

BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI

Pada perencanaan gedung Perkantoran Civton di Kota Bandung, struktur bawah direncanakan menggunakan pondasi dalam tipe tiang pancang beton bertulang. Pondasi merupakan elemen akhir atau bagian struktur paling bawah dari suatu konstruksi gedung yang harus kuat dan stabil. Fungsi utama pondasi adalah sebagai pendukung struktur atas untuk menahan dan menerima beban dari struktur atas kemudian beban tersebut disalurkan ke tanah. Pemilihan pondasi dalam untuk struktur bawah gedung ini adalah karena mempertimbangkan tinggi gedung yang memiliki tinggi 40 m sehingga membutuhkan pondasi yang dapat menahan stabilitas gedung. Pertimbangan lainnya berdasarkan hasil penyelidikan tanah diperoleh daya dukung tanah yang baik berada pada kedalaman 14 m.

8.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung tiang pancang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam menerima beban bekerja. Perhitungan daya dukung tiang pancang berfungsi untuk menentukan P ijin satu buah tiang agar tidak melebihi batas maksimal beban yang bekerja pada tiang pancang (P_{max}). Daya dukung tiang pancang dapat ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang tersebut akan ditanam.

Kekuatan bahan beton bertulang tiang pancang dihitung berdasarkan pada SNI 2847-2019 dengan memperhatikan faktor reduksi bahan dan faktor tekuk. Sedangkan kekuatan daya dukung tanah harus dihitung dengan menggunakan angka keamanan dan efisiensi dari kelompok tiang. Berdasarkan hasil analisa kekuatan bahan dan tanah tersebut, nilai yang terkecil yang akan digunakan dalam menentukan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu *pile cap*. Pada perencanaan gedung perkantoran Civton perencanaan daya dukung tanah direncanakan berdasarkan data-data penyelidikan terhadap kondisi tanah berupa data SPT dan CPT di Kota Bandung.

8.2 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Pada perencanaan pondasi tiang pancang tipe 1 akan direncanakan menerima gaya aksial (N_u) terbesar. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, periksa P_{ijin} tiang dan periksa gaya maksimum yang diterima oleh kelompok tiang.

8.2.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tipe 1 Berdasarkan Kekuatan Bahan

Daya dukung pondasi tiang akan dianalisa berdasarkan kekuatan bahan yang digunakan untuk tiang pancang, material beton dipilih sebagai bahan untuk tiang pancang. Tiang pancang yang digunakan untuk perencanaan pondasi tipe 1 menggunakan produk dari PT. Wika Beton yang memiliki spesifikasi sebagai berikut:

Tipe	= <i>Prestressed Concrete Square Piles</i>
Mutu beton, f_c	= 42 MPa
Mutu baja, f_y BJ 51	= 410 MPa
Dimensi tiang pancang	= 400 mm x 400 mm
Kelas beton	= B
Berat unit	= 400 kg/m
Momen nominal	= 12,45 tomm
Kuat beban (P_{tiang})	= 210,60 ton
Kedalaman tiang pancang	= 6 – 14 m
Tebal selimut beton	= 70 mm

8.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Kekuatan Tanah

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan kekuatan tanah direncanakan berdasarkan data hasil tes sondir (CPT) dengan memperhitungkan daerah tanah yang mengalami keruntuhan akibat geser penetrasi konus atau tiang pancang. Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan ini tidak mengambil konus pada ujung tiang, tetapi menggunakan konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan 8D di atas ujung tiang dan 4D di bawah ujung tiang yang dihitung dengan menggunakan rumusan sebagai berikut:

Berdasarkan Data Penyelidikan Tanah Sondir (CPT)

Berdasarkan dari hasil data penyelidikan tanah sondir (CPT) didapat nilai jumlah hambatan pelekat (JHP) dan konus (C_n). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada jumlah hambatan pelekat (JHP) dan konus diambil pada kedalaman 14,2 m, dengan data sebagai berikut:

$$JHP = 441,33 \text{ kg/cm}$$

$$C_n = 125 \text{ kg/cm}$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah tersebut, maka daya dukung tiang dapat ditentukan dengan rumusan berikut:

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

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 125 \times \frac{40 \times 40}{3} + 441,33 \times \frac{40 \times 40}{5} = 207892,26 \text{ kg} = 207,89 \text{ ton}$$

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, akibat keruntuhan (kg/cm^2)

JHP = Jumlah hambatan pelekat (kg/cm)

n_1 = Angka keamanan, 3

n_2 = Angka keamanan, 5

Berat Tiang Pancang:

$$\text{Berat sendiri tiang} = 400 \text{ kg/m} \times 14 \text{ m} = 5600 \text{ kg/m} = 5,6 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{ijin netto}} = 207,89 - 5,6 = 202,29 \text{ ton} < P_{\text{bahan}} 210,60 \text{ ton (OK)}$$

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.

Daya Dukung Tiang Berdasarkan Data Penyelidikan SPT

Untuk menentukan daya dukung tanah berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT menggunakan perumusan sebagai berikut:

Daya dukung 1 tiang:

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= 40 N_i \frac{A}{n} \\ &= 40 \times 50 \times \frac{40 \times 40}{3} \\ &= 1066666,67 \text{ kg} \\ &= 1066,67 \text{ ton} \end{aligned}$$

Keterangan:

Ni = Nilai SPT pada kedalaman 14 m

A = Luas penampang tiang pancang (cm²)

n1 = Angka keamanan, 3

Berat Tiang Pancang:

Berat sendiri tiang = 400 kg/m x 14 m = 5600 kg/m = 5,6 ton/m

P_{ijin netto} = 1066,67 – 5,6 = 1061,07 ton > P_{bahan} 210,60 ton

Dari perhitungan daya dukung tiang pancang berdasarkan pada data penyelidikan tanah sondir dan SPT didapat nilai terkecil daya dukung tiang adalah dari hasil penyelidikan tanah sondir, maka digunakan P_{ijin} 1 tiang = 207,89 ton.

8.2.3 Kebutuhan Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Diperoleh nilai gaya-gaya dalam dengan nilai beban, gaya aksial maupun momen yang terbesar untuk kolom dengan berdasarkan hasil analisa pemodelan struktur 3D dengan program bantu SAP2000 v.14 sebagai berikut:

Nu = 7971827,77 N

Mu1 = 8668210,13 Nmm

Mu2 = 1459022 Nmm

Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

Beban sendiri <i>pile cap</i>	= 3,6 x 2,5 x 1,3 x 2400	= 28080	kg
Berat tiang pancang	= 400 kg/m x 14 m	= 5600	kg
Beban aksial kolom (Nu)		= 797182,77	kg
Berat sloof	= 0,5 x 0,7 x 7 x 2400	= 5880	kg
		<hr/>	
		ΣP	= 835566,77 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:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} = \frac{835566,77}{207892,26} = 4,1 \sim 6 \text{ buah}$$

Maka digunakan 6 buah tiang pancang dengan ukuran 40 x 40 cm untukantisipasi keamanan struktur.

Jarak Tiang Pancang

Berikut merupakan jarak tiang pancang berdasarkan Dirjen Bina Marga. Untuk jarak antar tiang pancang yaitu dapat dihitung sebagai berikut:

Jarak as ke as tiang pancang,

Syarat:

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

$$2,5 (40) \leq S \leq 3 (40)$$

$$100 \leq 110 \leq 120 \text{ (OK)}$$

Jarak as ke tepi *pile cap*,

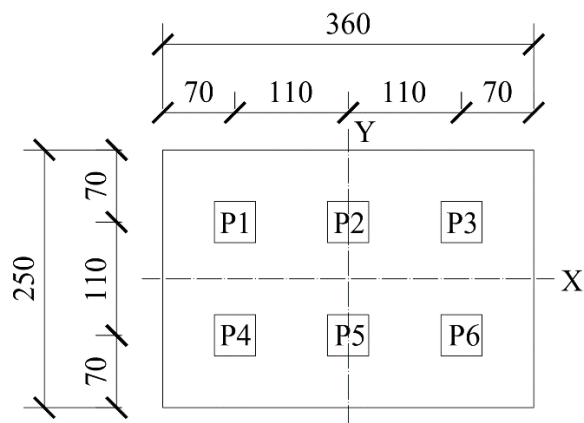
Syarat:

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

$$1,5 (40) \leq S \leq 2(40)$$

$$60 \leq 70 \leq 80 \text{ (OK)}$$

Pondasi tiang pancang digunakan 6 buah dengan pola penempatan seperti pada Gambar 8.1



Gambar 8. 1 Pondasi Tipe 1

8.2.4 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

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

$$m = \text{jumlah tiang pancang dalam arah Y} = 2$$

$$n = \text{jumlah tiang pancang dalam arah X} = 3$$

$$\theta = \text{arc tan D/S} = \text{arc tan (40/110)} = 19,98$$

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi } (\eta) &= 1 - \theta \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m \times n \times 90} \\ &= 1 - 19,98 \times \frac{2(3-1)+3(2-1)}{2 \times 3 \times 90} \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{group tiang}} &= \eta \times P_{\text{ijin}} \\ &= 0,81 \times 207,89 \\ &= 168,39 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{\text{ijin group}} &= 168,39 \times 6 \\ &= 1010,34 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol Beban Maksimum (P_{maks}) 1 Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang pancang dalam kelompok tiang dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang tersebut. Umumnya diketahui rumusan yang digunakan untuk menghitung beban maksimum pada tiang adalah sebagai berikut:

$$P_{\text{maks}} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_x \times X}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_y \times Y}{\Sigma Y^2} < \eta \times P_{\text{ijin}}$$

Dimana:

P_{maks} = beban maksimum yang diterima oleh satu tiang

ΣP = jumlah total yang bekerja pada tiang

n = jumlah tiang dalam kelompok tiang

M_y = momen yang terjadi pada bidang tegak lurus Y

M_x = momen yang terjadi pada bidang tegak lurus X

X_{maks} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{maks} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

ΣX^2 = jumlah kuadrat X

ΣY^2 = jumlah kuadrat Y

Berdasarkan Gambar 8.1 dapat dihitung:

$$X = 110 \text{ cm} = 1,1 \text{ m}$$

$$Y = 55 \text{ cm} = 0,55 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 4 \times 1,1 = 4,4 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = 6 \times 0,55 = 3,3 \text{ m}^2$$

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

$$P1 = \frac{835,57}{6} - \frac{86,7 \times 1,1}{4,4^2} + \frac{14,6 \times 0,55}{3,3^2} = 135,07 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{835,57}{6} - \frac{86,7 \times 0}{4,4^2} + \frac{14,6 \times 0,55}{3,3^2} = 140,00 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{835,57}{6} + \frac{86,7 \times 1,1}{4,4^2} + \frac{14,6 \times 0,55}{3,3^2} = 144,93 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{835,57}{6} - \frac{86,7 \times 1,1}{4,4^2} - \frac{14,6 \times 0,55}{3,3^2} = 133,60 \text{ ton}$$

$$P5 = \frac{835,57}{6} + \frac{86,7 \times 0}{4,4^2} - \frac{14,6 \times 0,55}{3,3^2} = 138,52 \text{ ton}$$

$$P6 = \frac{835,57}{6} + \frac{86,7 \times 1,1}{4,4^2} - \frac{14,6 \times 0,55}{3,3^2} = 143,45 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh:

$$P_{maks} = P3 = 144,93 \text{ ton} < P_{ijin \text{ tiang netto}} = 207,89 \text{ ton (OK)}$$

8.2.5 Penurunan (Settlement) Pondasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Penurunan pondasi satu tiang pancang dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban oleh karena itu perhitungannya harus bersifat pendekatan dengan menggunakan metode empiris. Dalam perhitungan penurunan pondasi tiang diambil salah satu tiang dengan gaya aksial terbesar. Perhitungan ini menggunakan metode Vesic (1977) dengan perhitungan sebagai berikut:

Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

$$s = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

Dimana:

- s = penurunan pondasi satu tiang pancang
D = dimensi tiang pancang
Q = total beban yang bekerja pada tiang pancang
L = Panjang tiang pancang
Ap = Luas penampang tiang pancang
Ep = Modulus Elastisitas penampang

Luas penampang tiang pancang dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_p &= D^2 \\ &= 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Berat untuk satu tiang pancang:

$$\begin{aligned} W &= A_p \times \text{berat jenis beton} \times L \\ &= 0,16 \times 2,4 \times 14 \\ &= 5,376 \text{ ton} \end{aligned}$$

Maka, Q dapat dihitung:

$$\begin{aligned} Q &= P + \text{Berat tiang} \\ &= 797,18 + 5,376 \\ &= 802,556 \text{ ton} \end{aligned}$$

Modulus elastisitas penampang tiang pancang adalah:

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \sqrt{42} \\ &= 30459,48 \text{ N/mm}^2 = 3106002,60 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga untuk penurunan satu tiang pancang (s) dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\begin{aligned} s &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{0,4}{100} + \frac{802,556 \times 14}{0,16 \times 3106002,60} \\ &= 0,027 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok Pondasi Tipe 1

Penurunan tiang kelompok (S_{group}) dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$S_{group} = S_{tunggal} \times \sqrt{\frac{B_{group}}{D}}$$

Dimana:

S_{group} = Penurunan pondasi kelompok tiang

$S_{tunggal}$ = Penurunan pondasi satu tiang

B_{group} = Lebar kelompok tiang

D = Dimensi tiang pancang

$$\begin{aligned} S_{group} &= S_{tunggal} \times \sqrt{\frac{B_{group}}{D}} \\ &= 0,027 \times \sqrt{\frac{1,1}{0,4}} \\ &= 0,045 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan yang Diijinkan

Syarat perbandingan penurunan yang aman untuk penurunan izin pada kelompok tiang adalah:

$$\begin{aligned} S_{ijin} &= \frac{L}{250} \\ &= \frac{14}{250} = 0,056 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S_{group} \leq S_{ijin}$$

$$0,045 \text{ m} \leq 0,056 \text{ m (OK)}$$

8.2.6 Perencanaan *Pile Cap* Pondasi Tipe 1

Perhitungan penulangan *pile cap* didasari oleh besarnya momen yang bekerja pada tiap-tiap *pile cap* dari daerah kritis tepi kolom dan selebar pondasi. Berikut data-data perencanaan *pile cap*:

Mutu beton (f_c) = 35 MPa

Mutu baja (F_y) BJ 41 = 250 MPa

Dimensi *Pile Cap* = 3,6 m x 2,5 m

Dimensi kolom pedestal = 0,8 m x 0,7 m

Tebal <i>pile cap</i>	= 1,3 m
Diameter tulangan	= 32 mm
Tebal selimut beton	= 70 mm

Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan pada SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.4.3 untuk beton dengan nilai kuat tekan diatas 28 MPa dan tidak lebih besar dari 55 MPa maka nilai faktor reduksi (β) harus direduksi terlebih dahulu.

$$\beta = 0,85 - \frac{0,05 (fc-28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35-28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times fc \times \beta}{F_y} \left(\frac{600}{600+F_y} \right) = \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{250} \left(\frac{600}{600+250} \right) = 0,0672$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,0672 = 0,0504$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{250} = 0,0056$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times fc} = \frac{250}{0,85 \times 35} = 8,40$$

Kontrol Tebal *Pile Cap*

Digunakan cara *trial and error* sebagai contoh yaitu menggunakan perhitungan perencanaan pada kolom sebagai berikut:

$$\text{Beban aksial (P)} = 797182,77 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ MPa} = 356,90 \text{ kg/cm}^2$$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65 \sqrt{\sigma_b k} = 0,65 \sqrt{356,90} = 12,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{(2 \times ((bxh)h) + 2 \times ((bxh)h)}$$

$$12,28 \geq \frac{1,5 \times 797182,77}{(2 \times ((80 \times h)h) + 2 \times ((70 \times h)h)}$$

Dicoba tebal *pile cap*, $h = 130 \text{ cm}$

$$12,28 \geq \frac{1,5 \times 797182,77}{(2 \times ((80 \times 130)130) + 2 \times ((70 \times 130)130)}$$

$$12,28 \geq 11,22 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan *pile cap* digunakan 130 cm

Penulangan Arah X

Tinggi efektif (d_x) = $h - P - 0,5\emptyset = 1300 - 70 - 0,5(32) = 1214$ mm

Momen yang bekerja

$$qU = 2,5 \times 1,3 \times 2,4 = 7,8 \text{ ton/m}^3$$

$$\begin{aligned} Mu &= (P \times L) - (1/2 \times q \times L^2) \\ &= (144,93 \times 1,1) - (1/2 \times 7,8 \times 0,9^2) \\ &= 156,26 \text{ tonm} \end{aligned}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,8} = \frac{156,26}{0,8} = 195,33 \text{ tonm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{195,33 \times 10^7}{3600 \times 1214^2} = 0,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,40} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,40 \times 0,37}{250}} \right) \\ &= 0,0015 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,0056 < 0,0062 < 0,0504$$

maka digunakan ρ_{\min} yaitu 0,0056

Tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0,0056 \times 3600 \times 1214 = 24474,24 \text{ mm}^2$$

Dipakai 31 $\emptyset 32$ mm ($A_s = 24917,8 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 24474,8 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$S = \frac{3600 - (2 \times 70) - (2 \times 32)}{31 - 1} = 113,2 \text{ mm}$$

Dipasang jarak 115 mm (31 $\emptyset 32$ mm – 115 mm)

Penulangan Arah Y

Tinggi efektif (d_y) = $h - P - 0,5\emptyset - \emptyset = 1300 - 70 - 0,5(32) - 32 = 1182$ mm

Momen yang bekerja

$$qU = 3,6 \times 1,3 \times 2,4 = 11,23 \text{ ton/m}^3$$

$$\begin{aligned} Mu &= (P \times L) - (1/2 \times q \times L^2) \\ &= (144,93 \times 0,55) - (1/2 \times 11,23 \times 0,625^2) \\ &= 77,52 \text{ tonm} \end{aligned}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,8} = \frac{77,52}{0,8} = 96,9 \text{ tonm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{96,9 \times 10^7}{3600 \times 1182^2} = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,40} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,40 \times 0,19}{250}} \right) \\ &= 0,0010 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,0056 < 0,0062 < 0,0504$$

maka digunakan ρ_{\min} yaitu 0,0056

Tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times dx = 0,0056 \times 2500 \times 1182 = 16548 \text{ mm}^2$$

Dipakai 21 Ø32 mm ($A_s = 16879,8 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 16548 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan Y

$$S = \frac{2500 - (2 \times 70) - (2 \times 32)}{21 - 1} = 114,8 \text{ mm} \sim 115 \text{ mm}$$

Dipasang jarak 115 mm (21 Ø32 mm – 115 mm)

Perhitungan Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada perencanaan tebal *pile cap* harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil nilai yang terkecil dari perumusan berikut:

Berdasarkan pada SNI 2847-2019 Pasal 22.6.5.2

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

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

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

Dimana:

$$\beta = \text{Rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom} = 800/700 = 1,14$$

$$d = 900 - 70 - 0,5(32) = 814 \text{ mm}$$

$$b_o = \text{keliling penampang kritis } pile \text{ cap} = 2(800 + 1214) + 2(700 + 1214) = 7856 \text{ mm}$$

$$A_s = 40 \text{ untuk kolom interior, } 30 \text{ untuk kolom tepi, dan } 20 \text{ untuk sudut}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,14}\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 7856 \times 1214 \\ &= 26419700 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= 0,083 \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \left(\frac{40 \times 1214}{7856} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 7856 \times 1214 \\ &= 38313600 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 7856 \times 1214 \\ &= 18619500 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil nilai V_c terkecil yaitu $V_c = 9941899 \text{ N}$

$\emptyset V_c > \Sigma P$

$$0,85 \times 18619500 > 7971827,77 \text{ N}$$

$$15826575 \text{ N} > 7971827,77 \text{ N (OK)}$$

8.2.7 Perencanaan Sloof Pondasi Tipe 1

Sloof merupakan struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi untuk meratakan beban pondasi. Sloof juga berfungsi sebagai pengunci dinding yang apabila terjadi pergerakan tanah maka dinding tanah tidak roboh. Sloof yang direncanakan harus memiliki dimensi yang mencukupi agar mampu menerima beban yang bekerja. Karena sloof direncanakan secara tipikal, maka cukup diambil satu contoh perhitungan sloof dengan bentang terpanjang, berikut merupakan data-data perencanaan sloof sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton, } f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{Pu kolom} = 797182,77 \text{ kg}$$

$$\text{Pu sloof} = 10\% \times 797182,77 = 79718,277 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang sloof} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang bersih sloof} = 6740 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Dimensi sloof} &= 500 \times 700 \text{ mm} \\
\text{Tulangan utama} &= 25 \text{ mm} \\
\text{Tulangan sengkang} &= 13 \text{ mm} \\
\text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\
d &= 700 - 50 - 13 - 0,5(25) = 624,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik pada beton } f_{t\text{ijin}} = 0,5 \times \sqrt{35} = 2,96 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada beton:

$$f_t = \frac{P_u \text{ Sloof}}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{797182}{0,8 \cdot 500 \cdot 700} = 2,85 \text{ MPa} < f_{t\text{ijin}} = 2,96 \text{ MPa (OK)}$$

Tulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasari pada kondisi pembebanan dimana beban yang direncanakan adalah beban aksial dan beban lentur, sehingga penulangan seperti pada kolom pedestal. Analisa penulangan sloof direncanakan menggunakan program bantu PCA Column.

$$\begin{aligned}
P_u &= 10\% \times P_u \text{ kolom} \\
&= 10\% \times 7971827,77 \\
&= 797182,77 \text{ N} = 79718,27 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Beban mati sloof

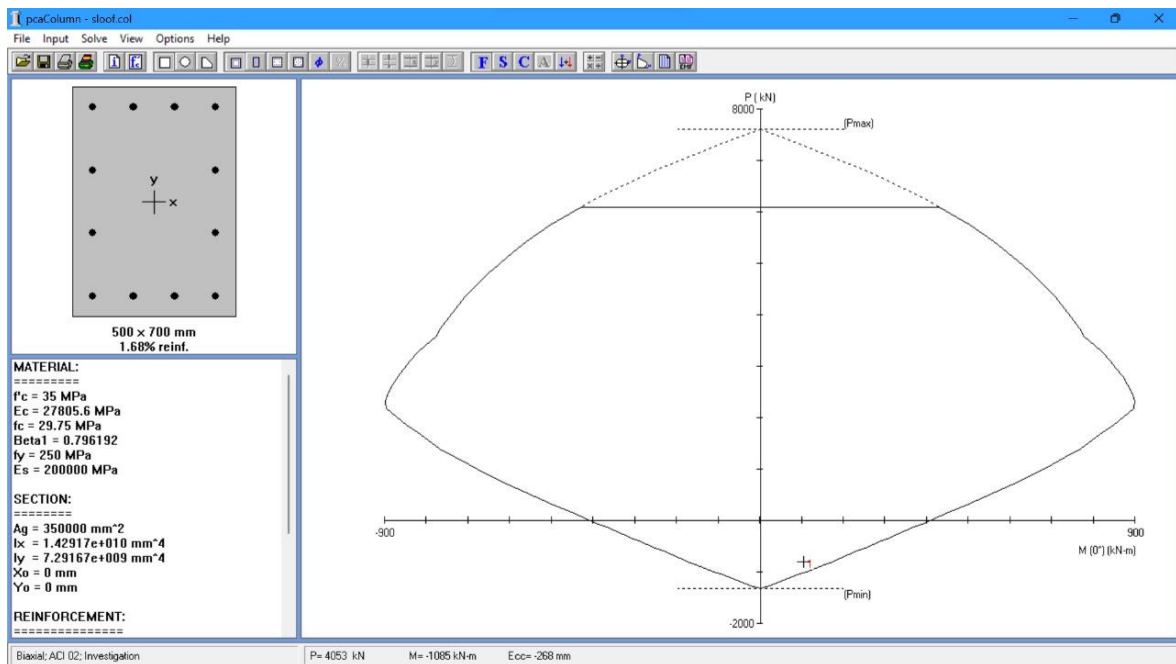
$$\begin{array}{rcl}
\text{Berat sendiri} &= 0,5 \times 0,7 \times 2400 &= 840 \text{ kg/m} \\
\text{Berat dinding} &= 4 \times 250 &= 1000 \text{ kg/m} \\
\hline
&& \text{qD} = 1840 \text{ kg/m} \quad +
\end{array}$$

Beban ultimit:

$$\begin{aligned}
q_U &= 1,4D \\
&= 1,4 (1840) \\
&= 2576 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_u &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\
&= \frac{1}{12} \times 2576 \times 7^2 \\
&= 10518,67 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Diperoleh hasil analisa program bantu PCA Column seperti Gambar 8.2 didapat data sebagai berikut:



Gambar 8. 2 Diagram Interaksi M - N Sloof Tipe 1

Diperoleh hasil analisa program bantu PCA Column dan berdasarkan dari diagram interaksi Mn – Pn pada sloof dimensi 500 x 700 mm didapatkan konfigurasi penulangan 12 Ø25 mm. Berdasarkan pada konfigurasi tersebut diperoleh rasio tulangan sebesar $\rho = 1,68\%$.

Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom maka untuk kekuatan geser dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{797182,77}{14(500 \times 700)} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 500 \times 624,5 \\
 &= 365131,64 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 0,5 q_u \times l \\
 &= 0,5 \times 2576 \times 7 \\
 &= 9016 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Persyaratan mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 13.5.5 yaitu:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$9016 \text{ N} \leq 0,75 \times 365131,64 \text{ N}$$

$$9016 \text{ N} \leq 273848,73 \text{ N}$$

Maka tidak perlu tulangan geser atau sengkang.

Dikarenakan penampang tidak perlu menggunakan tambahan tulangan geser, maka dipasang tulangan geser praktis. Mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 18.13.3.2 spasi tulangan geser untuk sloof tidak boleh melebihi 0,5 dimensi penampang atau 350 mm, maka:

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 0,5 \times 700 \\ &= 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan geser $\phi 13 - 350 \text{ mm}$

8.3 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Pondasi tiang pancang tipe 2 merupakan pondasi yang direncanakan menerima gaya aksial (N_u) yang lebih kecil. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kontrol P_{ijin} tiang dan periksa gaya maksimum yang diterima oleh kelompok tiang.

8.3.1 Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 2

Diperoleh nilai gaya-gaya dalam dengan nilai beban, gaya aksial maupun momen yang terbesar untuk kolom dengan berdasarkan hasil analisa pemodelan struktur 3D dengan program bantu SAP2000 v.14 sebagai berikut:

$$N_u = 4822692,01 \text{ N}$$

$$M_u1 = 78122993,35 \text{ Nmm}$$

$$M_u2 = 1804770,35 \text{ Nmm}$$

Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

Beban sendiri <i>pile cap</i>	= 2,5 x 2,5 x 1,3 x 2400	= 19500	kg
Berat tiang pancang	= 400 kg/m x 14 m	= 5600	kg
Beban aksial kolom (N_u)		= 482269,20	kg
Berat sloof	= 0,5 x 0,7 x 7 x 2400	= 5880	kg
	ΣP	=	<u>513249,20</u> 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:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} = \frac{513249,20}{207892,26} = 2,5 \sim 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan 4 buah tiang pancang dengan ukuran 40 x 40 cm untuk antisipasi keamanan struktur.

Jarak Tiang Pancang

Berikut merupakan jarak tiang pancang berdasarkan Dirjen Bina Marga. Untuk jarak antar tiang pancang yaitu dapat dihitung sebagai berikut:

Jarak as ke as tiang pancang,

Syarat:

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

$$2,5 (40) \leq S \leq 3 (40)$$

$$100 \leq 110 \leq 120 \text{ (OK)}$$

Jarak as ke tepi *pile cap*,

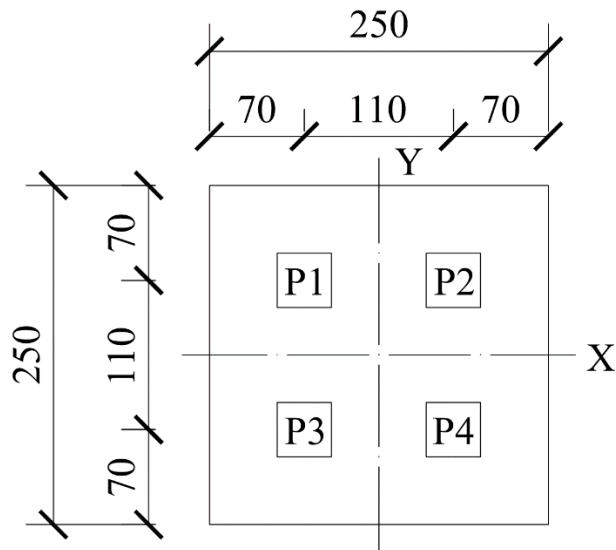
Syarat:

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

$$1,5 (40) \leq S \leq 2(40)$$

$$60 \leq 70 \leq 80 \text{ (OK)}$$

Pondasi tiang pancang digunakan 4 buah dengan pola penempatan seperti pada Gambar 8.2



Gambar 8. 3 Pondasi Tipe 2

8.3.2 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 2

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

m = jumlah tiang pancang dalam arah Y = 2

n = jumlah tiang pancang dalam arah X = 2

θ = $\text{arc tan } D/S = \text{arc tan } (40/110) = 19,98$

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi } (\eta) &= 1 - \theta \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m \times n \times 90} \\ &= 1 - 19,98 \times \frac{2(2-1)+2(2-1)}{2 \times 2 \times 90} \\ &= 0,89 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{group tiang}} &= \eta \times P_{\text{ijin}} \\ &= 0,89 \times 207,89 \\ &= 185,02 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{\text{ijin group}} &= 185,02 \times 4 \\ &= 740,08 \text{ ton} \end{aligned}$$

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

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang pancang dalam kelompok tiang dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang tersebut. Umumnya diketahui rumusan yang digunakan untuk menghitung beban maksimum pada tiang adalah sebagai berikut:

$$P_{\text{maks}} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_x \times X}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_y \times Y}{\Sigma Y^2} < \eta \times P_{\text{ijin}}$$

Dimana:

P_{maks} = beban maksimum yang diterima oleh satu tiang

ΣP = jumlah total yang bekerja pada tiang

n = jumlah tiang dalam kelompok tiang

M_y = momen yang terjadi pada bidang tegak lurus Y

M_x = momen yang terjadi pada bidang tegak lurus X

X_{maks} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{maks} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

ΣX^2 = jumlah kuadrat X

ΣY^2 = jumlah kuadrat Y

Berdasarkan Gambar 8.1 dapat dihitung:

$$X = 55 \text{ cm} = 0,55 \text{ m}$$

$$Y = 55 \text{ cm} = 0,55 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 4 \times 0,55 = 2,2 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = 4 \times 0,55 = 2,2 \text{ m}^2$$

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

$$P_1 = \frac{513,25}{4} - \frac{781,23 \times 0,55}{2,2^2} + \frac{18,05 \times 0,55}{2,2^2} = 41,59 \text{ ton}$$

$$P_2 = \frac{513,25}{4} + \frac{781,23 \times 0,55}{2,2^2} + \frac{18,05 \times 0,55}{2,2^2} = 119,14 \text{ ton}$$

$$P_3 = \frac{513,25}{4} - \frac{781,23 \times 0,55}{2,2^2} - \frac{18,05 \times 0,55}{2,2^2} = 37,49 \text{ ton}$$

$$P_4 = \frac{513,25}{4} + \frac{781,23 \times 0,55}{2,2^2} - \frac{18,05 \times 0,55}{2,2^2} = 115,04 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh:

$$P_{\text{maks}} = P_2 = 119,14 \text{ ton} < P_{\text{ijin tiang netto}} = 207,89 \text{ ton (OK)}$$

8.3.3 Penurunan Tiang Pancang Pondasi Tipe 2

Penurunan pondasi satu tiang pancang dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban oleh karena itu perhitungannya harus bersifat pendekatan dengan menggunakan metode empiris. Dalam perhitungan penurunan pondasi tiang diambil salah satu tiang dengan gaya aksial terbesar. Perhitungan ini menggunakan metode Vesic (1977) dengan perhitungan sebagai berikut:

Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

$$s = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

Dimana:

- s = penurunan pondasi satu tiang pancang
- D = dimensi tiang pancang
- Q = total beban yang bekerja pada tiang pancang
- L = Panjang tiang pancang
- A_p = Luas penampang tiang pancang
- E_p = Modulus Elastisitas penampang

Luas penampang tiang pancang dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_p &= D^2 \\ &= 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Berat untuk satu tiang pancang:

$$\begin{aligned} W &= A_p \times \text{berat jenis beton} \times L \\ &= 0,16 \times 2,4 \times 14 \\ &= 5,376 \text{ ton} \end{aligned}$$

Maka, Q dapat dihitung:

$$\begin{aligned} Q &= P + \text{Berat tiang} \\ &= 482,269 + 5,376 \\ &= 487,65 \text{ ton} \end{aligned}$$

Modulus elastisitas penampang tiang pancang adalah:

$$E_p = 4700 \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \sqrt{42}$$

$$= 30459,48 \text{ N/mm}^2 = 3106002,60 \text{ ton/m}^2$$

Sehingga untuk penurunan satu tiang pancang (s) dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$s = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$= \frac{0,4}{100} + \frac{487,65 \times 14}{0,16 \times 3106002,60}$$

$$= 0,018 \text{ m}$$

Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok Pondasi Tipe 2

Penurunan tiang kelompok (S_{group}) dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$S_{\text{group}} = S_{\text{tunggal}} \times \sqrt{\frac{B_{\text{group}}}{D}}$$

Dimana:

S_{group} = Penurunan pondasi kelompok tiang

S_{tunggal} = Penurunan pondasi satu tiang

B_{group} = Lebar kelompok tiang

D = Dimensi tiang pancang

$$S_{\text{group}} = S_{\text{tunggal}} \times \sqrt{\frac{B_{\text{group}}}{D}}$$

$$= 0,018 \times \sqrt{\frac{1,1}{0,4}}$$

$$= 0,030 \text{ m}$$

Penurunan yang Diijinkan

Syarat perbandingan penurunan yang aman untuk penurunan izin pada kelompok tiang adalah:

$$S_{\text{ijin}} = \frac{L}{250}$$

$$= \frac{14}{250} = 0,056 \text{ m}$$

$$S_{\text{group}} \leq S_{\text{ijin}}$$

$$0,030 \text{ m} \leq 0,056 \text{ m (OK)}$$

8.3.4 Perencanaan Pile Cap Pondasi Tipe 2

Perhitungan penulangan *pile cap* didasari oleh besarnya momen yang bekerja pada tiap-tiap *pile cap* dari daerah kritis tepi kolom dan selebar pondasi. Berikut data-data perencanaan *pile cap*:

Mutu beton (f_c)	= 42 MPa
Mutu baja (F_y) BJ 41	= 250 MPa
Dimensi <i>Pile Cap</i>	= 2,5 m x 2,5 m
Dimensi kolom pedestal	= 0,8 m x 0,7 m
Tebal <i>pile cap</i>	= 1,3 m
Diameter tulangan	= 32 mm
Tebal selimut beton	= 70 mm

Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan pada SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.4.3 untuk beton dengan nilai kuat tekan diatas 28 MPa dan tidak lebih besar dari 55 MPa maka nilai faktor reduksi (β) harus direduksi terlebih dahulu.

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

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f_c \times \beta}{F_y} \left(\frac{600}{600 + F_y} \right) = \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{250} \left(\frac{600}{600 + 250} \right) = 0,0672$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0672 = 0,0504$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{250} = 0,0056$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f_c} = \frac{250}{0,85 \times 35} = 8,40$$

Kontrol Tebal *Pile Cap*

Digunakan cara *trial and error* sebagai contoh yaitu menggunakan perhitungan perencanaan pada kolom sebagai berikut:

$$\text{Beban aksial (P)} = 482269,20 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ MPa} = 356,90 \text{ kg/cm}^2$$

Maka,

$$\sigma_{\text{pons}} = 0,65 \sqrt{\sigma_{\text{bk}}} = 0,65 \sqrt{356,90} = 12,28 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$12,28 \geq \frac{1,5 \times 482269,20}{(2 \times ((80 \times h)h) + 2 \times ((70 \times h)h))}$$

Dicoba tebal *pile cap*, $h = 130$ cm

$$12,28 \geq \frac{1,5 \times 797182,77}{(2 \times ((80 \times 130)130) + 2 \times ((70 \times 130)130))}$$

$$12,28 \geq 0,15 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan *pile cap* digunakan 130 cm

Penulangan Arah X

$$\text{Tinggi efektif (dx)} = h - P - 0,5\emptyset = 1300 - 70 - 0,5(32) = 1214 \text{ mm}$$

Momen yang bekerja

$$qU = 2,5 \times 1,3 \times 2,4 = 7,8 \text{ ton/m}^3$$

$$\begin{aligned} M_u &= (P \times L) - (1/2 \times q \times L^2) \\ &= (119,14 \times 0,55) - (1/2 \times 7,8 \times 0,625^2) \\ &= 64,00 \text{ tonm} \end{aligned}$$

$$M_{nx} = \frac{M_u}{0,8} = \frac{64,00}{0,8} = 80 \text{ tonm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{80 \times 10^7}{2500 \times 1214^2} = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,40} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,40 \times 0,22}{250}} \right) \\ &= 0,0010 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,0056 > 0,0010 < 0,0504$$

maka digunakan ρ_{\min} yaitu 0,0056

Tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times dx = 0,0056 \times 2500 \times 1214 = 16996 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai } 22 \emptyset 32 \text{ mm } (A_s = 17683,6 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 16996 \text{ mm}^2)$$

Jarak antar tulangan X

$$S = \frac{2500 - (2 \times 70) - (2 \times 32)}{22 - 1} = 109,3 \text{ mm} \sim 110 \text{ mm}$$

Dipasang jarak 110 mm (22 \emptyset 32 mm – 110 mm)

Penulangan Arah Y

Tinggi efektif (d_y) = $h - P - 0,5\emptyset - \emptyset = 1300 - 70 - 0,5(32) - 32 = 1182 \text{ mm}$

Momen yang bekerja

$$qU = 2,5 \times 1,3 \times 2,4 = 7,8 \text{ ton/m}^3$$

$$\begin{aligned} M_u &= (P \times L) - (1/2 \times q \times L^2) \\ &= (119,14 \times 0,55) - (1/2 \times 7,8 \times 0,625^2) \\ &= 64,00 \text{ tonm} \end{aligned}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,8} = \frac{64,00}{0,8} = 80 \text{ tonm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{80 \times 10^7}{2500 \times 1214^2} = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,40} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,40 \times 0,22}{250}} \right) \\ &= 0,0010 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,0056 > 0,0010 < 0,0504$$

maka digunakan ρ_{\min} yaitu 0,0056

Tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times dx = 0,0056 \times 2500 \times 1214 = 16996 \text{ mm}^2$$

Dipakai 22 $\emptyset 32 \text{ mm}$ ($A_s = 17683,6 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 16996 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$S = \frac{2500 - (2 \times 70) - (2 \times 32)}{22 - 1} = 109,3 \text{ mm} \sim 110 \text{ mm}$$

Dipasang jarak 110 mm (22 $\emptyset 32 \text{ mm} - 110 \text{ mm}$)

Perhitungan Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada perencanaan tebal *pile cap* harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil nilai yang terkecil dari perumusan berikut:

Berdasarkan pada SNI 2847-2019 Pasal 22.6.5.2

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

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

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

Dimana:

$$\beta = \text{Rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom} = 800/700 = 1,14$$

$$d = 1300 - 70 - 0,5(32) = 1214 \text{ mm}$$

$$b_o = \text{keliling penampang kritis } pile \text{ cap} \\ = 2(800 + 1214) + 2(700 + 1214) = 7856 \text{ mm}$$

$$A_s = 40 \text{ untuk kolom interior, } 30 \text{ untuk kolom tepi, dan } 20 \text{ untuk sudut}$$

Sehingga:

$$4. \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,14}\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 7856 \times 1214 \\ = 26419700 \text{ N}$$

$$5. \quad V_c = 0,083 \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ = 0,083 \left(\frac{30 \times 1214}{7856} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 7856 \times 1214 \\ = 31076700 \text{ N}$$

$$6. \quad V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 7856 \times 1214 \\ = 18619500 \text{ N}$$

Diambil nilai V_c terkecil yaitu $V_c = 18619500 \text{ N}$

$$\emptyset V_c > \Sigma P$$

$$0,85 \times 18619500 > 5132492,01 \text{ N}$$

$$15826575 \text{ N} > 5132492,01 \text{ N (OK)}$$

8.3.5 Perencanaan Sloof Pondasi Tipe 2

Sloof merupakan struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi untuk meratakan beban pondasi. Sloof juga berfungsi sebagai pengunci dinding yang apabila terjadi pergerakan tanah maka dinding tanah tidak roboh. Sloof yang direncanakan harus

memiliki dimensi yang mencukupi agar mampu menerima beban yang bekerja. Karena sloof direncanakan secara tipikal, maka cukup diambil satu contoh perhitungan sloof dengan bentang terpanjang, berikut merupakan data-data perencanaan sloof sebagai berikut:

Mutu beton, f_c	= 35 MPa
Mutu baja, F_y	= 250 MPa
Pu kolom	= 482269,20 kg
Pu sloof	= 10% x 482269,20 = 48226,92 kg
Panjang sloof	= 7000 mm
Panjang bersih sloof	= 6740 mm
Dimensi sloof	= 500 x 700 mm
Tulangan utama	= 25 mm
Tulangan sengkang	= 13 mm
Selimut beton	= 50 mm
d	= 700 – 50 – 13 – 0,5(25) = 624,5 mm

Tulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasari pada kondisi pembebanan dimana beban yang direncanakan adalah beban aksial dan beban lentur, sehingga penulangan seperti pada kolom pedestal. Analisa penulangan sloof direncanakan menggunakan program bantu PCA Column.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 10\% \times P_u \text{ kolom} \\
 &= 10\% \times 482269,20 \\
 &= 48226,92 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban mati sloof

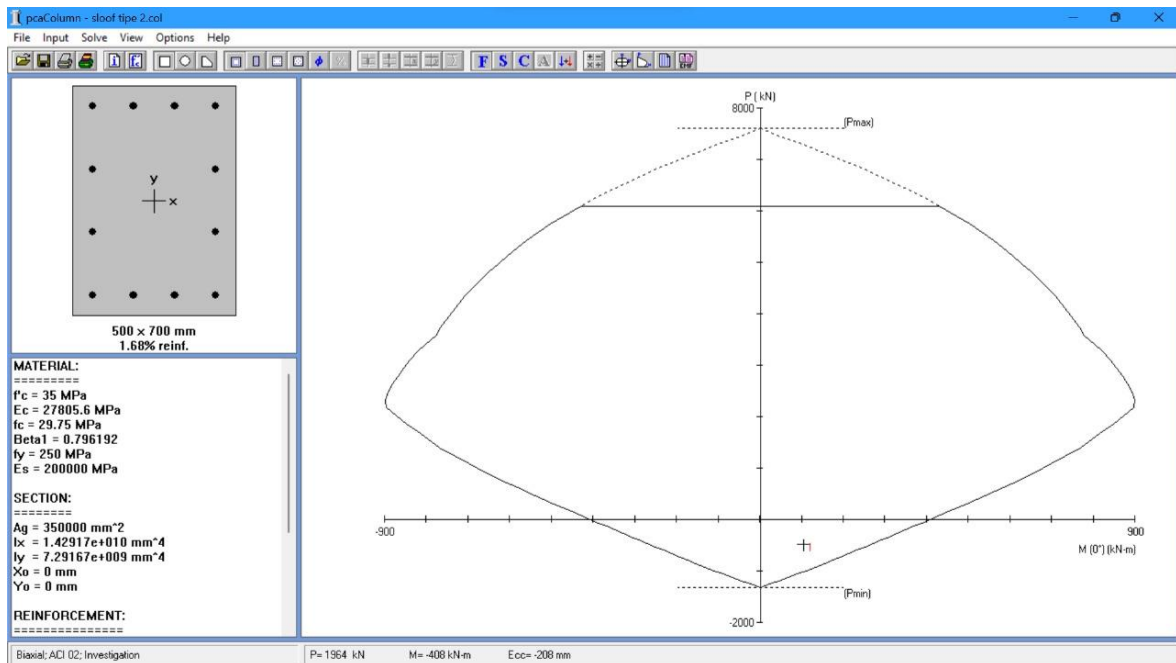
$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat sendiri} &= 0,5 \times 0,7 \times 2400 &= 840 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat dinding} &= 4 \times 250 &= 1000 \text{ kg/m} \\
 \hline
 & & \text{qD} = 1840 \text{ kg/m} \quad +
 \end{array}$$

Beban ultimit

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,4D \\
 &= 1,4 (1840) \\
 &= 2576 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{12} \times qu \times l^2 \\
 &= \frac{1}{12} \times 2576 \times 7^2 \\
 &= 10518,67 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Diperoleh hasil analisa program bantu PCA Column seperti Gambar 8.4 didapat data sebagai berikut:



Gambar 8. 4 Diagram Interaksi M - N Sloof Tipe 2

Diperoleh hasil analisa program bantu PCA Column dan berdasarkan dari diagram interaksi Mn – Pn pada sloof dimensi 500 x 700 mm didapatkan konfigurasi penulangan 12 Ø25 mm. Berdasarkan pada konfigurasi tersebut diperoleh rasio tulangan sebesar $\rho = 1,68\%$.

Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom maka untuk kekuatan geser dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Vc &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \times \lambda \times \sqrt{fc} \times bw \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{482269,20}{14(500 \times 700)} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 500 \times 624,5 \\
 &= 344948,87 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$\begin{aligned}V_u &= 0,5 \times q_u \times l \\ &= 0,5 \times 2576 \times 7 \\ &= 9016 \text{ N}\end{aligned}$$

Persyaratan mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 13.5.5 yaitu:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$9016 \text{ N} \leq 0,75 \times 344948,87 \text{ N}$$

$$9016 \text{ N} \leq 258711,65 \text{ N}$$

Maka tidak perlu tulangan geser atau sengkang.

Dikarenakan penampang tidak perlu menggunakan tambahan tulangan geser, maka dipasang tulangan geser praktis. Mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 18.13.3.2 spasi tulangan geser untuk sloof tidak boleh melebihi 0,5 dimensi penampang atau 350 mm, maka:

$$\begin{aligned}S_{\min} &= 0,5 \times 700 \\ &= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan geser $\phi 13 - 350 \text{ mm}$