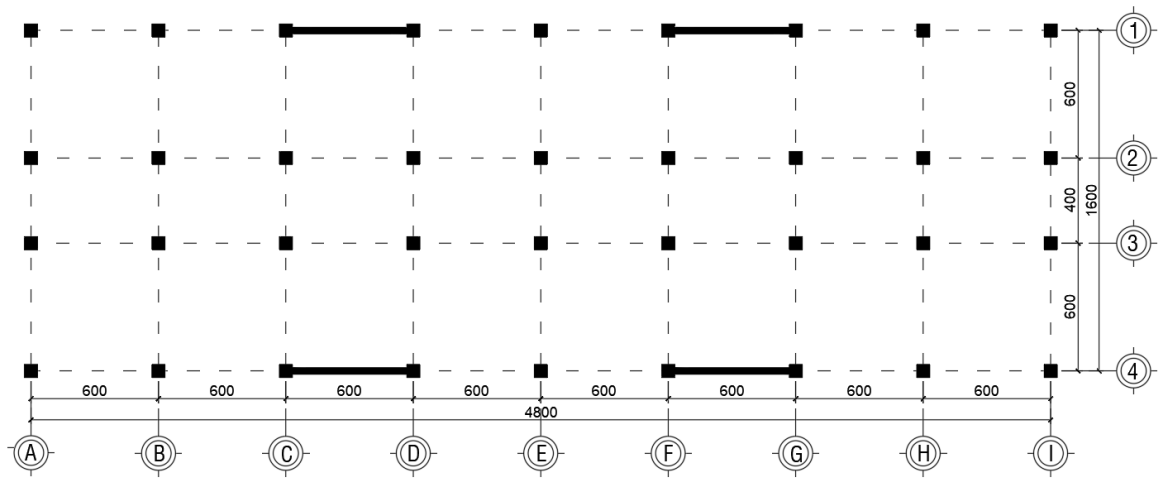


BAB VIII PONDASI

8.1 Beban Aksial Pondasi

Pemodelan struktur pada bab sebelumnya digunakan untuk perhitungan pembebanan pondasi untuk memperoleh reaksi perletakan. Di bawah ini adalah Gambar 8.1 Titik-titik Perletakan dan Tabel 8.1 Nilai Beban Aksial (P).



Gambar 8.1 Titik-titik Perletakan Pondasi

Tabel 8.1 Nilai Beban Aksial (P)

Lokasi	Beban (ton)	Lokasi	Beban (ton)	Lokasi	Beban (ton)	Lokasi	Beban (ton)
A1	250	A2	302	A3	301	A4	249
B1	336	B2	448	B3	447	B4	336
C1 – D1	1.687	C2	404	C3	404	C4 – D4	1.710
		D2	402	D3	371		
E1	325	E2	454	E3	454	E4	325
F1 – G1	1.710	F2	371	F3	402	F4 – G4	1.687
		G2	404	G3	404		
H1	336	H2	447	H3	448	H4	336
I1	249	I2	301	I3	302	I4	250

8.2 Pondasi Tiang Pancang

8.2.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang Pancang yang digunakan dalam perencanaan Struktur Gedung Apartemen Niscala ini menggunakan produk dari PT. Wika Beton dengan jenis *Prestressed Concrete Square Piles* dengan spesifikasi sebagai berikut:

Dimensi	= 500 x 500	mm
Cross Section	= 2.500	cm ²
Berat	= 625	Kg/m
Momen Retak	= 15,16	tm
Momen Lentur Ultimate	= 18,68	tm
Kuat Beban	= 335,12	ton

Direncanakan menggunakan Tiang Pancang dengan panjang 29 m dengan besar daya dukung tanah pada kedalaman tersebut.

8.2.2 Daya Dukung Satu Tiang

Daya Dukung Satu Tiang Pancang ditinjau berdasarkan kekuatan pada tempat Tiang Pancang ditanam dan kekuatan Tiang Pancang. Nilai kekuatan daya dukung tanah harus dihitung dengan memperhatikan efisiensi pada kelompok tiang dan memberikan angka keamanan. Perhitungan nilai daya dukung tiang berdasarkan data *Standart Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration Test* (CPT) dapat dilihat di bawah ini.

Data Boring (*Standart Penetration Test*/SPT)

$$P_{\text{tiang}} = 40 \cdot N_i \cdot \frac{A}{n}$$

Keterangan:

N_i = Nilai SPT pada Kedalaman 29 m

A = Luas Penampang Tiang Pancang

n = Angka Keamanan

Nilai P_{tiang}

$$P_{\text{tiang}} = 40 \cdot 26 \cdot \frac{50 \times 50}{3} = 866.666,67 \text{ Kg} = 866,67 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = P_{\text{tiang}} - \text{Berat Tiang} = 866,67 - \left(\frac{625 \times 29}{1000} \right) = 848,545 \text{ ton}$$

Data Sondir (*Cone Penetration Test*/CPT)

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

Keterangan:

C_n = Tekanan Conus

A = Luas Penampang Tiang Pancang

JHP = Jumlah Hambatan Pelekat

K = Keliling Tiang Pancang

$n_1 = 3$

$n_2 = 5$

Akibat Tahanan Ujung

$$\sum C_n = 8D + 4D$$

$8D = 8 \times 0,5 = 4$ m ke atas dari ujung bawah tiang

$4D = 2 \times 0,5 = 2$ m ke atas dari ujung bawah tiang

$$C_n 8D = \frac{597}{21} = 28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_n 4D = \frac{2.532}{11} = 230 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum C_n = \frac{28+230}{2} = 129 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{\text{tiang}} = \frac{\sum C_n \cdot A}{n_1} = \frac{129 \cdot 2.500}{3} = 107.500 \text{ Kg} = 107,5 \text{ ton}$$

Akibat Hambatan Lekat

$$P_{\text{tiang}} = \frac{K \cdot JHP}{n_2} = \frac{200 \cdot 2.540}{5} = 101.600 \text{ Kg} = 101,6 \text{ ton}$$

Daya Dukung Satu Tiang

$$P_{\text{tiang}} = 107,5 + 101,6 = 209,1 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = P_{\text{tiang}} - \text{Berat Tiang} = 209,1 - \left(\frac{625 \times 29}{1000} \right) = 191 \text{ ton}$$

Dipilih nilai Daya Dukung Satu Tiang yang terkecil, yaitu nilai Daya Dukung Satu Tiang berdasarkan Data Sondir (*Cone Penetration Test/CPT*) dengan nilai $P_{\text{ijin tiang bersih}} = 191$ ton.

8.2.3 Rencana Kebutuhan Tiang

Tabel 8.2 Rencana Jumlah Tiang

Titik	Beban (ton)	P1 Tiang (ton)	Jumlah	Rencana
A1	250	191	2,61	4
B1	336	191	3,52	4
C1 – D1	1.687	191	17,66	18

E1	325	191	3,41	4
F1 – G1	1.710	191	17,9	18
H1	336	191	3,52	4
I1	249	191	2,61	4
A2	302	191	3,16	4
B2	448	191	4,69	4
C2	404	191	4,23	4
D2	402	191	4,21	4
E2	454	191	4,75	4
F2	371	191	3,88	4
G2	404	191	4,23	4
H2	447	191	4,68	4
I2	301	191	3,15	4
A3	301	191	3,15	4
B3	447	191	4,68	4
C3	404	191	4,23	4
D3	371	191	3,88	4
E3	454	191	4,75	4
F3	402	191	4,21	4
G3	404	191	4,23	4
H3	448	191	4,69	4
I3	302	191	3,16	4
A4	249	191	2,61	4
B4	336	191	3,52	4
C4 – D4	1.710	191	17,9	18
E4	325	191	3,41	4
F4 – G4	1.687	191	17,66	18
H4	336	191	3,52	4
I4	250	191	2,61	4

Jarak Antar Tiang

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

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

$$125 \leq S \leq 150$$

Diambil Jarak Antar Tiang (S) = 140 cm

Jarak Tepi Tiang

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

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

$$75 \leq S \leq 100$$

Diambil Jarak Tepi Tiang (s) = 75 cm

8.2.4 Daya Dukung Tiang Kelompok

Effisiensi Tiang Pancang

$$\text{Eff} = 1 - \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right)^{\frac{m(n-1)+n(m-1)}{90 \cdot m \cdot n}}$$

Nilai Effisiensi Tiang Pancang Titik A1

$$\text{Jumlah Baris (m)} = 2$$

$$\text{Jumlah Kolom (n)} = 2$$

$$\text{Eff} = 1 - \tan^{-1} \left(\frac{50}{140} \right)^{\frac{2(2-1)+2(2-1)}{90 \cdot 2 \cdot 2}} = 0,78$$

Nilai P_{ijin grup}

$$P_{ijin} = P_{ijin \text{ tiang bersih}} \cdot \text{Eff} = 191 \times 0,78 = 148,98 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{ijin \text{ grup}} = 4 \times 148,98 = 596 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{ijin \text{ grup}} > \text{Beban (OK)}$$

Tabel 8.3 Kontrol Effisiensi Daya Dukung Tanah

Titik	Konfigurasi		Effisiensi	Beban (ton)	$\Sigma P_{ijin \text{ grup}}$	Kontrol
	m	n				
A1	2	2	0,78	250	596	OK
B1	2	2	0,78	336	596	OK
C1 -D1	6	3	0,67	1.687	2.682	OK
E1	2	2	0,78	325	596	OK
F1 - G1	6	3	0,67	1.710	2.682	OK

H1	2	2	0,78	336	596	OK
I1	2	2	0,78	249	596	OK
A2	2	2	0,78	302	596	OK
B2	2	2	0,78	448	596	OK
C2	2	2	0,78	404	596	OK
D2	2	2	0,78	402	596	OK
E2	2	2	0,78	454	596	OK
F2	2	2	0,78	371	596	OK
G2	2	2	0,78	404	596	OK
H2	2	2	0,78	447	596	OK
I2	2	2	0,78	301	596	OK
A3	2	2	0,78	301	596	OK
B3	2	2	0,78	447	596	OK
C3	2	2	0,78	404	596	OK
D3	2	2	0,78	371	596	OK
E3	2	2	0,78	454	596	OK
F3	2	2	0,78	402	596	OK
G3	2	2	0,78	404	596	OK
H3	2	2	0,78	448	596	OK
I3	2	2	0,78	302	596	OK
A4	2	2	0,78	249	596	OK
B4	2	2	0,78	336	596	OK
C4 – D4	6	3	0,67	1.710	2.682	OK
E4	2	2	0,78	325	596	OK
F4 – G4	6	3	0,67	1.687	2.682	OK
H4	2	2	0,78	336	596	OK
I4	2	2	0,78	250	596	OK

8.2.5 Kontrol Beban Maksimum Satu Tiang Pancang

Berdasarkan perhitungan jumlah tiang pancang yang telah dilakukan sebelumnya, hanya dihitung berdasarkan beban aksial yang bekerja pada tiang. Selanjutnya, perlu dilakukan perhitungan kontrol momen yang bekerja pada tiang tersebut. Dimensi pondasi tiang

pancang yang digunakan yaitu 50×50 cm dengan konfigurasi tiang pancang sebanyak 4 buah menghasilkan nilai $P_{ijin} = 148,98$ ton. Nilai P_{max} harus lebih kecil daripada nilai P_{ijin} grup.

Perhitungan pada Titik A1

$$P = 250 \text{ ton}$$

$$M_x = 32,421 \text{ tm}$$

$$M_y = 4,967 \text{ tm}$$

$$X = 1,40 \text{ m}$$

$$Y = 0,70 \text{ m}$$

$$\sum X^2 = 2 \times 2 \times 1,40^2 = 7,84 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 2 \times 2 \times 0,70^2 = 1,96 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x X}{\sum X^2} + \frac{M_y Y}{\sum Y^2} = \frac{250}{4} + \frac{32,421 \times 1,40}{7,84} + \frac{4,967 \times 0,70}{1,96} = 70,1 \text{ ton}$$

$$P_{max} < P_{ijin} \text{ (OK)}$$

Perhitungan pada Titik F1 – G1

$$P = 1.710 \text{ ton}$$

$$M_x = 74,524 \text{ tm}$$

$$M_y = 21,867 \text{ tm}$$

$$X = 1,40 \text{ m}$$

$$Y = 0,70 \text{ m}$$

$$\sum X^2 = 6 \times 3 \times 1,40^2 = 35,28 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 3 \times 6 \times 0,70^2 = 8,82 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x X}{\sum X^2} + \frac{M_y Y}{\sum Y^2} = \frac{1.710}{18} + \frac{74,524 \times 1,40}{35,28} + \frac{21,867 \times 0,70}{8,82} = 99,7 \text{ ton}$$

$$P_{max} < P_{ijin} \text{ (OK)}$$

8.3 Pile Cap

8.3.1 Pile Cap Tipe 1

Data Perencanaan Pile Cap Tipe 1

Dimensi *Pile Cap* = 2.900 x 2.900 mm

Tebal *Pile Cap* = 70 cm

Dimensi Kolom = 600/600 mm

Dimensi Tiang Pancang = 500/500 mm

Mutu Beton = 35 MPa
 Mutu Baja = 420 MPa
 Diameter Tulangan Utama = 22 mm
 Selimut Beton = 75 mm

$$d_x = 700 - 75 - \frac{1}{2} 22 = 619 \text{ mm}$$

$$d_y = 700 - 75 - 22 - \frac{1}{2} 22 = 597 \text{ mm}$$

Kontrol Tebal Pile Cap Tipe 1

Titik A1

$$f_c' = 35 \text{ MPa} = 356,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 250 \text{ ton} = 250.000 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{pons} = 0,65 \cdot \sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65 \cdot \sqrt{356,9} = 12,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{4,3 \cdot ((b+h)h)}$$

$$12,3 \geq \frac{1,5 \times 250.000}{4,3 \cdot ((60+h)h)}$$

Dicoba $h = 70 \text{ cm}$

$$12,3 \geq \frac{1,5 \times 250.000}{4,3 \cdot ((60+70)70)}$$

$$12,3 \geq 9,6 \text{ (OK)}$$

Digunakan Tebal Pile Cap 70 cm

Kontrol Geser Pondasi

Kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis terdapat pada daerah bawah kolom dengan keliling penampang kritis dihitung dengan perumusan seperti di bawah ini.

$$b_0 = 4,3(b_k + d_x) = 4,3(600 + 619) = 5.242 \text{ mm}$$

SNI 2849:2019 Pasal 22.6.5.2 menyebutkan bahwa untuk komponen dua arah nonprategang, nilai V_c diambil hasil terkecil dari perhitungan di bawah ini.

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 5.242 \cdot 619$$

$$V_c = 9.790.207 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{a_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{30 \cdot 619}{5.242} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 5.242 \cdot 619$$

$$V_c = 8.830.976 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 5.242 \cdot 619$$

$$V_c = 6.334.840 \text{ N}$$

Diambil $V_c = 6.334.840 \text{ N} = 633,5 \text{ ton}$

Beban yang digunakan adalah beban kolom terbesar, yaitu pada Titik E2 = 454 ton.

$\Sigma P_u \text{ tiang}$

Berat Sendiri Tiang Pancang = 6,25 ton

Berat P pada Kolom = 454 ton

Beban *Pile Cap* = 14,13 ton

$\Sigma P_u \text{ tiang}$ = 474,38 ton

$$\phi V_c \geq \Sigma P_u \text{ tiang}$$

$$0,75 \cdot 633,5 \geq 474,38$$

$$475,13 \text{ ton} \geq 474,38 \text{ ton (OK)}$$

Penulangan *Pile Cap* Tipe 1

Syarat Batas

Reduksi Kuat Tekan Beton berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3, karena $f_c' > 28$, maka:

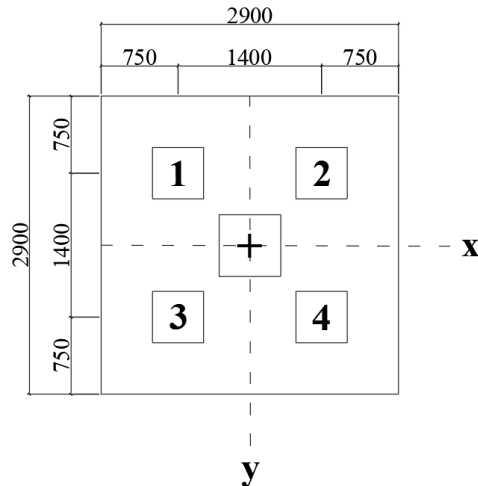
$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (f_c' - 28)}{7} \right) = 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (35 - 28)}{7} \right) = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,033$$

$$\rho_{\max} = \rho_b \cdot 0,75 = 0,033 \cdot 0,75 = 0,025$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2, nilai ρ_{\min} adalah:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{35}}{420} = 0,0035$$



Gambar 8.2 *Pile Cap* Kolom

Penulangan *Pile Cap* Tipe 1 Arah X = Arah Y

$$q_u = h \cdot t \cdot \gamma_{\text{beton}} = 2,9 \times 0,7 \times 2,4 = 4,9 \text{ t/m}^3$$

$$P_{\text{max}} = 70,1 \text{ ton}$$

$$M_u = (3 \cdot P_{\text{max}} \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot 1,45)$$

$$M_u = (3 \cdot 70,1 \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot 4,9 \cdot 1,45)$$

$$M_u = 151 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{151}{0,8} = 188,75 \text{ tm} = 188,75 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{188,75 \times 10^7}{2900 \times 619^2} = 1,7 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 1,7}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,0042$$

Tulangan Perlu Arah X

Tulangan Tarik

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0042 \times 2.900 \times 619 = 7.539 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai Arah X

$$A_s = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{2.900}{100} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 11.028 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{perlu}} \leq A_{s\text{pakai}}$$

$$7.539 \text{ mm}^2 \leq 11.028 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

8.3.2 *Pile Cap* Tipe 2

Data Perencanaan *Pile Cap* Tipe 2

Dimensi *Pile Cap* = 8.500 x 4.300 mm

Tebal *Pile Cap* = 200 cm

Dimensi Kolom = 600/600 mm

Dimensi Tiang Pancang = 500/500 mm

Mutu Beton = 35 MPa

Mutu Baja = 420 MPa

Diameter Tulangan Utama = 22 mm

Selimut Beton = 75 mm

$$d_x = 2.000 - 75 - \frac{1}{2} 22 = 1.914 \text{ mm}$$

$$d_y = 2.000 - 75 - 22 - \frac{1}{2} 22 = 1.892 \text{ mm}$$

Kontrol Tebal *Pile Cap* Tipe 2

Titik C1

$$f_c' = 35 \text{ MPa} = 356,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 1.710 \text{ ton} = 1.710.000 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{pons} = 0,65 \cdot \sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65 \cdot \sqrt{356,9} = 12,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pons} \geq \frac{1,5P}{4,3 \cdot ((b+h)h)}$$

$$12,3 \geq \frac{1,5 \times 1.710.000}{4,3 \cdot ((60+h)h)}$$

Dicoba $h = 200 \text{ cm}$

$$12,3 \geq \frac{1,5 \times 1.710.000}{4,3 \cdot ((60+200)200)}$$

$$12,3 \geq 11,5 \text{ (OK)}$$

Digunakan Tebal *Pile Cap* 200 cm

Kontrol Geser Pondasi

Kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis terdapat pada daerah bawah kolom dengan keliling penampang kritis dihitung dengan perumusan seperti di bawah ini.

$$b_0 = 4,3(b_k + d_x) = 4,3(600 + 1.914) = 10.810 \text{ mm}$$

SNI 2849:2019 Pasal 22.6.5.2 menyebutkan bahwa untuk komponen dua arah nonprategang, nilai V_c diambil hasil terkecil dari perhitungan di bawah ini.

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 10.810 \cdot 1.914$$

$$V_c = 62.426.908 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{a_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{30 \cdot 1.914}{10.810} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 10.810 \cdot 1.914$$

$$V_c = 53.965.628 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 10.810 \cdot 1.914$$

$$V_c = 40.393.882 \text{ N}$$

Diambil $V_c = 40.393.882 \text{ N} = 40.394 \text{ ton}$

Beban yang digunakan adalah beban terbesar, yaitu pada Titik F1 – G1 = 1.710 ton.

$\Sigma P_u \text{ tiang}$

Berat Sendiri Tiang Pancang = 6,25 ton

Berat P pada Kolom = 1.710 ton

Beban *Pile Cap* = 175,44 ton

$\Sigma P_u \text{ tiang}$ = 1.892 ton

$\emptyset V_c \geq \Sigma P_u \text{ tiang}$

$$0,75 \cdot 40.394 \geq 1.892$$

$$30.295,5 \text{ ton} \geq 1.892 \text{ ton (OK)}$$

Penulangan *Pile Cap* Tipe 2

Syarat Batas

Reduksi Kuat Tekan Beton berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3, karena $f_c' > 28$, maka:

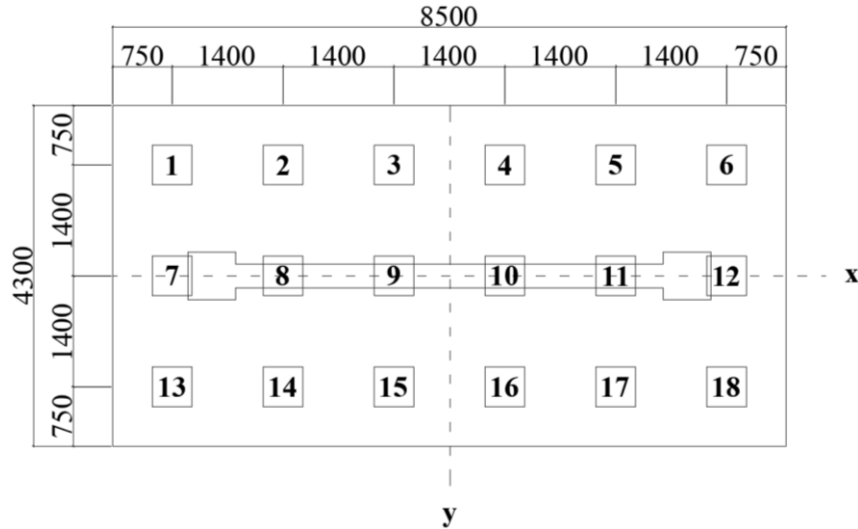
$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (f_c' - 28)}{7}\right) = 0,85 - \left(\frac{0,05 \cdot (35 - 28)}{7}\right) = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420}\right) = 0,033$$

$$\rho_{\max} = \rho_b \cdot 0,75 = 0,033 \cdot 0,75 = 0,025$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2, nilai ρ_{\min} adalah:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{35}}{420} = 0,0035$$



Gambar 8.3 *Pile Cap Dinding Geser*

Penulangan *Pile Cap* Tipe 2 Arah X

$$q_u = h \cdot t \cdot \gamma_{\text{beton}} = 8,5 \times 2,0 \times 2,4 = 40,8 \text{ t/m}^3$$

$$P_{\text{max}} = 97,98 \text{ ton}$$

$$M_u = (3 \cdot P_{\text{max}} \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot 2,15)$$

$$M_u = (3 \cdot 97,98 \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot 40,8 \cdot 2,15)$$

$$M_u = 250 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{250}{0,8} = 312 \text{ tm} = 312 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{312 \times 10^7}{8500 \times 1.914^2} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 0,1}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,00024$$

Digunakan $\rho = 0,0035$

Tulangan Perlu Arah X

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 8.500 \times 1.914 = 56.941 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai Arah X

$$A_s = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{8.500}{50} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 64.649 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{perlu}} \leq A_{s\text{pakai}}$$

$$56.941 \text{ mm}^2 \leq 64.649 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Penulangan Pile Cap Tipe 2 Arah Y

$$q_u = h \cdot t \cdot \gamma_{\text{beton}} = 4,3 \times 2,0 \times 2,4 = 20,64 \text{ t/m}^3$$

$$P_{\text{max}} = 97,98 \text{ ton}$$

$$M_u = (3 \cdot P_{\text{max}} \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot 4,25)$$

$$M_u = (3 \cdot 97,98 \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot 20,64 \cdot 4,25)$$

$$M_u = 250 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{250}{0,8} = 312 \text{ tm} = 312 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{312 \times 10^7}{8500 \times 1.914^2} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 0,1}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,00024$$

Digunakan $\rho = 0,0035$

Tulangan Perlu Arah Y

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 4.300 \times 1.914 = 28.806 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pakai Arah Y

$$A_s = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{8.500}{100} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 32.324 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} \leq A_{s_{\text{pakai}}}$$

$$28.806 \text{ mm}^2 \leq 32.324 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

8.4 Sloof

8.4.1 Perencanaan Sloof

Data Perencanaan:

Panjang Sloof = 6.000 mm

Panjang Bersih Sloof = 5.400 mm

Lebar Sloof = 300 mm

Tinggi Sloof = 500 mm

Mutu Beton = 35 MPa

Mutu Baja = 420 MPa

Diameter Tulangan Lentur = D22

Diameter Tulangan Tengah = D16

Tebal Selimut = 40 mm

$$d = 500 - 40 - 16 - \frac{1}{2} 22 = 433 \text{ mm}$$

Gaya Dalam

Beban Mati Sloof

$$\text{Berat Sendiri} : 0,5 \times 0,3 \times 2.400 = 360 \quad \text{Kg/m}$$

$$\text{Berat Dinding} : 4 \times 250 = 1.000 \quad \text{Kg/m}$$

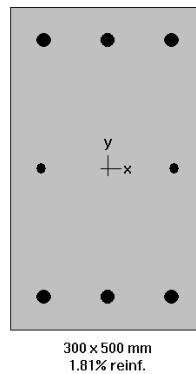
$$\text{DL} = 1.360 \quad \text{Kg/m}$$

$$Q_u = 1,4\text{DL} = 1,4 \times 1.360 = 1.904 \text{ Kg/m}$$

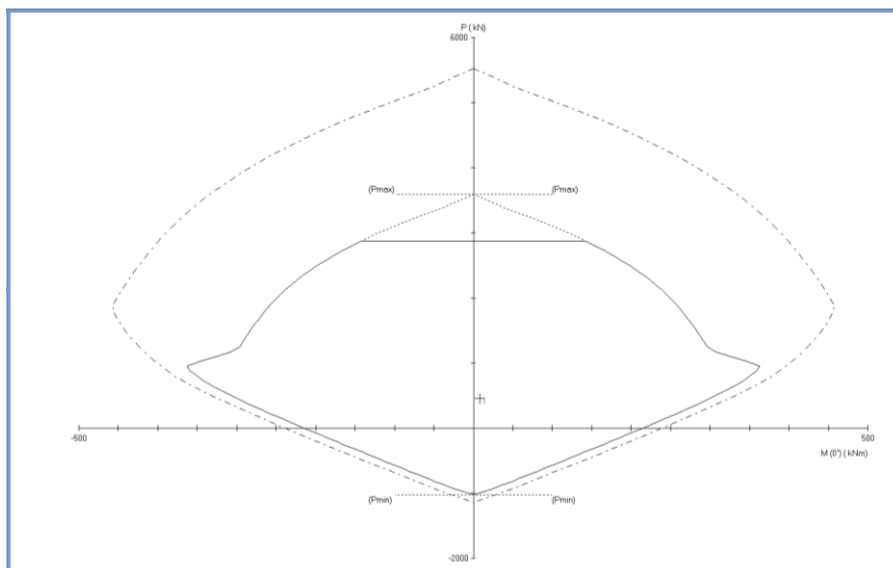
$$P_u = 10\% \times P_u \text{ kolom} = 10\% \times 454.000 = 45.400 \text{ Kg} = 454 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{1}{8} \times 1.904 \times 6^2 = 8.568 \text{ kNm}$$

8.4.2 Tulangan Longitudinal Sloof



Gambar 8.4 Penulangan Sloof



Gambar 8.5 Diagram Interaksi Penulangan Sloof

Berdasarkan hasil desain menggunakan program bantu komputer menggunakan gaya dalam dengan dimensi sloof 300/500 mm, diperoleh hasil konfigurasi tulangan 6D22 dengan tulangan samping 2D16. Diperoleh rasio tulangan $\rho = 1,81\%$ atau 0,0181, sehingga hasil tersebut telah memenuhi persyaratan dalam peraturan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1.

8.4.3 Tulangan Geser Sloof

Kekuatan Geser Nominal Beton

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot \left(1 + \frac{45.400}{14 \cdot (300 \times 500)}\right) \cdot 300 \cdot 433$$

$$V_c = 133.469 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 133.469 = 100.102 \text{ N}$$

Tulangan Geser yang Dibutuhkan

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot Q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 1.904 \cdot 6 = 5.712 \text{ Kg} = 57.120 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_c, \text{ tidak perlu tulangan geser}$$

Karena penampang tidak perlu tambahan tulangan geser, maka dipasang tulangan geser praktis dengan perhitungan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.13.3.2, spasi tulangan geser sloof tidak boleh melebihi nilai terkecil dari persamaan di bawah ini.

$$S_{\min} = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

Direncanakan tulangan geser D13-250 mm.