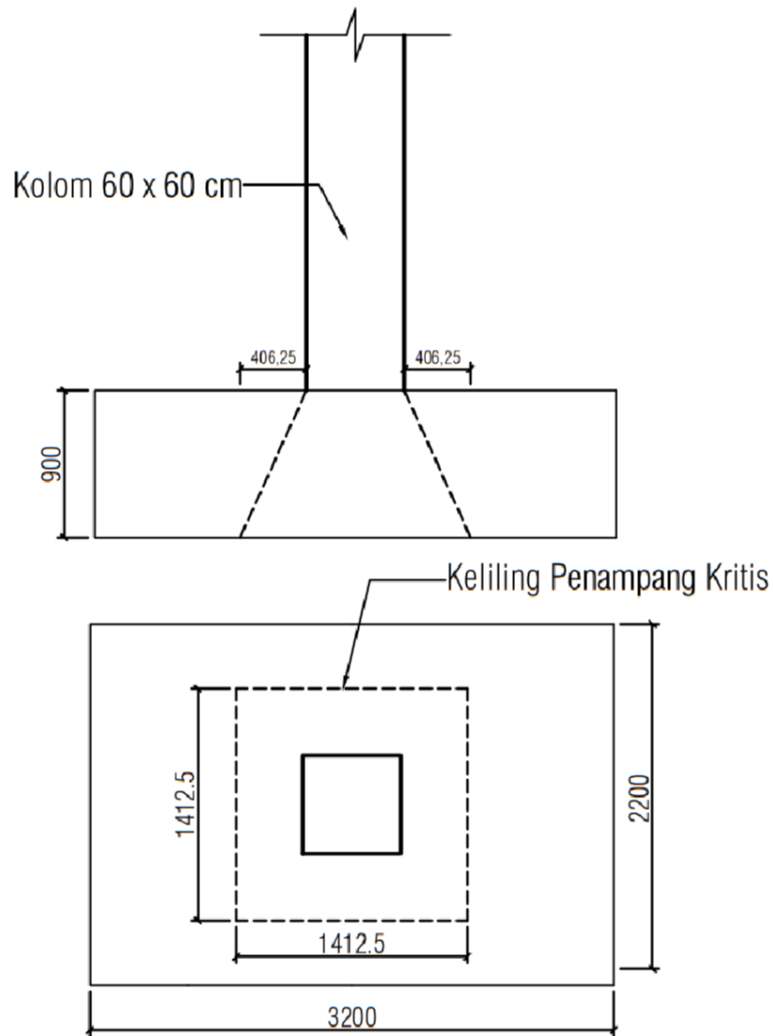
β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom = $600/600 = 1$

$d = 900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$

b_o = keliling panjang kritis pile cap

$$= 2 (600 + 812,5) + 2 (600 + 812,5) = 5650 \text{ mm}$$

$A_s = 40$ untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk sudut



Gambar 8.11 Penampang Kritis pada *Pile Cap* Tipe 2

Perhitungan nilai V_c pada *pile cap*

$$a) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 13850836,91 \text{ N}$$

$$b) V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 812,5}{5650} \right) 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 17474694,61 \text{ N}$$

$$c) V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 8962306,239 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil $V_c = 8962306,24 \text{ N} = 896230,6 \text{ kg}$

$$\emptyset V_c > \sum P$$

$$0,85 \times 896230,6 > 624407,42 \text{ kg}$$

$$761796,03 \text{ kg} > 624407,42 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

8.3.7. Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 2

Sloof adalah struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi menyeimbangkan beban pondasi dan sebagai penyangga dinding apabila terjadi pergerakan tanah sehingga dinding tidak runtuh. Sloof sangat berperan penting dalam kekuatan dari bangunan maka dari itu sloof yang direncanakan harus memiliki dimensi yang mencukupi sehingga dapat menerima beban yang bekerja. Pada umumnya sloof direncanakan secara tipikal, oleh karena itu cukup mengambil contoh pada perhitungan sloof dengan bentang terpanjang. Data perencanaan sloof sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$P_u \text{ kolom} = 596817,02 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 596817,02 \times 10\% = 59681,702 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang Sloof} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi Sloof} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \emptyset 12$$

$$\text{Selimut Beton} = 50 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1})$$

$$d = 600 - 50 - 12 - \frac{1}{2} \times 25 = 525,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik pada beton } f_{t\text{ijin}} = 0,5 \times \sqrt{f_c'} = 0,5 \times \sqrt{35} = 2,96 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada beton:

$$f_t = \frac{P_{u\text{sloof}}}{\emptyset \cdot b \cdot h} = \frac{59681,702}{0,8 \cdot 600 \cdot 600} = 0,207 \text{ MPa} < f_{t\text{ijin}} = 2,96 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban rencana yaitu beban aksial dan beban lentur, sehingga perhitungan tulangan ini seperti perhitungan tulangan pada kolom. Analisa tulangan sloof akan direncanakan menggunakan program struktur.

Beban yang diterima sloof:

$$\text{Berat sendiri} = 0,6 \times 0,6 \times 2400 = 864 \text{ kg/m}$$

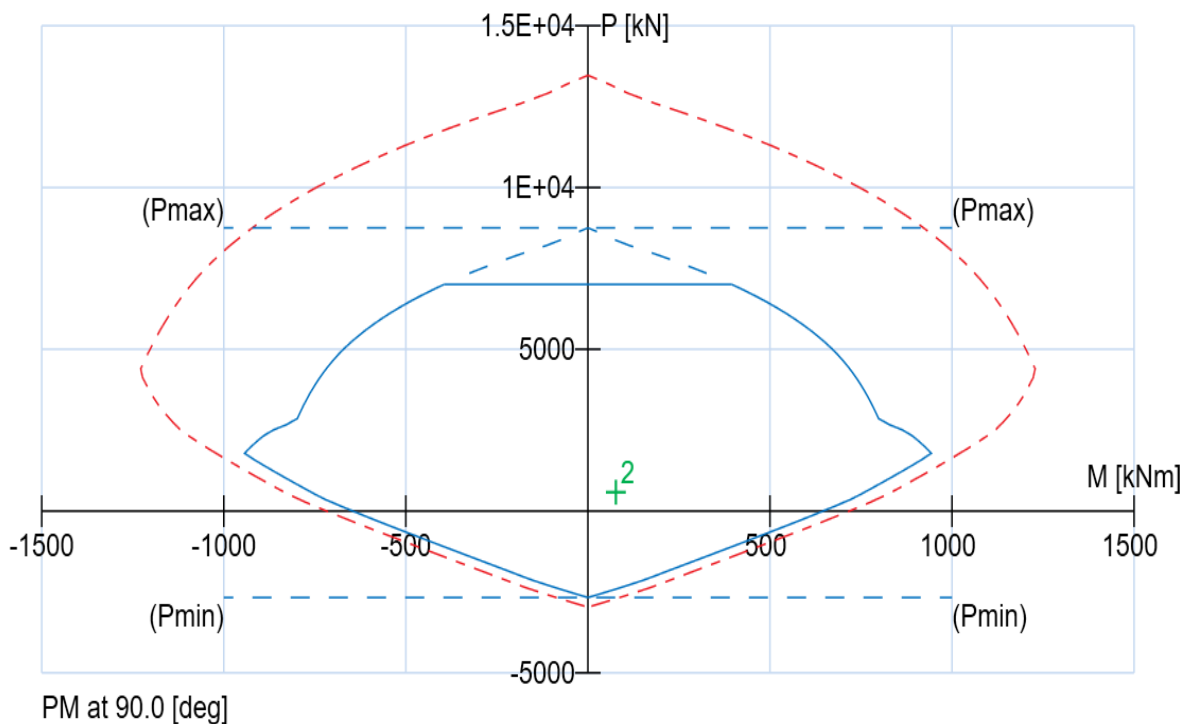
$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= \frac{4 \times 250}{12} = 1000 \text{ kg/m} + \\ &= 1864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$qU = 1,4D = 1,4 \times 1864 = 2609,6 \text{ kg/m}$$

Momen yang bekerja pada sloof:

$$Mu = \frac{1}{12} \times qU \times L^2 = \frac{1}{12} \times 2609,6 \times 6^2 = 7828,8 \text{ kg/m}$$

Nilai – nilai di atas kemaudian dimasukkan ke dalam program bantu untuk menentukan jumlah tulangan yang sesuai dengan momen dan gaya aksial yang diserap pelat. Seperti pada Gambar 8.12.



Gambar 8.12 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof Pondasi Tipe 2

▼ PROPERTIES				▼ SECTION	
f'c	35	MPa			
fy	420	MPa			
Gross area	360000	mm ²			
Total As	7068	mm ²			
Rho	1.96	%			
Max. capacity ratio	0.10				

Gambar 8.13 Hasil Program Struktur Sloof Pondasi Tipe 2

Gambar 8.13 didapatkan hasil program struktur untuk **tulangan ulir berdiameter 25 mm dengan jumlah 12 buah**, semua gaya yang diinputkan ke program struktur tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan dari prosentase program struktur yaitu 1,96% telah memenuhi persyaratan 1% - 6%.

Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom, maka untuk menghitung kekuatan gesernya dengan dibebani tekan aksial, sebagai berikut:

$$V_u = \frac{1}{2} \times 2609,6 \times 6 = 46972,8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 2847-2019 pasal 22.5.6.1})$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{59681,702}{14 \times 600 \times 600} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 525,5 = 320862,86 \text{ N}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c = 0,5 \times 0,75 \times 320862,86 = 120323,57 \text{ N}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$46972,8 \text{ N} \leq 120323,57 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Dipasang tulangan sengkang minimum untuk keamanan, maka jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$c) \frac{d}{2} = \frac{525,5}{2} = 262,75 \text{ mm}$$

$$d) 300 \text{ mm}$$

Digunakan jarak sengkang 200 mm, sehingga sengkang direncanakan 2Ø12-200 mm.

8.4. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 3

Perencanaan pondasi tiang pancang tipe 3 direncanakan untuk menerima gaya aksial (N_u) yang lebih kecil. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang yang akan digunakan, kontrol tegangan maksimum, penulangan *pilecap* serta perhitungan kontrol geser pons.

8.4.1. Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 3 Berdasarkan Kekuatan Material

Daya dukung pondasi tiang pancang tipe 3 dianalisis berdasarkan kekuatan material beton yang digunakan pada tiang pancang. Berdasarkan spesifikasi PT. Wika Beton direncanakan tiang pancang beton sebagai berikut:

Dimensi	= 400 x 400 mm
Kelas	= B
Berat	= 400 kg/m
Momen nominal	= 12,45 ton.m
Kuat beban (P tiang)	= 210,60 ton
Kedalaman tiang pancang	= 6 – 12 m
Mutu Beton (f_c')	= 35 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 420 MPa

8.4.2. Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah

Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan tidak menggunakan harga konus pada ujung tiang, melainkan pakai harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan $8D$ di atas ujung tiang dan $4D$ dibawah ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2}$$

Keterangan:

C = diameter tiang pancang

$C \cdot 8D$ = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai $8D = 8 \times 40 \text{ cm} = 320$

cm keatas

C.4D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 4D = 4 x 40 cm = 160
cm kebawah

Sehingga data sondir yang ada, didapatkan harga-harga konus sebagai berikut:

Perhitungan C1 sepanjang 8D:

$$C1 = \left(\frac{81+63+109+91+49+59+69+54+144+79+91+84+181+152+204+246+250}{17} \right) = 123,5 \text{ kg/cm}^2$$

Perhitungan C2 sepanjang 4D:

$$C2 = \left(\frac{250+250+250+250+250+250+250+250+250}{9} \right) = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sehingga, } Cn = \frac{C.8D+C.4D}{2} = \frac{123,5+250}{2} = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan Data penyelidikan Tanah Sondir (*Conus Penetration Test*)

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah CPT memperoleh nilai-nilai Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) dan Konus (Cn). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada JHP dan konus diambil pada kedalaman 18 m, dengan data sebagai berikut:

$$\text{JHP} = 412 \text{ kg/cm}$$

$$Cn = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, daya dukung tiang dapat ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = Cn \times \frac{A}{n1} + \text{JHP} \times \frac{K}{n2}$$

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 186,76 \times \frac{40 \times 40}{3} + 412 \times \frac{2(40+40)}{5} = 112791,8431 \text{ kg} = 112,79 \text{ ton}$$

Keterangan:

P_{tiang} = daya dukung tanah untuk satu tiang (kg)

A = luas penampang tiang pancang (cm^2)

K = keliling tiang pancang (cm)

Cn = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan (kg/cm^2)

ΣCn = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan

JHP = jumlah hambatan pelekot (kg/cm)

n1 = angka keamanan = 3

n2 = angka keamanan = 5

Berat Tiang Pancang

Berat sendiri tiang = 400 kg/m x 18 m = 7200 kg = 7,20 ton

Beban ijin netto yang diperkenankan pada tiang tersebut sebagai berikut:

$P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 112,79 - 7,20 = 105,59 \text{ ton}$

$P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 105,59 \text{ ton} \leq P_{bahan} = 210,60 \text{ ton} \quad (\text{OK})$

8.4.3. Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 3

Berdasarkan hasil analisa program bantu SAP 2000, diperoleh hasil gaya perletakan terbesar untuk menghitung kebutuhan tiang pancang, sebagai berikut:

$N_u = 300467,89 \text{ kg} = 300,47 \text{ ton}$

$M_{ux} = 20490,72 \text{ kgm} = 20,49 \text{ ton/m}$

$M_{uy} = 22018,18 \text{ kgm} = 22,018 \text{ ton/m}$

Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

Beban sendiri *pile cap* = 2,5 x 2,5 x 0,9 x 2400 = 13500 kg

Beban tiang pancang = 400 kg/m x 18 m = 7200 kg

Beban aksial kolom (Nu) = 300467,89 kg

Berat sloof = 0,6 x 0,6 x 6 x 2400 = 5184 kg +

$\Sigma P = 326351,89 \text{ kg} = 326,35 \text{ ton}$

Menentukan kebutuhan tiang pancang dalam 1 kelompok

$N = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} = \frac{326,35}{105,59} = 3,09 \text{ buah} \approx \mathbf{4 \text{ buah}}$

Sehingga pondasi tiang pancang tipe 3 menggunakan 4 buah tiang pancang dengan dimensi 40 x 40 cm

8.4.4. Perencanaan Kelompok Tiang

Persyaratan jarak tiang pancang (Dwi Prahastini, 2010), dapat dilihat sebagai berikut:

- a. Jarak As ke As tiang pancang:

$$\text{Syarat : } 2,5D \leq S \leq 3D$$

$$: 2,5 \times 40 \leq S \leq 3 \times 40$$

$$: 100 \leq S \leq 120 \quad (\text{OK})$$

Digunakan **S = 110 cm**

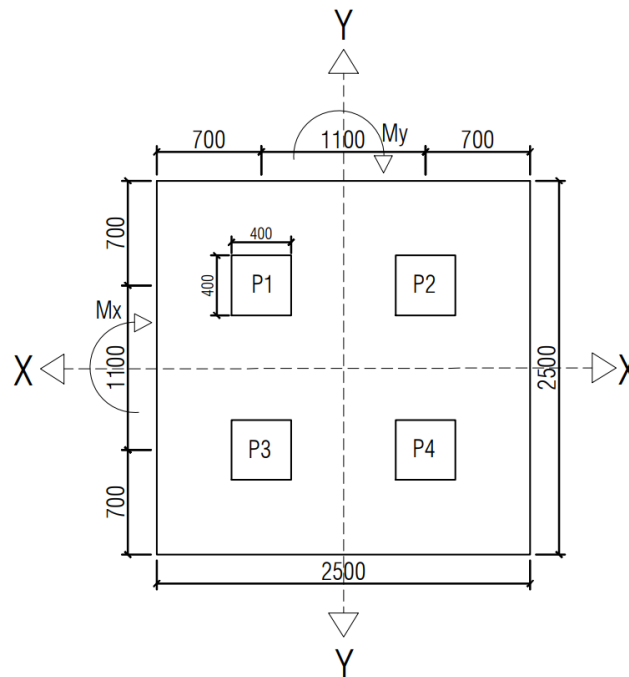
- b. Jarak As ke tepi *pile cap*

$$\text{Syarat : } 1,5D \leq S \leq 2D$$

$$: 1,5 \times 40 \leq S \leq 2 \times 40$$

$$: 60 \leq S \leq 80 \quad (\text{OK})$$

Digunakan **S = 70 cm**



Gambar 8.14 Perencanaan Pondasi Tipe 3

8.4.5. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 3

Jumlah tiang pancang $n > 1$ sehingga, efisiensi (η) dihitung untuk mengetahui kemampuan kelompok tiang pancang dalam menerima beban, apabila dilakukan kontrol beban maksimum yang terjadi pada tiang pancang (P_{maks}) akan mengetahui pondasi yang telah direncanakan mampu atau tidak dalam menerima beban yang terjadi.

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m \times n \times s}$$

Keterangan:

m = jumlah pancang arah Y = 2

n = jumlah pancang arah X = 2

θ = arc tg D/S = arc tg (40/110) = 19,98

s = jarak antar tiang pancang = 110 cm

Sehingga efisiensi tiang pancang dalam kelompok sebagai berikut:

$$(\eta) = 1 - 19,98 \times \frac{2(2-1)+2(2-1)}{2 \times 2 \times 110} = 0,78$$

$$P_{\text{kelompok tiang}} = \eta \times P_{\text{ijin}} = 0,78 \times 105,59 \times 4 = 329,45 \text{ ton}$$

Kontrol Tegangan Maksimum (P_{max}) 1 Tiang Pancang Pondasi Tipe 3

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:

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot x_{\text{max}}}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot y_{\text{max}}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Keterangan:

P_{max} = beban maksimum tiang pancang

$\sum P$ = jumlah total beban normal

M_x = momen yang terjadi di bidang x

M_y = momen yang terjadi di bidang y

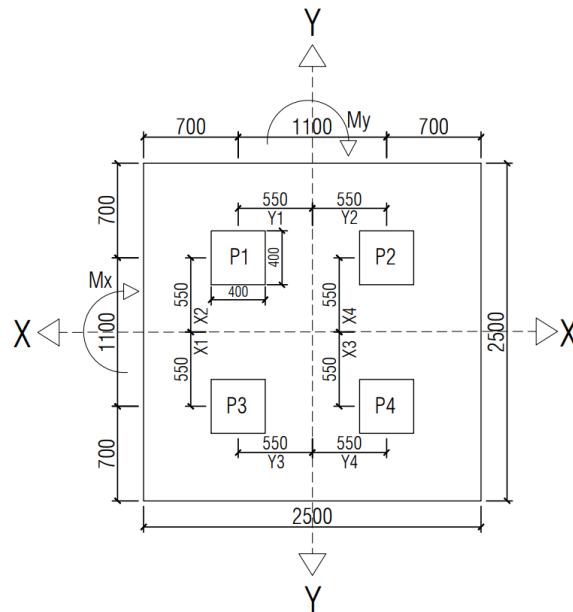
n = banyaknya tiang pancang

X_{max} = absis terjauh pada titik berat kelompok pancang

Y_{max} = ordinat terjauh pada titik berat kelompok pancang

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y



Gambar 8.15 Denah Pondasi Tipe 3

Berdasarkan Gambar 8.15 dapat dihitung:

$$\sum x^2 = 4 \times 0,55^2 = 1,21 \text{ m}$$

$$\sum y^2 = 4 \times 0,55^2 = 1,21 \text{ m}$$

Beban yang bekerja pada 1 tiang pancang dalam kelompok, berdasarkan jarak tiang pancang ke sumbu netral sebagai berikut:

$$P1 = \frac{326,35}{4} - \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} + \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 82,28 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{326,35}{4} + \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} + \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 100,91 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{326,35}{4} - \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} - \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 62,27 \text{ ton}$$

$$P_4 = \frac{326,35}{4} + \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} - \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 80,89 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas:

$$P_{\max} = P_2 = 100,91 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 105,59 \text{ ton}, \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, beban maksimal yang bekerja pada tiang pancang lebih kecil dari pada beban ijin 1 tiang, sehingga pondasi tipe 3 dapat digunakan sebagai pondasi dalam perencanaan struktur gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta.

8.4.6. Perencanaan *Pile Cap* Pondasi Tipe 3

Perhitungan tulangan *pile cap* didasarkan pada besarnya momen yang bekerja pada masing-masing *pile cap* pada daerah kritis tepi kolom dan lebar pondasi. Berikut adalah data-data perencanaan *pile cap*, antara lain:

Mutu beton (f_c')	= 35 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Dimensi <i>pile cap</i>	= 250 cm x 250 cm
Tebal <i>pile cap</i>	= 90 cm
Dimensi kolom	= 60 x 60 cm
Diameter tulangan utama	= 25 mm
Tebal selimut beton	= 75 mm (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3.1)
Tinggi efektif (d_x)	= $900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$
Tinggi efektif (d_y)	= $900 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 787,5 \text{ mm}$

Syarat Batas Penulangan pada *Pile Cap*

Syarat batas penulangan pada *pile cap* rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35 \text{ MPa}$, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

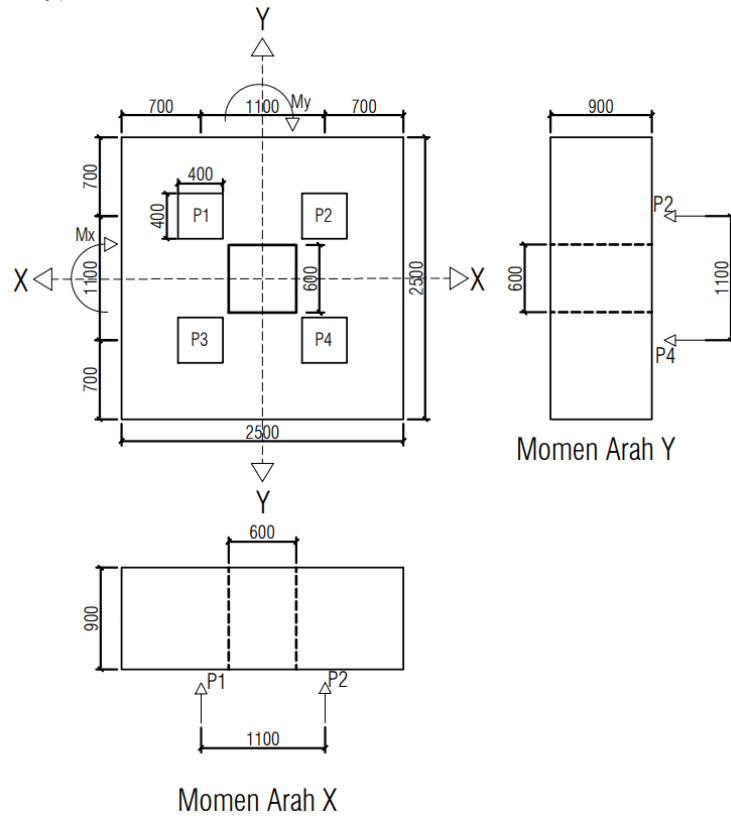
$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

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



Gambar 8.16 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 3

a. Penulangan arah X

Berdasarkan hasil P1 – P4 diperoleh beban P arah X terbesar yaitu pada P2, sehingga:

$$q_U = 1,4 \times (2,5 \times 2,5 \times 0,9 \times 1,7) = 13,39 \text{ kg/m}$$

$$M_u = (P_2 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2 \right)$$

$$M_u = (100,91 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times 13,39 \times 1,25^2 \right)$$

$$M_u = 65,959594 \text{ tonm} = 6595959,425 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{6595959,425}{0,8} = 8244949,281 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{8244949,281}{2500 \times 812,5^2} = 0,005$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,005}{420}} \right) = 0,0000119$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0000119 < 0,0018$ maka pakai $\rho = 0,0018$

Tulangan perlu X yang dibutuhkan:

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 2500 \times 812,5 = 3656,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25mm ($A_s = 5890 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 3656,25 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$s = \frac{2500 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 209,09 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 250 \text{ mm}$. (12D25)

b. Penulangan arah Y

Berdasarkan hasil P1 – P4 diperoleh beban P arah Y terbesar yaitu pada P2, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (2,5 \times 2,5 \times 0,9 \times 1,7) = 13,39 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (P2 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2 \right)$$

$$Mu = (100,91 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times 13,39 \times 1,25^2 \right)$$

$$Mu = 65,959594 \text{ tonm} = 6595959,4 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{6595959,4}{0,8} = 8244949,281 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dy^2} = \frac{8244949,281}{2500 \times 787,5^2} = 0,0053$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0053}{420}} \right) = 0,000013$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,000013 < 0,0018$ maka pakai $\rho = 0,0018$

Tulangan perlu Y

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 2200 \times 787,5 = 3543,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25 mm ($A_s = 5890 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 3543,75 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan Y

$$s = \frac{2500 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 209,09 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 250 \text{ mm}$. (12D25)

Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada saat merencanakan ketebalatan *Pile Cap* dengan persyaratan kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi harus terpenuhi. Kekuatan geser yang dihasilkan oleh beton diambil sebagai nilai terendah dari rumus dibawah ini:

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2019 pasal 22.6.5.1 tabel 22.6.5.2

- a) $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$
- b) $V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$
- c) $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$

Keterangan:

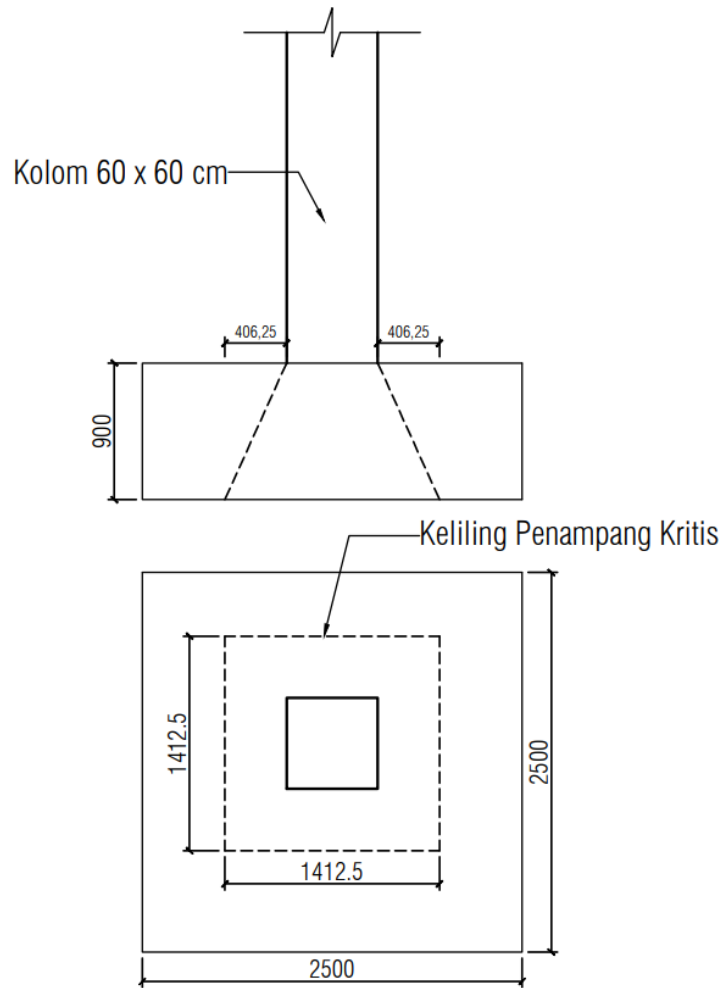
β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom = $600/600 = 1$

$d = 900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$

b_o = keliling panjang kritis pile cap

$$= 2 (600 + 812,5) + 2 (600 + 812,5) = 5650 \text{ mm}$$

$A_s = 40$ untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk sudut



Gambar 8.17 Penampang Kritis pada *Pile Cap* Tipe 3

Perhitungan nilai V_c pada *pile cap*

$$a) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 13850836,91 \text{ N}$$

$$b) V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 812,5}{5650} \right) 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 17474694,61 \text{ N}$$

$$c) V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 8962306,239 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil $V_c = 8962306,24 \text{ N} = 896230,6 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \phi V_c &> \Sigma P \\ 0,85 \times 896230,6 &> 326351,89 \text{ kg} \\ 761796,03 \text{ kg} &> 326351,89 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

8.4.7. Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 3

Sloof adalah struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi menyeimbangkan beban pondasi dan sebagai penyangga dinding apabila terjadi pergerakan tanah sehingga dinding tidak runtuh. Sloof sangat berperan penting dalam kekuatan dari bangunan maka dari itu sloof yang direncanakan harus memiliki dimensi yang mencukupi sehingga dapat menerima beban yang bekerja. Pada umumnya sloof direncanakan secara tipikal, oleh karena itu cukup mengambil contoh pada perhitungan sloof dengan bentang terpanjang. Data perencanaan sloof sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Pu kolom} = 300467,89 \text{ kg}$$

$$\text{Pu Sloof} = 300467,89 \times 10\% = 30046,789 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang Sloof} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi Sloof} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \text{Ø12}$$

$$\text{Selimut Beton} = 50 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1})$$

$$d = 600 - 50 - 12 - \frac{1}{2} \times 25 = 525,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik pada beton } f_{t\text{ijin}} = 0,5 \times \sqrt{f_c'} = 0,5 \times \sqrt{35} = 2,96 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada beton:

$$f_t = \frac{P_{u\text{sloof}}}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{30046,789}{0,8 \cdot 600 \cdot 600} = 0,104 \text{ MPa} < f_{t\text{ijin}} = 2,96 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban rencana yaitu beban aksial dan beban lentur, sehingga perhitungan tulangan ini seperti perhitungan tulangan pada kolom. Analisa tulangan sloof akan direncanakan menggunakan program struktur.

Beban yang diterima sloof:

$$\text{Berat sendiri} = 0,6 \times 0,6 \times 2400 = 864 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = \frac{4 \times 250}{\quad} = 1000 \text{ kg/m} \quad +$$

$$= 1864 \text{ kg/m}$$

$$qU = 1,4D = 1,4 \times 1864 = 2609,6 \text{ kg/m}$$

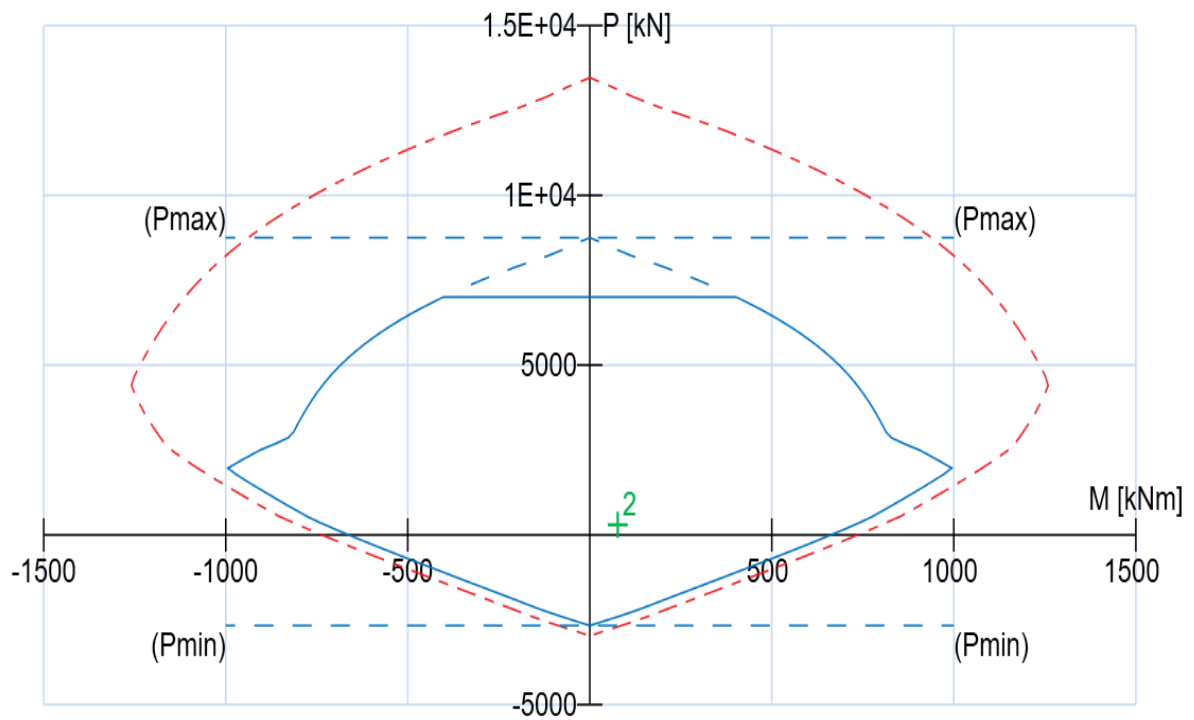
Momen yang bekerja pada sloof:

$$Mu = \frac{1}{12} \times qU \times L^2$$

$$Mu = \frac{1}{12} \times 2609,6 \times 6^2$$

$$\mathbf{Mu = 7828,8 \text{ kg/m}}$$

Nilai – nilai di atas kemaudian dimasukkan ke dalam program bantu untuk menentukan jumlah tulangan yang sesuai dengan momen dan gaya aksial yang diserap pelat. Seperti pada Gambar 8.16.



PM at 90.0 [deg]

Gambar 8.18 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof Pondasi Tipe 3

▼ PROPERTIES		▼ SECTION	
f'c	35	MPa	
fy	420	MPa	
Gross area	360000	mm ²	
Total As	7068	mm ²	
Rho	1.96	%	
Max. capacity ratio	0.11		

Gambar 8.19 Hasil Program Struktur Pondasi Tipe 3

Pada Gambar 8.17 didapatkan hasil program struktur untuk **tulangan ulir berdiameter 25 mm dengan jumlah 12 buah**, semua gaya yang diinputkan ke program struktur tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan dari prosentase program struktur yaitu 1,96% telah memenuhi persyaratan 1% - 6%.

Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom maka untuk menghitung kekuatan gesernya harus sesuai persyaratan SNI 2847-2019 pasal 22.5.6.1 dengan dibebani tekan aksial.

$$V_u = \frac{1}{2} \times 2609,6 \times 6 = 46972,8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{30046,789}{14 \times 600 \times 600} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 525,5 = 318998,28 \text{ N}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c = 0,5 \times 0,75 \times 318998,28 = 119624,356 \text{ N}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$46972,8 \text{ N} \leq 119624,356 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Dipasang tulangan sengkang minimum untuk keamanan, maka jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$\text{e) } \frac{d}{2} = \frac{525,5}{2} = 262,75 \text{ mm}$$

$$\text{f) } 300 \text{ mm}$$

Digunakan jarak sengkang 200 mm, sehingga sengkang direncanakan 2Ø12-200 mm.