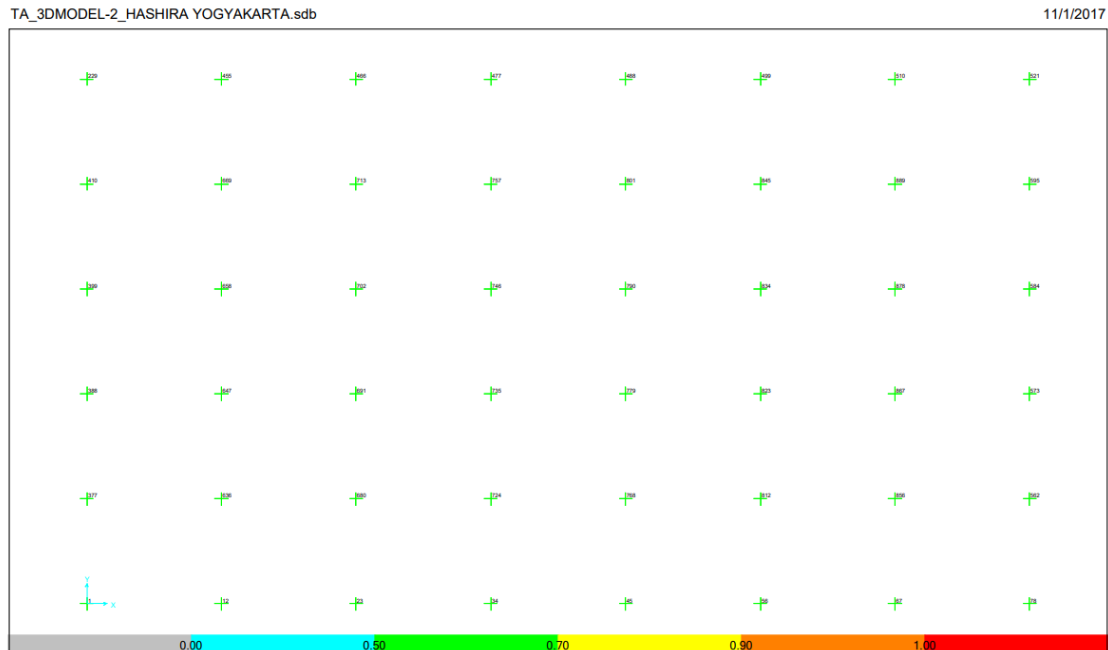


BAB VIII PERENCANAAN PONDASI

1.1 Beban Aksial Pondasi

Permodelan struktur pada tugas akhir ini digunakan untuk mendapatkan reaksi perletakan yang nantinya akan digunakan sebagai beban bagi pondasi. Permodelan struktur dan analisa stuktur telah dilakukan pada Bab sebelumnya. Berikut merupakan output analisa struktur dari program struktur. Pemetaan titik perletakan dapat dilihat pada Gambar 8.1. Hasil reaksi perletakan tersebut dapat dilihat pada Tabel 8.1, dan untuk perhitungan diambil nilai reaksi beban yang terbesar.



Gambar 8. 1 Pemetaan Titik Perletakan
(Sumber : Program Bantu Komputer)

8.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Perencanaan struktur bawah gedung pada tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang dari bahan beton bertulang. Sub bab ini membahas tentang perencanaan yang meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang, kontrol tegangan maksimum pada pancang kelompok, penulangan pilecap serta perhitungan kontrol geser pons.

Tabel 8. 1 Nilai Beban Aksial (P)

Titik	Beban (P) (Ton)	Titik	Beban (P) (Ton)
A1	544.45	D1	602.17
A2	623.81	D2	868.83
A3	475.87	D3	858.07
A4	636.17	D4	858.63
A5	636.17	D5	858.63
A6	475.87	D6	858.07
A7	623.81	D7	868.83
A8	544.45	D8	602.17
B1	600.67	E1	600.67
B2	887.52	E2	887.52
B3	878.00	E3	878.00
B4	876.30	E4	876.30
B5	876.30	E5	876.30
B6	878.00	E6	878.00
B7	887.52	E7	887.52
B8	600.67	E8	600.67
C1	602.17	F1	544.45
C2	868.83	F2	623.81
C3	858.07	F3	475.87
C4	858.63	F4	636.17
C5	858.63	F5	636.17
C6	858.07	F6	475.87
C7	868.83	F7	623.81
C8	602.17	F8	544.45

(Sumber : Program Bantu Komputer)

8.2.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Square Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu Beton (f_c')	= 42 MPa
Dimensi Tiang	= 45 x 45 cm
Kelas	= A1
Luas Penampang	= 2025 cm ²
Berat Tiang	= 506 kg/m

Momen retak	= 11,17 ton.m
Momen Ultimit	= 14,01 ton.m
Kuat Beban	= 270,98 ton

Periksa kekuatan tiang berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned}
 \text{Kekuatan bahan tiang } (P_{\text{tiang}}) &= 0,7 \times A \times f_c' \\
 &= 0,7 \times (450 \times 450) \times 42 \\
 &= 5953500 \text{ N} = 595,35 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

8.2.2 Daya Dukung 1 Tiang

Daya dukung pada 1 tiang dapat dilihat berdasarkan kekuatan tiang pancang dan kekuatan pada tempat tiang pancang ditanam. Kekuatan daya dukung tanah dihitung dengan memberikan angka keamanan pada kelompok tiang. Daya dukung pada pondasi dapat dihitung melalui tes sondir (CPT) atau melalui tes boring berdasarkan data tanah kota Yogyakarta.

8.2.2.1 Daya Dukung Tiang Berdasar Hasil Sondir/CPT (*Cone Penetration Test*)

Daya dukung pada pondasi tiang dihitung dengan nilai konus dari hasil penyelidikan sondir pada kedalaman tertentu sampai ditemukan tanah keras. Data hasil penyelidikan sondir dapat dilihat pada Lampiran.

- **Akibat Tahanan Ujung (*End Bearing Pile*)**

Saat menentukan harga konus yang digunakan saat perencanaan tidak diambil melalui harga konus di ujung tiang, akan tetapi dengan mengambil harga rata-rata sepanjang daerah keruntuhan dengan perumusan :

$$\Sigma Cn = \frac{8D + 4D}{2}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 8D &= 8 \times \text{Diameter Tiang} = 8 \times 0,45 \text{ m} \\
 &= 3,6 \text{ meter (di atas ujung tiang)} \\
 4D &= 4 \times \text{Diameter Tiang} = 4 \times 0,45 \text{ m} \\
 &= 1,8 \text{ meter (di bawah ujung tiang)}
 \end{aligned}$$

Sehingga dari data sondir (lampiran), didapat konus rata-rata sebagai berikut :

$$Cn1 = \frac{1523}{19} = 80,158 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cn2 = \frac{1238}{8} = 154,750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma Cn = \frac{80,158 + 154,750}{2} = 117,454 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{tiang} = \frac{\Sigma Cn \times A_{tiang}}{n1} = \frac{117,454 \times 2025}{3} = 79281,414 \text{ kg}$$

$$P_{tiang} = 79,281 \text{ ton}$$

- **Akibat Tahanan Gesekan (*Friction*)**

Dari data tanah yang ada, untuk jumlah hambatan lekat (JHP) diambil harga rata-rata sepanjang kedalaman rencana tiang pancang.

$$0,0 - 5,0 \text{ m} = \frac{1900}{25} = 76 \text{ kg/m}$$

$$5,2 - 7,0 \text{ m} = \frac{1792}{10} = 179,20 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma JHP = \frac{76 + 179,20}{2} = 127,60 \text{ kg/m}$$

$$P_{tiang} = \frac{k \times JHP}{n2} = \frac{180 \times 127,60}{5} = 4593,600 \text{ kg}$$

$$P_{tiang} = 4,594 \text{ ton}$$

- **Daya Dukung 1 Tiang**

Daya dukung 1 tiang diperoleh dari daya dukung tiang akibat tahanan ujung dengan tahanan gesekan, yaitu :

$$P_{ijin \text{ tiang}} = \frac{\Sigma Cn \times A_{tiang}}{n1} + \frac{k \times JHP}{n2} = 79,281 + 4,594$$

$$= 83,875 \text{ ton}$$

$$P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 83,875 - \text{berat tiang} = 83,875 - ((506 \times 7)/1000)$$

$$P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 80,333 \text{ ton} < P_{bahan} = 595,35 \text{ ton} \text{ (OK)}$$

8.2.2.2 Daya Dukung Tiang Berdasar Hasil Boring/SPT (*Standart Penetration Test*)

Data SPT (*Standard Penetration Test*) dari lapangan tidak langsung dapat digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi dahulu terhadap data SPT dari lapangan.

- **Koreksi N-SPT**

Pada N-SPT perlu dikoreksi jika nilai N-SPT > 15. Rencana kedalaman pondasi tiang pancang adalah 22 meter, maka didapat N-SPT Koreksi yang dianjurkan oleh Terzhagi dan Peck (1948) sebagai berikut :

$$N_1 = 15 + 1/2(N' - 15)$$

$$N_1 = 15 + 1/2(45 - 15)$$

$$N_1 = 30$$

- **Daya Dukung 1 Tiang**

$$P_{tiang} = 40Ni \frac{A}{n} = 40 \times 30 \times \frac{2025}{3} = 810000 \text{ kg}$$

$$P_{tiang} = 810 \text{ ton}$$

$$P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 810 - \text{berat tiang} = 810 - ((506 \times 7)/1000)$$

$$P_{ijin \text{ tiang bersih}} = 806,458 \text{ ton}$$

Dari perhitungan daya dukung tiang berdasarkan hasil CPT dan SPT, nilai daya dukung 1 tiang pancang diambil yang paling kecil, yaitu nilai daya dukung berdasarkan data CPT (*Cone Penetration Test*) dengan Pijin 1 tiang = 80,333 ton.

8.2.3 Rencana Kebutuhan Tiang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dari kolom dengan daya dukung ijin satu tiang. Hasil dari perhitungan jumlah tiang pancang sementara dapat dilihat pada Tabel 8.2.

$$\text{Jumlah tiang } n = \frac{P_{kolom}}{P_{ijin \text{ tiang}}} = \frac{887.52}{80.33} = 20 \text{ tiang}$$

Tabel 8. 2 Rencana Jumlah Tiang

Titik	Beban (P) (Ton)	P 1 tiang (Ton)	Jumlah Tiang	
			Hitungan	Rencana
	(a)	(b)	(a)/0.5(b)	
A1	544.45	80.333	12	12
A2	623.81	80.333	14	15
A3	475.87	80.333	11	15
A4	636.17	80.333	14	15
A5	636.17	80.333	14	15
A6	475.87	80.333	11	15
A7	623.81	80.333	14	15
A8	544.45	80.333	12	12
B1	600.67	80.333	14	15
B2	887.52	80.333	20	20
B3	878.00	80.333	20	20
B4	876.30	80.333	20	20
B5	876.30	80.333	20	20
B6	878.00	80.333	20	20
B7	887.52	80.333	20	20
B8	600.67	80.333	14	15
C1	602.17	80.333	14	15
C2	868.83	80.333	20	20
C3	858.07	80.333	19	20
C4	858.63	80.333	19	20
C5	858.63	80.333	19	20
C6	858.07	80.333	19	20
C7	868.83	80.333	20	20
C8	602.17	80.333	14	15
D1	602.17	80.333	14	15
D2	868.83	80.333	20	20
D3	858.07	80.333	19	20
D4	858.63	80.333	19	20
D5	858.63	80.333	19	20
D6	858.07	80.333	19	20
D7	868.83	80.333	20	20
D8	602.17	80.333	14	15
E1	600.67	80.333	14	15
E2	887.52	80.333	20	20
E3	878.00	80.333	20	20
E4	876.30	80.333	20	20
E5	876.30	80.333	20	20
E6	878.00	80.333	20	20

E7	887.52	80.333	20	20
E8	600.67	80.333	14	15
F1	544.45	80.333	12	12
F2	623.81	80.333	14	15
F3	475.87	80.333	11	15
F4	636.17	80.333	14	15
F5	636.17	80.333	14	15
F6	475.87	80.333	11	15
F7	623.81	80.333	14	15
F8	544.45	80.333	12	15

Terdapat 3 tipe susunan tiang pancang berdasarkan dari hasil perhitungan kebutuhan tiang pancang. Jarak tiang pancang direncanakan sesuai dengan yang diijinkan, dihitung dengan persyaratan sebagai berikut :

- Jarak antar tiang

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

$$2,5(45 \text{ cm}) \leq S \leq 3(45 \text{ cm})$$

$$112,5 \text{ cm} < S < 135 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang, $S = 120 \text{ cm}$

- Jarak tiang bagian tepi

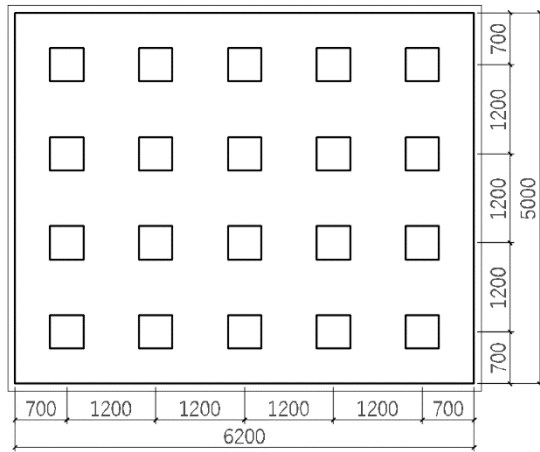
$$1,5D \leq S1 \leq 2D$$

$$1,5(45 \text{ cm}) \leq S1 \leq 2(40 \text{ cm})$$

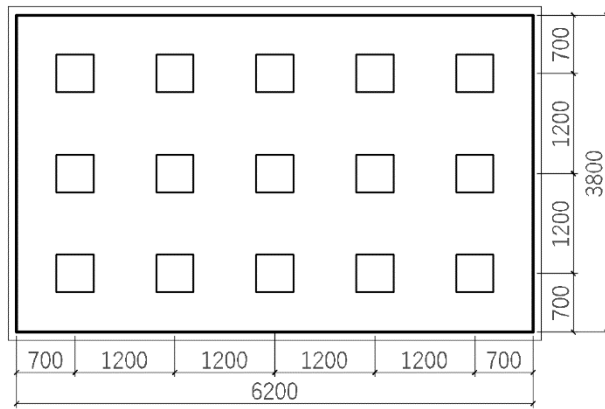
$$67,5 \text{ cm} < S1 < 90 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang bagian tepi, $S1 = 70 \text{ cm}$

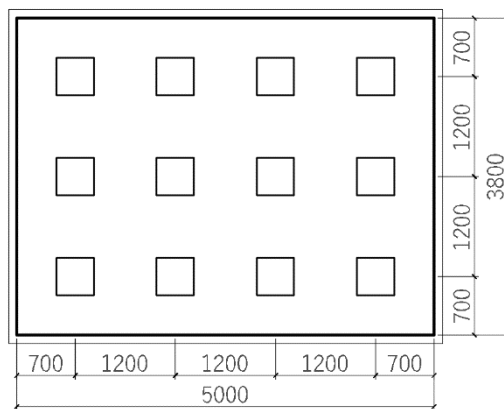
Berdasarkan jumlah tiang, jarak antar tiang maka diperoleh ukuran pile cap, sehingga terdapat 3 tipe pondasi, yaitu pondasi tipe 1 (Gambar 8.2), pondasi tipe 2 (Gambar 8.3) dan pondasi tipe 3 (Gambar 8.4).



Gambar 8. 2 Pondasi Tipe 1



Gambar 8. 3 Pondasi Tipe 2



Gambar 8. 4 Pondasi Tipe 3

8.2.4 Efisiensi Daya Dukung Tiang Kelompok

Tiang pancang yang bekerja dalam kelompok kekuatannya akan terkoreksi sehingga tidak akan sebesar tiang pancang yang bekerja sendirian. Perlu dilakukan kontrol efisiensi yang dihitung dengan rumusan :

$$Efisiensi (E_g) = 1 - arc.tg D/S \frac{m(n-1) + n(m-1)}{90 mn}$$

Contoh perhitungan nilai efisiensi pada pondasi titik B2, dimana :

Jumlah baris tiang (m) = 4 baris

Jumlah kolom tiang (n) = 5 kolom

Maka nilai efisiensi tiang kelompok pada titik B2 adalah :

$$Efisiensi (E_g) = 1 - 20,56 \frac{4(5-1) + 5(4-1)}{90 \times 4 \times 5}$$

$$Efisiensi (E_g) = 0,646$$

Sehingga besar daya dukung tiang kelompok adalah :

$$P_{ijin grup} = P_{ijin tiang bersih} \times E_g = 80,333 \times 0,646$$

$$P_{ijin grup} = 51,895 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{ijin grup} = 51,895 \times 20 \text{ tiang} = 1037,90 \text{ ton}$$

Hasil dari $\Sigma P_{ijin grup}$ dilakukan kontrol terhadap beban yang bekerja di atas pondasi tiang, jika $\Sigma P_{ijin grup} >$ beban (P) yang terjadi, maka pondasi mampu menerima beban yang diberikan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 8.3.

Tabel 8. 3 Kontrol Efisiensi Untuk Daya Dukung Pondasi

Titik	Konfigurasi Tiang		Jarak Tiang (m)	Efisiensi	Beban (P) (Ton)	$\Sigma P_{ijin grup}$ (Ton)	Kontrol
	m	n					
					(a)	(b)	(b) > (a)
A1	3	4	1.20	0.676	544.45	652.02	OK
A2	3	5	1.20	0.665	623.81	801.26	OK
A3	3	5	1.20	0.665	475.87	801.26	OK
A4	3	5	1.20	0.665	636.17	801.26	OK
A5	3	5	1.20	0.665	636.17	801.26	OK
A6	3	5	1.20	0.665	475.87	801.26	OK

A7	3	5	1.20	0.665	623.81	801.26	OK
A8	3	4	1.20	0.676	544.45	652.02	OK
B1	3	5	1.20	0.665	600.67	801.26	OK
B2	4	5	1.20	0.646	887.52	1037.90	OK
B3	4	5	1.20	0.646	878.00	1037.90	OK
B4	4	5	1.20	0.646	876.30	1037.90	OK
B5	4	5	1.20	0.646	876.30	1037.90	OK
B6	4	5	1.20	0.646	878.00	1037.90	OK
B7	4	5	1.20	0.646	887.52	1037.90	OK
B8	3	5	1.20	0.665	600.67	801.26	OK
C1	3	5	1.20	0.665	602.17	801.26	OK
C2	4	5	1.20	0.646	868.83	1037.90	OK
C3	4	5	1.20	0.646	858.07	1037.90	OK
C4	4	5	1.20	0.646	858.63	1037.90	OK
C5	4	5	1.20	0.646	858.63	1037.90	OK
C6	4	5	1.20	0.646	858.07	1037.90	OK
C7	4	5	1.20	0.646	868.83	1037.90	OK
C8	3	5	1.20	0.665	602.17	801.26	OK
D1	3	5	1.20	0.665	602.17	801.26	OK
D2	4	5	1.20	0.646	868.83	1037.90	OK
D3	4	5	1.20	0.646	858.07	1037.90	OK
D4	4	5	1.20	0.646	858.63	1037.90	OK
D5	4	5	1.20	0.646	858.63	1037.90	OK
D6	4	5	1.20	0.646	858.07	1037.90	OK
D7	4	5	1.20	0.646	868.83	1037.90	OK
D8	3	5	1.20	0.665	602.17	801.26	OK
E1	3	5	1.20	0.665	600.67	801.26	OK
E2	4	5	1.20	0.646	887.52	1037.90	OK
E3	4	5	1.20	0.646	878.00	1037.90	OK
E4	4	5	1.20	0.646	876.30	1037.90	OK
E5	4	5	1.20	0.646	876.30	1037.90	OK
E6	4	5	1.20	0.646	878.00	1037.90	OK
E7	4	5	1.20	0.646	887.52	1037.90	OK
E8	3	5	1.20	0.665	600.67	801.26	OK
F1	3	4	1.20	0.676	544.45	652.02	OK
F2	3	5	1.20	0.665	623.81	801.26	OK
F3	3	5	1.20	0.665	475.87	801.26	OK
F4	3	5	1.20	0.665	636.17	801.26	OK
F5	3	5	1.20	0.665	636.17	801.26	OK
F6	3	5	1.20	0.665	475.87	801.26	OK
F7	3	5	1.20	0.665	623.81	801.26	OK
F8	3	4	1.20	0.676	544.45	815.02	OK

8.2.5 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Dari perhitungan jumlah tiang pancang yang direncanakan sebelumnya masih berdasarkan beban aksial yang bekerja pada tiang. Oleh sebab itu perlu adanya perhitungan kontrol P_{maks} 1 tiang pada kelompok tiang akibat dari momen yang bekerja pada tiang tersebut.

Pondasi tiang pancang dengan dimensi 45 cm x 45 cm dengan konfigurasi tiang pancang 20 buah menghasilkan $P_{ijin\ grup}$ sebesar 51,895 ton. Nilai dari P_{maks} harus lebih kecil dari $P_{ijin\ grup}$ tiang pondasi. Sebagai contoh perhitungan adalah titik perencanaan nomor B2 sebagai berikut :

$$P = 887,52 \text{ ton}$$

$$M_x = 31,414 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 49,943 \text{ ton.m}$$

Dengan menggunakan konfigurasi 4 x 5 tiang pancang seperti pada Gambar 8.5, dengan menggunakan dimensi tiang 45 cm x 45 cm dan jarak antar pancang sebesar 1,20 meter, maka dilakukan penghitungan P_{maks} yaitu :

$$X = 2,40 \text{ m}$$

$$Y = 1,80 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 2 \times 4 \times (1,20^2 + 2,40^2) = 57,60 \text{ m}^2$$

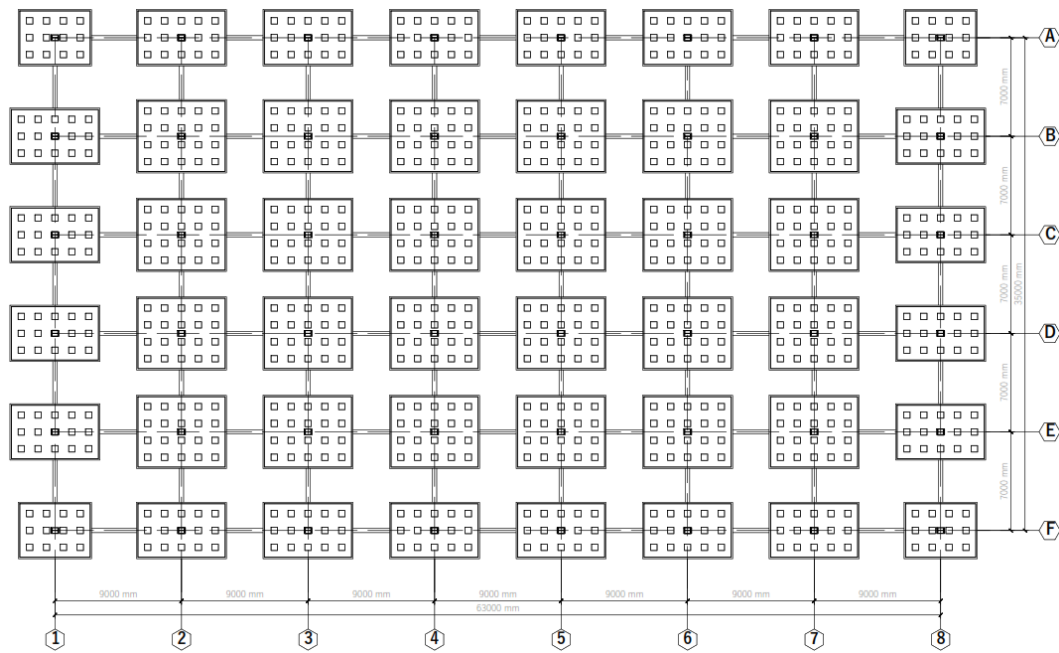
$$\Sigma Y^2 = 2 \times 5 \times (0,60^2 + 1,80^2) = 36 \text{ m}^2$$

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

$$P_{maks} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x Y}{\Sigma Y^2} \pm \frac{M_y X}{\Sigma X^2}$$

$$P_{maks} = \frac{887,52}{20} + \frac{31,414 \times 1,80}{36} + \frac{49,943 \times 2,4}{57,60}$$

$$P_{maks} = 48,028 \text{ ton} \leq P_{ijin\ grup} = 51,895 \text{ ton (OK)}$$



Gambar 8.5 Denah Rencana Pondasi

Hasil dari kontrol besarnya beban maksimum (P_{maks}) yang bekerja pada satu tiang dengan mengambil salah satu contoh pada setiap tipe dapat dilihat pada Tabel 8.4.

Tabel 8.4 Hasil Kontrol P_{maks} 1 Tiang Pancang Pada 1 Kelompok Tiang

Titik	Jumlah Tiang	P (Ton)	Mx (Ton.m)	My (Ton.m)	Pmax (Ton)	ΣP_{ijin} grup (Ton)	Kontrol
					(a)	(b)	(a)<(b)
B2	20	887.52	31.414	49.943	48.028	51.895	OK
A5	15	636.17	35.032	48.908	48.048	53.417	OK
F8	12	544.45	25.787	44.810	51.791	54.335	OK

8.2.6 Penurunan (*Settlement*) Pondasi Tiang

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

▪ **Penurunan Tiang Tunggal**

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

Dimana :

s = Penurunan pondasi tiang tunggal

D = Dimensi tiang

Q = Total beban yang bekerja

L = Panjang tiang

A_p = Luas penampang tiang

E_p = Modulus elastis tiang

Diketahui :

$$P = 636,17 \text{ ton}$$

$$D = 0,45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= D^2 \\ &= 0,45 \times 0,45 \\ &= 0,2025 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 7 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang} &= A_p \times \gamma \text{ beton bertulang} \times L \\ &= 0,2025 \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 7 \\ &= 3,402 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + \text{Berat tiang} \\ &= 636,17 + 3,402 \\ &= 639,572 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700\sqrt{f'c'} \\ &= 4700\sqrt{42} \\ &= 30459,481 \text{ N/mm}^2 \\ &= 3106002,60 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga penurunan pondasi tiang tunggal (s) sebesar :

$$s = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} = \frac{0,45}{100} + \frac{639,572 \times 7}{0,2025 \times 3106002,60}$$

$$s = 0,011 \text{ m}$$

▪ **Penurunan Tiang Kelompok**

$$S_g = s \times \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Dimana :

S_g = Penurunan pondasi kelompok tiang

s = Penurunan pondasi tiang tunggal

B_g = Lebar kelompok tiang

D = Dimensi tiang

Diketahui :

$$s = 0,011 \text{ m}$$

$$B_g = 2,4 \text{ m}$$

Sehingga Sehingga penurunan pondasi tiang kelompok (S_g) sebesar :

$$S_g = s \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 0,011 \times \sqrt{\frac{2,4}{0,45}}$$

$$S_g = 0,025 \text{ m}$$

▪ **Penurunan Yang Diijinkan**

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

$$S_{ijin} = \frac{L}{250} = \frac{7}{250}$$

$$S_{ijin} = 0,028 \text{ m}$$

$$S_{ijin} \geq S_g$$

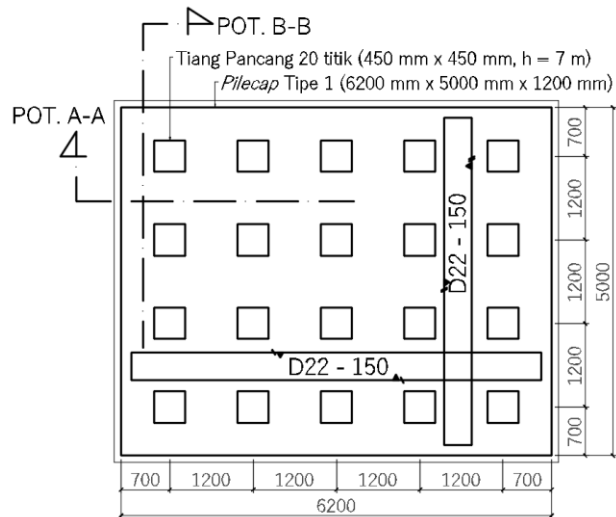
$$0,028 \text{ m} > 0,025 \text{ m (OK)}$$

8.3. Perencanaan Pile Cap

8.3.1 Perhitungan Penulangan Pile Cap (PC-1)

▪ **Data Perencanaan**

Contoh perhitungan pile cap dilakukan pada PC-1 sebagaimana ditunjukkan pada denah (Gambar 8.6).



Gambar 8. 6 Pilecap Tipe 1 (PC1)

Mutu beton f'_c	= 30 MPa
Mutu tulangan	= 420 MPa
Lebar (b)	= 6200 mm
Panjang (h)	= 5000 mm
Tebal (t)	= 1200 mm
Dimesi Kolom	= 1000 mm x 850 mm
Dimensi Tiang Pancang	= 450 mm x 450 mm
Diameter Tulangan	= D22 mm
Tebal selimut (t_s)	= 75 mm

Rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom

$$\beta = \frac{1000}{850} = 1,176$$

Tinggi Efektif arah X :

$$dx = t - t_s - 0,5D = 1200 - 75 - 0,5(22)$$

$$dx = 1114 \text{ mm}$$

Tinggi Efektif arah Y :

$$dy = t - t_s - D - 0,5D = 1200 - 75 - 22 - 0,5(22)$$

$$dy = 1092 \text{ mm}$$

- **Kontrol Tebal Pile Cap**

Untuk kontrol ketebalan pile cap digunakan cara *trial and error*. Sebagai contoh perhitungan adalah titik perencanaan nomor B2 sebagai berikut :

$$\text{Bebak aksial (P)} = 887517,44 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ MPa} = 361,45 \text{ kg/cm}^2$$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65\sqrt{361,45}$$

$$\sigma_{pons} = 12,358 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$12,358 \geq 1,5(887517,44) / (2 \times ((100 + h) \times h) + 2 \times ((85 + h) \times h))$$

Dicoba tebal pile cap, $h = 120 \text{ cm}$

$$13,348 \geq 1,5(887517,44) / (2 \times ((100 + 120) \times 120) + 2 \times ((85 + 120) \times 120))$$

$$13,348 > 13,052 \rightarrow OK$$

Jadi ketebalan pile cap digunakan 120 cm.

- **Kontrol Geser Pondasi**

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

$$b_o = 2(b + dx) + 2(h + dx) = 2(1000 + 1114) + 2(850 + 1114)$$

$$b_o = 8156 \text{ mm}$$

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

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,176} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 8156 \times 1114$$

$$V_c = 22847838,94 \text{ N}$$

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

$$as = 40 \rightarrow \text{Kolom dalam}$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 1114}{8156} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 8156 \times 1114$$

$$V_c = 30827725,39 \text{ N}$$

$$\rightarrow Vc = 0,33\lambda\sqrt{fc'} \times bo \times d$$

$$Vc = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 8156 \times 1114$$

$$Vc = 16422413,20 N$$

Diambil nilai terkecil yaitu $Vc = 16422413,20 N = 1642,24 ton$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan, titik yang memiliki beban terbesar adalah titik B2 yaitu 887,52 ton.

Periksa geser :

Maka untuk ΣPu_{tiang} adalah :

Berat pada tiang pancang sendiri	=	3,542 ton
Beban aksial pada kolom	=	887,52 ton
Beban sendiri pile cap	=	96,72 ton

$$\Sigma Pu_{tiang} = 987,782 ton$$

$$\emptyset Vc \geq \Sigma Pu_{tiang}$$

$$0,75(1642,24) \geq 987,782 ton$$

$$1231,68 ton > 987,782 ton \rightarrow OK$$

▪ Penulangan Pile Cap

Syarat Batas Tulangan

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

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

Sedangkan untuk rasio maksimum dihitung berdasarkan persamaan berikut :

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

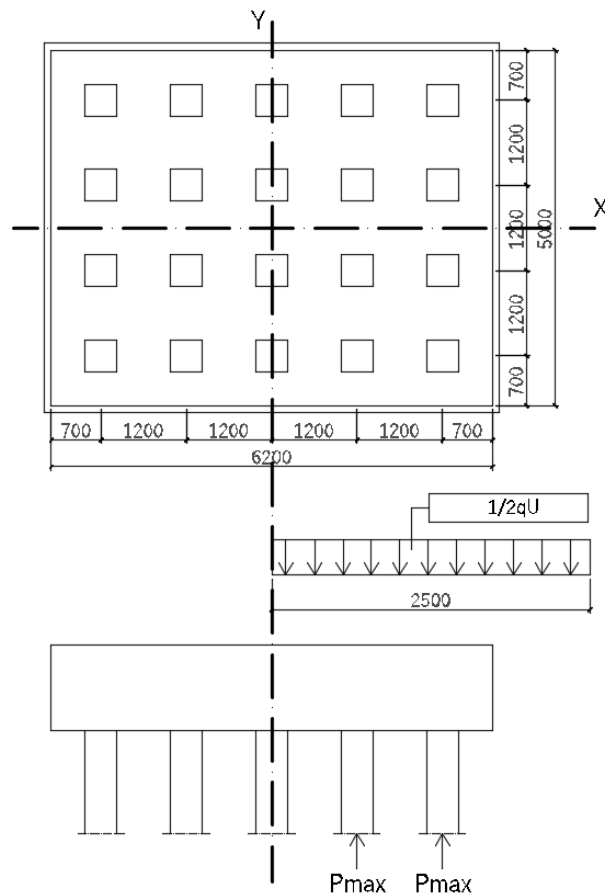
Dengan nilai β_1 untuk $28 \text{ MPa} < fc' < 55 \text{ MPa}$ berdasarkan Tabel 22.2.2.4.3 SNI 2847:2019 dihitung sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(fc' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,836$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,0224$$



Gambar 8.7 Statika Pilecap Tipe 1 (PC-1)

Penulangan Arah X

Momen yang terjadi

$$qu = h \times t \times \gamma_{beton} = 5 \times 1,25 \times 2,4$$

$$qu = 15 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 48,028 \text{ ton}$$

$$Mu = (P_{max} \times 2,4m) + (P_{max} \times 1,2m) - \left(\frac{1}{2} qu \times 2,5^2 \right) = 126,03 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{126,03}{0,8} = 157,54 \text{ ton.m}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{157,54 \times 10^7}{5000 \times 1114^2} = 0,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times Rn}{f_y} \right)} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 16,47 \times 0,26}{420} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0006$$

Kontrol Rasio Tulangan

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{maks}$$

$$0,0018 > 0,0006 < 0,0224$$

Karena $\rho < \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{min} = 0,0018$

Tulangan Perlu

$$AS_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 5000 \times 1114$$

$$AS_{perlu} = 10026 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai

Direncanakan tulangan D22-150 mm

$$AS_{pakai} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{5000}{150} \times \frac{1}{4} \pi 22^2$$

$$AS_{pakai} = 12671,09 \text{ mm}^2$$

$$AS_{perlu} \leq AS_{pakai} \rightarrow 10026 \text{ mm}^2 < 12671,09 \text{ mm}^2 \rightarrow OK$$

Penulangan Arah Y

Momen yang terjadi

$$qu = b \times t \times \gamma_{beton} = 6,2 \times 1,25 \times 2,4$$

$$qu = 18,60 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 48,028 \text{ ton}$$

$$Mu = (Pmax \times 1,8m) + (Pmax \times 1,2m) - \left(\frac{1}{2} qu \times 3,1^2\right) = 54,71 \text{ ton.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{54,71}{0,8} = 68,39 \text{ ton.m}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85fc'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{68,39 \times 10^7}{6200 \times 1092^2} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times Rn}{fy} \right)} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 16,47 \times 0,10}{420} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0003$$

Kontrol Rasio Tulangan

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{maks}$$

$$0,0018 > 0,0003 < 0,0224$$

Karena $\rho < \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{min} = 0,0018$

Tulangan Perlu

$$AS_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 6200 \times 1092$$

$$AS_{perlu} = 12186,72 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai

Direncanakan tulangan tarik D22-150 mm

$$AS_{pakai} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{6200}{150} \times \frac{1}{4} \pi 22^2$$

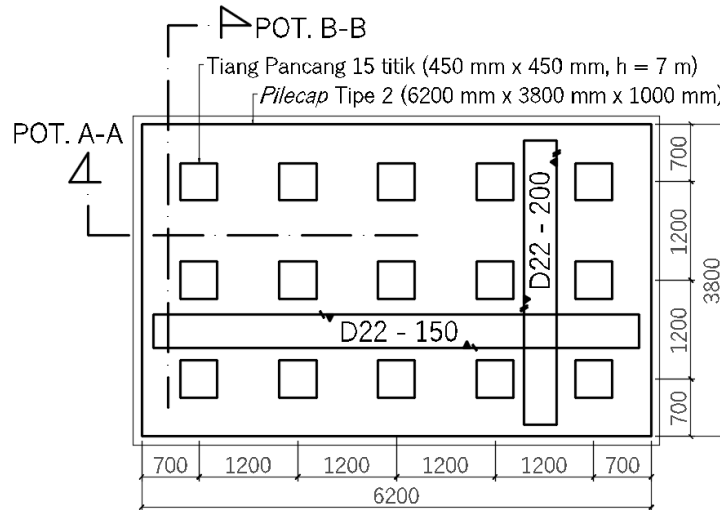
$$AS_{pakai} = 15712,15 \text{ mm}^2$$

$$AS_{perlu} \leq AS_{pakai} \rightarrow 12186,72 \text{ mm}^2 < 15712,15 \text{ mm}^2 \rightarrow OK$$

8.3.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap (PC-2)

▪ Data Perencanaan

Contoh perhitungan pile cap dilakukan pada PC-2 sebagaimana ditunjukkan denah (Gambar 8.7).



Gambar 8. 8 Pilecap Tipe 2 (PC2)

Mutu beton f'_c	= 30 MPa
Mutu tulangan	= 420 MPa
Lebar (b)	= 6200 mm
Panjang (h)	= 3800 mm
Tebal (t)	= 1000 mm
Dimesi Kolom	= 1000 mm x 850 mm
Dimensi Tiang Pancang	= 450 mm x 450 mm
Diameter tulangan	= D22 mm
Tebal selimut (t_s)	= 75 mm

Rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom

$$\beta = \frac{1000}{850} = 1,176$$

Tinggi Efektif arah X :

$$dx = t - t_s - 0,5D = 1000 - 75 - 0,5(22)$$

$$dx = 914 \text{ mm}$$

Tinggi Efektif arah Y :

$$dy = t - ts - D - 0,5D = 1000 - 75 - 25 - 0,5(22)$$

$$dy = 889 \text{ mm}$$

▪ Kontrol Tebal Pile Cap

Untuk kontrol ketebalan pile cap digunakan cara *trial and error*. Sebagai contoh perhitungan adalah titik perencanaan nomor A5 sebagai berikut :

$$\text{Bebak aksial (P)} = 636173,04 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ MPa} = 361,45 \text{ kg/cm}^2$$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65\sqrt{361,45}$$

$$\sigma_{pons} = 12,358 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$12,358 \geq 1,5(636173,04) / (2 \times ((100 + h) \times h)) + 2 \times ((85 + h) \times h))$$

Dicoba tebal pile cap, $h = 100 \text{ cm}$

$$13,348 \geq 1,5(636173,04) / (2 \times ((100 + 100) \times 100) + 2 \times ((85 + 100) \times 100))$$

$$13,348 > 12,39 \rightarrow OK$$

Jadi ketebalan pile cap digunakan 100 cm.

▪ Kontrol Geser Pondasi

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

$$bo = 2(b + dx) + 2(h + dx) = 2(1000 + 914) + 2(850 + 914)$$

$$bo = 7356 \text{ mm}$$

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

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,176}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7356 \times 914$$

$$V_c = 16907159,01 \text{ N}$$

$$\rightarrow Vc = 0,083 \left(\frac{as \times d}{bo} + 2 \right) \lambda \sqrt{fc'} \times bo \times d$$

$$as = 30 \rightarrow \text{Kolom tepi}$$

$$Vc = 0,083 \left(\frac{30 \times 914}{7356} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7356 \times 914$$

$$Vc = 17454029,98 \text{ N}$$

$$\rightarrow Vc = 0,33 \lambda \sqrt{fc'} \times bo \times d$$

$$Vc = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 7356 \times 914$$

$$Vc = 12152411,96 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil yaitu $Vc = 12152411,96 \text{ N} = 1215,24 \text{ ton}$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan, titik yang memiliki beban terbesar adalah titik A5 yaitu 636,17 ton.

Maka untuk ΣPu_{tiang} adalah :

$$\text{Berat pada tiang pancang sendiri} = 3,542 \text{ ton}$$

$$\text{Beban axial pada kolom} = 636,17 \text{ ton}$$

$$\text{Beban sendiri pile cap} = 56,544 \text{ ton}$$

$$\Sigma Pu_{tiang} = 696,256 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vc \geq \Sigma Pu_{tiang}$$

$$0,75(1215,24) \geq 696,256 \text{ ton}$$

$$911,43 \text{ ton} > 696,256 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

▪ Penulangan Pile Cap

Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan Tabel 8.6.1.1 SNI 2847:2019 rasio tulangan minimum pelat dua arah nonprategang dengan $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ ditentukan sebagai berikut :

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

Sedangkan untuk rasio maksimum dihitung berdasarkan persamaan berikut :

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

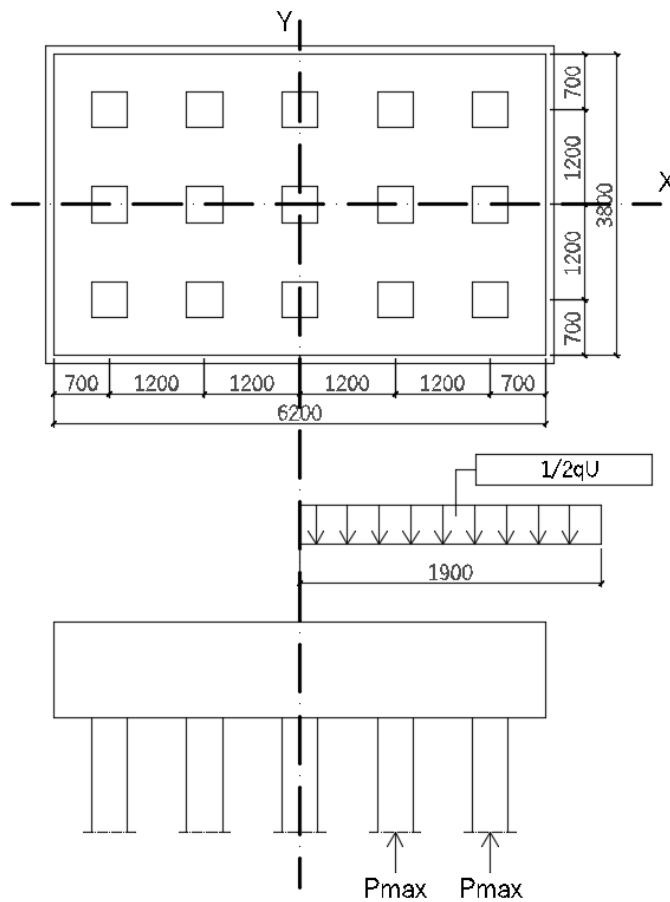
Dengan nilai β_1 untuk $28 \text{ MPa} < f_c' < 55 \text{ MPa}$ berdasarkan Tabel 22.2.2.4.3 SNI 2847:2019 dihitung sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,836$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,0224$$



Gambar 8. 9 Statika Pilecap Tipe 2 (PC-2)

Penulangan Arah X

Momen yang terjadi

$$qu = h \times t \times \gamma_{beton} = 3,8 \times 1 \times 2,4$$

$$qu = 9,12 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 48,048 \text{ ton}$$

$$Mu = (P_{max} \times 2,4m) + (P_{max} \times 1,2m) - \left(\frac{1}{2} qu \times 1,9^2 \right) = 156,52 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{156,52}{0,8} = 195,65 \text{ ton.m}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85fc'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{195,65 \times 10^7}{3800 \times 914^2} = 0,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times Rn}{fy} \right)} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 16,47 \times 0,62}{420} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0015$$

Kontrol Rasio Tulangan

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{maks}$$

$$0,0018 < 0,0015 < 0,0224 \rightarrow OK$$

Karena $\rho < \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{min} = 0,0018$

Tulangan Perlu

$$AS_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 3800 \times 914$$

$$AS_{perlu} = 6251,76 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai

Direncanakan tulangan D22-150 mm

$$AS_{pakai} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{3800}{150} \times \frac{1}{4} \pi 22^2$$

$$AS_{pakai} = 9630,03 \text{ mm}^2$$

$$AS_{perlu} \leq AS_{pakai} \rightarrow 6251,76 \text{ mm}^2 < 9630,03 \text{ mm}^2 \rightarrow OK$$

Penulangan Arah Y

Momen yang terjadi

$$qu = b \times t \times \gamma_{\text{beton}} = 6,2 \times 1 \times 2,4$$

$$qu = 14,88 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{max}} = 48,048 \text{ ton}$$

$$Mu = (P_{\text{max}} \times 1,2\text{m}) - \left(\frac{1}{2} qu \times 3,1^2\right) = -13,84 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{13,84}{0,8} = 17,30 \text{ ton.m}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85fc'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{17,30 \times 10^7}{6200 \times 889^2} = 0,036 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times Rn}{fy} \right)} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 16,47 \times 0,036}{420} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0001$$

Kontrol Rasio Tulangan

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho \leq \rho_{\text{maks}}$$

$$0,0018 > 0,0001 < 0,0224$$

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

Tulangan Perlu

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 6200 \times 889$$

$$AS_{\text{perlu}} = 9921,24 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai

Direncanakan tulangan tarik D22-200 mm

$$AS_{pakai} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{6200}{200} \times \frac{1}{4} \pi 22^2$$

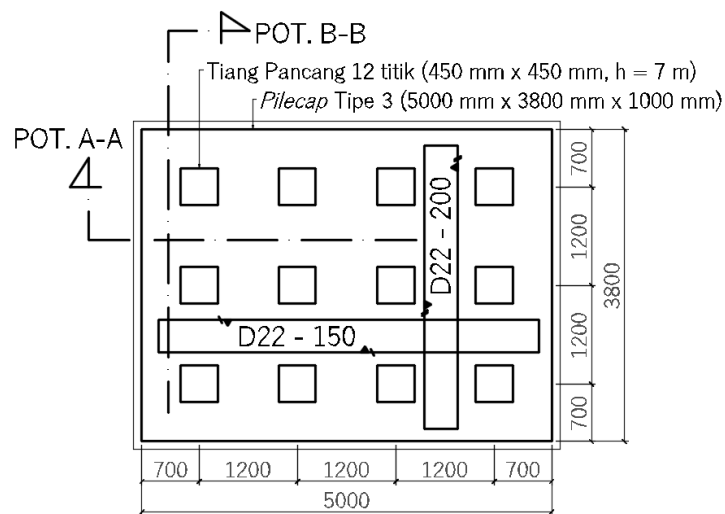
$$AS_{pakai} = 11784,12 \text{ mm}^2$$

$$AS_{perlu} \leq AS_{pakai} \rightarrow 9921,24 \text{ mm}^2 < 11784,12 \text{ mm}^2 \rightarrow OK$$

8.3.3 Perhitungan Penulangan Pile Cap (PC-3)

▪ Data Perencanaan

Contoh perhitungan pile cap dilakukan pada PC-3 sebagaimana ditunjukkan denah berikut:



Gambar 8. 10 Pilecap Tipe 3 (PC3)

Mutu beton $f'c$	= 30 MPa
Mutu tulangan	= 420 MPa
Lebar (b)	= 5000 mm
Panjang (h)	= 3800 mm
Tebal (t)	= 1000 mm
Dimesi Kolom	= 1000 mm x 850 mm
Dimensi Tiang Pancang	= 450 mm x 450 mm
Diameter Tulangan	= D22 mm
Tebal selimut (ts)	= 75 mm
Rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom	

$$\beta = \frac{1000}{850} = 1,176$$

Tinggi efektif arah X :

$$dx = t - ts - 0,5D = 1000 - 75 - 0,5(22)$$

$$dx = 914 \text{ mm}$$

Tinggi efektif arah Y :

$$dy = t - ts - D - 0,5D = 1000 - 75 - 25 - 0,5(22)$$

$$dy = 889 \text{ mm}$$

▪ Kontrol Tebal Pile Cap

Untuk kontrol ketebalan pile cap digunakan cara *trial and error*, Sebagai contoh perhitungan adalah titik perencanaan nomor F8 sebagai berikut :

$$\text{Bebak aksial (P)} = 544452,89 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ MPa} = 361,45 \text{ kg/cm}^2$$

Maka,

$$\sigma_{pons} = 0,65\sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65\sqrt{361,45}$$

$$\sigma_{pons} = 12,358 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$12,358 \geq 1,5(544452,89) / (2 \times ((100 + h) \times h) + 2 \times ((85 + h) \times h))$$

Dicoba $h = 100 \text{ cm}$

$$13,348 \geq 1,5(544452,89) / (2 \times ((100 + 100) \times 100) + 2 \times ((85 + 100) \times 100))$$

$$13,348 > 10,61 \rightarrow OK$$

Jadi ketebalan pile cap digunakan 100 cm.

▪ Kontrol Geser Pondasi

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

$$bo = 2(b + dx) + 2(h + dx) = 2(1000 + 914) + 2(850 + 914)$$

$$bo = 7356 \text{ mm}$$

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

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,176} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7356 \times 914$$

$$V_c = 16907159,01 \text{ N}$$

$$\rightarrow V_c = 0,083 \left(\frac{as \times d}{bo} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} \times bo \times d$$

$$as = 30 \rightarrow \text{Kolom tepi}$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{30 \times 914}{7356} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7356 \times 914$$

$$V_c = 17454029,98 \text{ N}$$

$$\rightarrow V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \times bo \times d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 7356 \times 914$$

$$V_c = 12152411,96 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil yaitu $V_c = 12152411,96 \text{ N} = 1215,24 \text{ ton}$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan, titik yang memiliki beban terbesar adalah titik F8 yaitu 544,45 ton.

Maka untuk ΣPu_{tiang} adalah :

Berat pada tiang pancang sendiri	=	3,542 ton
Beban axial pada kolom	=	544,45 ton
Beban sendiri pile cap	=	45,60 ton

$$\Sigma Pu_{tiang} = 593,592 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_c \geq \Sigma Pu_{tiang}$$

$$0,75(1215,24) \geq 593,592 \text{ ton}$$

$$911,43 \text{ ton} > 593,592 \text{ ton} \rightarrow OK$$

▪ Penulangan Pile Cap

Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan Tabel 8.6.1.1 SNI 2847:2019 rasio tulangan minimum pelat dua arah nonprategang dengan $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ ditentukan sebagai berikut :

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

Sedangkan untuk rasio maksimum dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

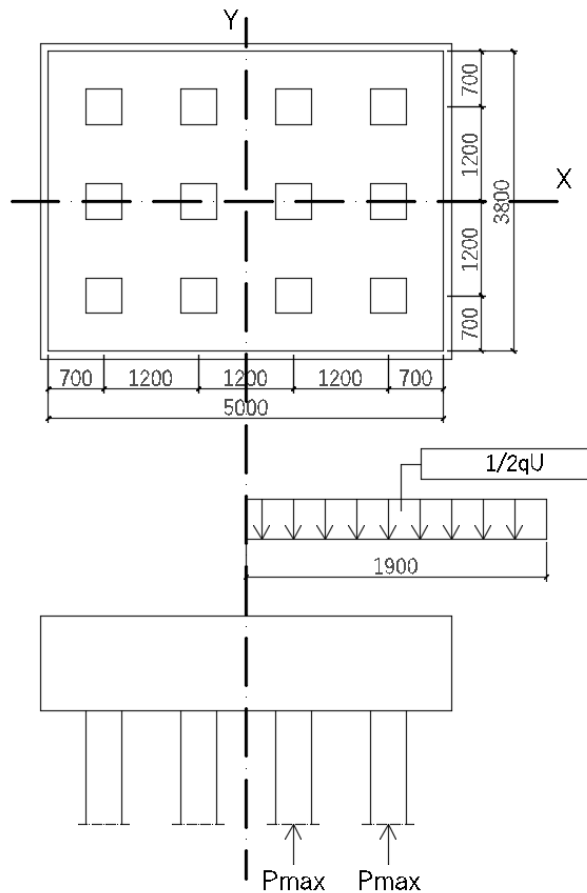
Dengan nilai β_1 untuk $28 \text{ MPa} < f_{c'} < 55 \text{ MPa}$ berdasarkan Tabel 22.2.2.4.3 SNI 2847:2019 dihitung sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_{c'} - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,836$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,0224$$



Gambar 8. 11 Statika Pilecap Tipe 3 (PC-3)

Penulangan Arah X

Momen yang terjadi

$$q_u = h \times t \times \gamma_{beton} = 3,8 \times 1 \times 2,4$$

$$q_u = 9,12 \text{ ton/m}$$

$$P_{max} = 51,791 \text{ ton}$$

$$M_u = (P_{max} \times 0,6) + (P_{max} \times 1,8) - \left(\frac{1}{2} q_u \times 2,5^2\right) = 95,80 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{95,80}{0,8} = 119,75 \text{ ton.m}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{119,75 \times 10^7}{3800 \times 914^2} = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times R_n}{f_y} \right)} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 16,47 \times 0,38}{420} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0009$$

Kontrol Rasio Tulangan

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{maks}$$

$$0,0018 > 0,0009 < 0,0224$$

Karena $\rho < \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{min} = 0,0018$

Tulangan Perlu

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 3800 \times 914$$

$$A_{S_{perlu}} = 6251,76 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai

Direncanakan tulangan D22-150 mm

$$A_{S_{pakai}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{3800}{150} \times \frac{1}{4} \pi 22^2$$

$$A_{S_{pakai}} = 9630,03 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{perlu}} \leq A_{S_{pakai}} \rightarrow 6251,76 \text{ mm}^2 < 9630,03 \text{ mm}^2 \rightarrow OK$$

Penulangan Arah Y

Momen yang terjadi

$$qu = b \times t \times \gamma_{\text{beton}} = 5 \times 1 \times 2,4$$

$$qu = 12 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{max}} = 51,791 \text{ ton}$$

$$Mu = (P_{\text{max}} \times 1,2) - \left(\frac{1}{2} qu \times 1,9^2\right) = 40,49 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{40,49}{0,8} = 50,62 \text{ ton.m}$$

Rasio Tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85fc'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{50,62 \times 10^7}{5000 \times 889^2} = 0,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times Rn}{fy} \right)} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 16,47 \times 0,55}{420} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0003$$

Kontrol Rasio Tulangan

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho \leq \rho_{\text{maks}}$$

$$0,0018 > 0,0003 < 0,0224$$

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

Tulangan Perlu

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 5000 \times 889$$

$$AS_{\text{perlu}} = 8001 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai

Direncanakan tulangan D22-200 mm

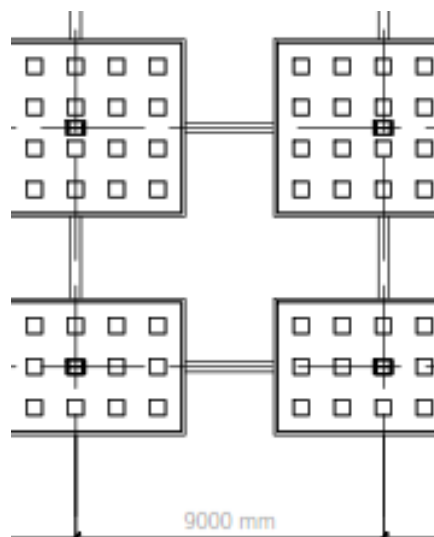
$$AS_{pakai} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{5000}{200} \times \frac{1}{4} \pi 22^2$$

$$AS_{pakai} = 9503,32 \text{ mm}^2$$

$$AS_{perlu} \leq AS_{pakai} \rightarrow 8001 \text{ mm}^2 < 9503,32 \text{ mm}^2 \rightarrow OK$$

8.4. Perencanaan Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom. Contoh perhitungan sloof dilakukan pada sloof tipe S1 sebagaimana ditunjukkan denah seperti pada Gambar 8.8. Data untuk perencanaan sloof sebagai berikut :



Gambar 8. 12 Rencana Sloof yang ditinjau

Mutu beton f'_c	= 30 MPa
Mutu tulangan	= 420 MPa
Panjang (L)	= 9000 mm
Panjang bersih (Ln)	= 8000 mm
Lebar (b)	= 400 mm
Tinggi (h)	= 800 mm
Diameter Tulangan lentur	= D22 mm
Tulangan geser	= D10 mm
Tebal selimut (ts)	= 50 mm

Tinggi Efektif

$$d = h - ts - D_{geser} - 0,5D_{lentur}$$

$$d = 800 - 50 - 10 - 0,5(22)$$

$$d = 729 \text{ mm}$$

8.4.1 Analisa Gaya Dalam

Beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, beban mati tambahan di atas sloof jika ada, dan beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

a) Gaya Aksial Sloof

$$Pu = 10\% \times Pu \text{ kolom} = 0,10 \times 887517,44$$

$$Pu = 88751,744 \text{ kg} = 887,52 \text{ kN}$$

b) Beban Mati Sloof

$$\text{Berat sendiri} = 0,8 \times 0,4 \times 2400 = 768 \text{ kg/m}$$

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

$$qD = 1768 \text{ kg/m}$$

c) Beban Ultimit :

$$qU = 1,4D = 1,4(1768)$$

$$qU = 2475,20 \text{ kg/m}$$

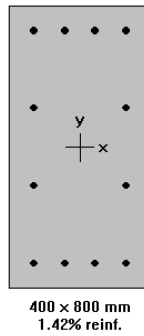
d) Momen Sloof

$$Mu = \frac{1}{8}qu \times l^2 = \frac{1}{8}(2475,20) \times 9^2$$

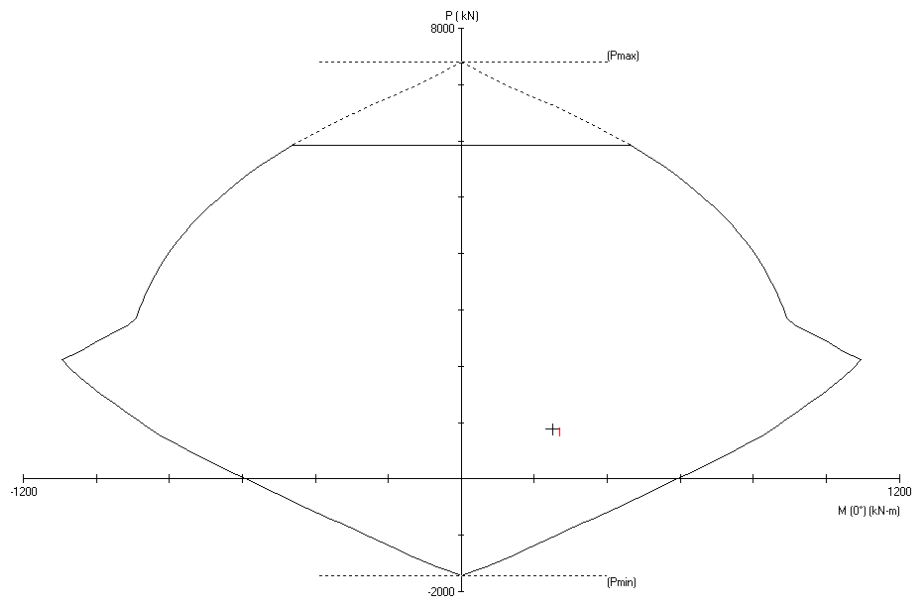
$$Mu = 25061,40 \text{ kg.m} = 250,614 \text{ kN.m}$$

8.4.2 Tulangan Longitudinal

Berdasarkan Pasal 18.7.4.1 SNI 2847:2019, luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0,01Ag$ dan tidak lebih dari $0,06Ag$. Untuk mendapatkan konfigurasi tulangan, digunakan program *PCA Column*, seperti Gambar 8.7.



Gambar 8. 13 Konfigurasi Penulangan Sloof
(Sumber : Program Bantu PCA Column)



Gambar 8. 14 Diagram Interaksi Mn-Pn
(Sumber : Program Bantu PCA Column)

Dari hasil menggunakan program *PCA Column* dan berdasarkan diagram interaksi Mn-Pn (Gambar 8.8) pada sloof dimensi 400 mm × 800 mm, didapatkan konfigurasi penulangan 12D22. Berdasarkan konfigurasi tersebut didapatkan rasio tulangan $\rho = 1,42\% = 0,0142$, sehingga nilai $0,01 < \rho < 0,06 = 0,01 < 0,0142 < 0,06$ menunjukkan bahwa telah terpenuhi.

8.4.3 Perhitungan Tulangan Geser

8.4.3.1 Kekuatan Geser Nominal Beton

Kekuatan geser nominal untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c'} \times \left(1 + \frac{P_u}{14(A_g)}\right) \times bd$$

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times \left(1 + \frac{887517,44}{14 \times (400 \times 800)}\right) \times 400 \times 729$$

$$V_c = 325306,333 \text{ N}$$

8.4.3.2 Tulangan Geser yang Diperlukan

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times l = \frac{1}{2} \times 2475,20 \times 9 = 11138,40 \text{ kg} = 111384 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$111384 \text{ N} < 0,75(325306,333) \text{ N}$$

$$111384 \text{ N} < 243979,75 \text{ N} \rightarrow \text{Tidak perlu tulangan geser}$$

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

$$S_{min} = \frac{h}{2} = \frac{800}{2} = 400 \text{ mm}$$

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

Maka direncanakan menggunakan tulangan geser D10-300 mm.