

Didapat : $K_s = 0,50$

Maka daya dukung selimut tiang adalah :

$$Q_s = K_{s,c} \left| \sum_{z=0}^{8.D} \cdot \frac{z}{8.D} \cdot f_s \cdot A_s + \sum_{z=8.D}^L \cdot f_s \cdot A_s \right|$$

$$= 0,5 * \left| 6072 \text{ kg} + 81756 \text{ kg} \right|$$

$$= 43914 \text{ kg}$$

$$Q_s = 43,91 \text{ ton}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 210,16 + 43,91$$

$$Q_u = 254,07 \text{ ton}$$

B. Metode Langsung (Direct Cone)

Metode ini diantaranya dikemukakan oleh Mayerhorf (1956) yang menyatakan bahwa tahanan ujung tiang mendekati tahanan ujung sondir dengan rentang $2/3 q_c$ hingga $1,5 q_c$ dan Mayerhorf menganjurkan untuk keperluan praktis agar digunakan $q_p = q_c$

Selanjutnya tahanan selimut pada tiang dapat diambil langsung dari gesekan total (jumlah hambatan lekat = JHL) dikalikan dengan keliling tiang , sehingga formula untuk metode langsung dapat dituliskan : $Q_{ult} = q_p A_p + JHL * kll$

Rumusan ini diambil di Indonesia dengan mengambil angka keamanan 3 untuk tahanan ujung dan angka keamanan 5 untuk gesekannya. Sehingga daya dukung ijin pondasi dapat dinyatakan dalam :

$$Q_{ult} = \frac{q_p A_p}{3} + \frac{JHL * kll}{5}$$

$$q_p = q_c = 150 \text{ kg/cm}^2 = 1500 \text{ ton/m}^2$$

$$A_p = \text{Luas penampang tiang} = D^2 = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}$$

$kll = \text{keliling tiang} = 4DL = 4 \times 0,4 \times 9 = 14,4 \text{ m}$

$$Q_u = \frac{q_p A_p}{3} + \frac{JHL * kll}{5}$$

$$= \frac{150 \times 0,16}{3} + \frac{76 \times 14,4}{5}$$

$Q_u = 226,88 \text{ ton}$

6.2.4 Kesimpulan Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal

Dari beberapa metode perhitungan daya dukung pondasi tiang, dapat kita buat table perbandingan sebagai berikut :

Pondasi Pada Titik PA

Tabel 6.14 Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Pondasi Pada Titik PA

Data SPT	Qu (ton)	Data CPT	Qu (ton)
Metode Mayerhorf	286,04	Metode Schmertmann – Nottingham	263,78
Metode Takahashi	307,20	Metode Mayerhorf	252,80
Rata-rata	296,62	Rata-rata	258,29

Dari hasil perhitungan rata-rata daya dukung batas pada tabel diatas diatas, daya dukung batas tiang yang digunakan untuk desain pondasi adalah **$Q_u = 296,62 \text{ ton}$**

$$\text{Daya dukung izin tiang } Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{FK} = \frac{296,62}{2,5} = 118,65 \text{ ton}$$

Pondasi Pada Titik PB

Tabel 6.15 Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Pondasi Pada Titik PB

Data SPT	Qu (ton)	Data CPT	Qu (ton)
Metode Mayerhorf	303,01	Metode Schmertmann – Nottingham	350,00
Metode Takahashi	358,40	Metode Mayerhorf	304,64
Rata-rata	330,70	Rata-rata	327,32

Dari hasil perhitungan rata-rata daya dukung batas pada tabel diatas diatas, daya dukung batas tiang yang digunakan untuk desain pondasi adalah **Qu = 330,70 ton**

$$\text{Daya dukung izin tiang } Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{FK} = \frac{330,70}{2,5} = 132,28 \text{ ton}$$

Pondasi Pada Titik PC

Tabel 6.16 Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Pondasi Pada Titik PC

Data SPT	Qu (ton)	Data CPT	Qu (ton)
Metode Mayerhorf	285,22	Metode Schmertmann – Nottingham	254,07
Metode Takahashi	307,20	Metode Mayerhorf	226,88
Rata-rata	296,21	Rata-rata	240,07

Dari hasil perhitungan rata-rata daya dukung batas pada tabel diatas diatas, daya dukung batas tiang yang digunakan untuk desain pondasi adalah **Qu = 296,21 ton**

$$\text{Daya dukung izin tiang } Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{FK} = \frac{296,21}{2,5} = 118,48 \text{ ton}$$

F K adalah faktor keamanan yang digunakan untuk desain pondasi. Nilai FK yang digunakan sebesar 2,5. Nilai ini dapat dilihat pada Tabel 3.5 gedung apartemen merupakan bangunan permanen, dengan klasifikasi struktur bangunan dengan

pengendalian normal yang berarti kondisi tanah bervariasi, tidak tersedia data pengujian tiang, dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan profesional.

Hasil perhitungan daya dukung dengan menggunakan beberapa metode diatas tidak terlalu jauh perbedaannya. Adapun perbedaan-perbedaan tersebut disebabkan oleh beberapa hal sebagai berikut :

1. Perhitungan daya dukung tiang pancang menggunakan data SPT perbedaan yang timbul disebabkan :
 - a. Adanya perbedaan nilai koefisien pada ujung tiang dan gesekan antara Mayerhorf dan Takahashi . Nilai koefisien pada ujung tiang Mayerhorf = 40; sedangkan Takahashi = 30, serta nilai koefisien gesekan Mayerhorf = 0,1; sedangkan Takahashi = 0,2
 - b. Adanya perbedaan dalam penggunaan nilai N-SPT pada tiang ujung tiang, Takahashi menggunakan nilai koreksi tertentu sedangkan Mayerhorf tidak menggunakan nilai koreksi.
2. Perhitungan daya dukung tiang pancang menggunakan data CPT perbedaan yang timbul disebabkan :
 - a. Adanya perbedaan penggunaan nilai q_c pada sondir, Schmertmann – Nottingham menggunakan nilai q_c rata-rata pada 0,7.D hingga 4.D di bawah ujung tiang.dan nilai q_c rata-rata dari ujung tiang hingga 8.D di atas ujung tiang sedangkan Mayerhorf menggunakan nilai q_c pada ujung tiang.

- b. Adanya perbedaan pada perhitungan tahanan selimut, Schmertmann – Nottingham menggunakan nilai gesekan selimut (f_s) dikalikan dengan keliling tiang sedangkan Mayerhorf tahanan selimut pada tiang dapat diambil langsung dari gesekan total (jumlah hambatan lekat = JHL) dikalikan dengan keliling tiang.

6.3 Daya Dukung dan Efisiensi Tiang Kelompok

6.3.1 Daya Dukung dan Efisiensi Tiang Kelompok Pondasi Pada Titik P A

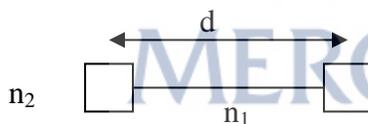
Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan program ETABS beban aksial terbesar pondasi pada titik P A adalah 199,39 ton

Daya dukung 1 tiang = $Q_{all} = 118,65 \text{ ton}$

Jumlah tiang pondasi kelompok yang diperlukan untuk menahan beban sebanyak

$$= \frac{199,39}{118,65} = 1,68 = 2 \text{ tiang}$$

Konfigurasi tiang kelompok :



Rumus umum efisiensi tiang kelompok :

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2}$$

Berdasarkan pengamatan eksperimen untuk perilaku tiang kelompok dalam pasir , yang dibuat sejauh ini, terdapat beberapa kesimpulan diantaranya untuk tiang kelompok yang di pancang pada tanah pasir dengan $d \geq 3D$

$$d = 3D = 3 \times 0,4 \text{ m} = 1,2 \text{ m}$$

$$p = \text{keliling tiang} = 4DL = 4 \times 0,4 \times 9 \text{ m} = 14,4 \text{ m}$$

$$\text{maka } \eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2} = \frac{2(2 + 1 - 2)1,2 + 4 \cdot 0,4}{14,4 \cdot 2 \cdot 1} = 0,14$$

Jika $\eta < 1$, maka daya dukung batas pondasi tiang

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

Dengan :

$$\sum Q_u = n_1 n_2 p L f_{av}$$

$$f_{av} = \text{tahanan gesek satuan rata-rata} = 0,58 \text{ kg/cm}^2 = 5,8 \text{ ton/m}^2$$

$$\sum Q_u = 2 \times 1 \times 14,4 \text{ m} \times 9 \text{ m} \times 5,8 \text{ ton/m}^2 = 1503,36 \text{ ton}$$

$$\text{Maka } Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u = 0,14 \times 1503,36 = 210,47 \text{ ton}$$

$$Q_{g(u)} > Q_{\text{rencana}}$$

$$210,47 \text{ ton} > 199,39 \text{ ton} \dots \text{Ok!}$$

6.3.2 Daya Dukung dan Efisiensi Tiang Kelompok Pondasi Pada Titik P B

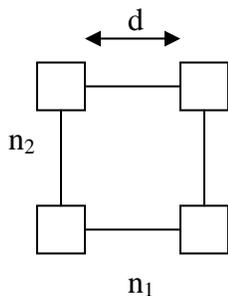
Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan program ETABS beban aksial terbesar pondasi pada titik P B adalah 486,42 ton

$$\text{Daya dukung 1 tiang} = Q_{\text{all}} = 132,28 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pondasi kelompok yang diperlukan untuk menahan beban sebanyak

$$= \frac{486,42}{132,28} = 3,68 = 4 \text{ tiang}$$

Konfigurasi tiang kelompok :



Rumus umum efisiensi tiang kelompok :

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2}$$

Berdasarkan pengamatan eksperimen untuk perilaku tiang kelompok dalam pasir, yang dibuat sejauh ini, terdapat beberapa kesimpulan diantaranya untuk tiang kelompok yang di pancang pada tanah pasir dengan $d \geq 3D$

$$d = 3D = 3 \times 0,4 \text{ m} = 1,2 \text{ m}$$

$$p = \text{keliling tiang} = 4DL = 4 \times 0,4 \times 13 \text{ m} = 20,8 \text{ m}$$

$$\text{maka } \eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2} = \frac{2(2 + 2 - 2)1,2 + 4 \cdot 0,4}{20,8 \cdot 2 \cdot 2} = 0,08$$

Jika $\eta < 1$, maka daya dukung batas pondasi tiang

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

Dengan :

$$\sum Q_u = n_1 n_2 p L f_{av}$$

$$f_{av} = \text{tahanan gesek satuan rata-rata} = 0,74 \text{ kg/cm}^2 = 7,4 \text{ ton/m}^2$$

$$\sum Q_u = 2 \times 2 \times 20,8 \text{ m} \times 13 \text{ m} \times 7,4 \text{ ton/m}^2 = 8003,84 \text{ ton}$$

$$\text{Maka } Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u = 0,08 \times 8003,84 = 640,31 \text{ ton}$$

$$Q_{g(u)} > Q_{\text{rencana}}$$

$$640,31 \text{ ton} > 486,42 \text{ ton} \dots \text{Ok!}$$

6.3.1 Daya Dukung dan Efisiensi Tiang Kelompok Pondasi Pada Titik P C

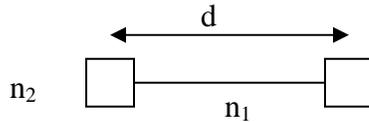
Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan program ETABS beban aksial terbesar pondasi pada titik P adalah 199,36 ton

$$\text{Daya dukung 1 tiang} = Q_{\text{all}} = 118,96 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pondasi kelompok yang diperlukan untuk menahan beban sebanyak

$$= \frac{199,36}{118,48} = 1,68 = 2 \text{ tiang}$$

Konfigurasi tiang kelompok :



Rumus umum efisiensi tiang kelompok :

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2}$$

Berdasarkan pengamatan eksperimen untuk perilaku tiang kelompok dalam pasir , yang dibuat sejauh ini, terdapat beberapa kesimpulan diantaranya untuk tiang kelompok yang di pancang pada tanah pasir dengan $d \geq 3D$

$$d = 3D = 3 \times 0,4 \text{ m} = 1,2 \text{ m}$$

$$p = \text{keliling tiang} = 4DL = 4 \times 0,4 \times 9 \text{ m} = 14,4\text{m}$$

$$\text{maka } \eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2} = \frac{2(2+1-2)1,2 + 4 \cdot 0,4}{14,4 \cdot 2 \cdot 1} = 0,14$$

Jika $\eta < 1$, maka daya dukung batas pondasi tiang

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

Dimana :

$$\sum Q_u = n_1 n_2 p L f_{av}$$

$$f_{av} = \text{tahanan gesek satuan rata-rata} = 0,59 \text{ kg/cm}^2 = 5,9 \text{ ton/m}^2$$

$$\sum Q_u = 2 \times 1 \times 14,4 \text{ m} \times 9 \text{ m} \times 5,9 \text{ ton/m}^2 = 1529,28 \text{ ton}$$

$$\text{Maka } Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u = 0,14 \times 1529,28 = 214,09 \text{ ton}$$

$$Q_{g(u)} > Q_{rencana}$$

$$214,09 \text{ ton} > 199,36 \text{ ton} \dots \text{Ok!}$$

6.4 Penurunan Pada Pondasi Tiang

6.4.1 Penurunan Pondasi Tiang Pada Titik PA

A. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan pada pondasi tiang tunggal menggunakan Metode Empiris (Vesic,1970).

Rumus yang digunakan untuk menghitung penurunan tiang tunggal yaitu :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p E_p}$$

Dengan :

S = penurunan pondasi tiang tunggal

D = diameter tiang = 40 cm

Q = daya dukung tiang = 118,65 ton = 118650 kg

L = panjang tiang = 9 m = 900 cm

A_p = Luas penampang tiang = $D \times D = 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1600 \text{ cm}^2$

E_p = modulus elastisitas bahan = $2,1 \cdot 10^6 \text{ ton/m}^2 = 2,1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Maka penurunan tiang tunggal adalah :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p E_p} = \frac{40}{100} + \frac{118650 \times 900}{1600 \times 2,1 \times 10^5} = 0,72 \text{ cm}$$

B. Penurunan Kelompok Tiang

Perhitungan penurunan kelompok tiang menggunakan metode Vesic,1977.

Rumus yang digunakan untuk menghitung penurunan kelompok tiang yaitu :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Dengan :

S_g = penurunan kelompok tiang

S = penurunan pondasi tiang tunggal = 0,72 cm

B_g = lebar kelompok tiang = $d + 2 (D/2) = 120 + 2 (40/2) = 160$ cm

D = diameter tiang = 40 cm

Maka penurunan tiang kelompok adalah :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 0,72 \sqrt{\frac{160}{40}} = 1,44 \text{ cm}$$

$S_g < S$ maksimum yang diizinkan $\rightarrow 1,44 < 7,5$ cmOK!

6.4.2 Penurunan Pondasi Tiang Pada Titik PB

A. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan pada pondasi tiang tunggal menggunakan Metode Empiris (Vesic,1970).

Rumus yang digunakan untuk menghitung penurunan tiang tunggal yaitu :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p E_p}$$

Dengan :

S = penurunan pondasi tiang tunggal

D = diameter tiang = 40 cm

Q = daya dukung tiang = 132,28 ton = 132280 kg

L = panjang tiang = 13 m = 13600cm

A_p = Luas penampang tiang = $4D = 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1600 \text{ cm}^2$

E_p = modulus elastisitas bahan = $2,1 \cdot 10^6 \text{ ton/m}^2 = 2,1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Maka penurunan tiang tunggal adalah :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p E_p} = \frac{40}{100} + \frac{132280 \times 1300}{1600 \times 2,1 \times 10^5} = 0,91 \text{ cm}$$

B. Penurunan Kelompok Tiang

Perhitungan penurunan kelompok tiang menggunakan metode Vesic, 1977.

Rumus yang digunakan untuk menghitung penurunan kelompok tiang yaitu :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Dengan :

S_g = penurunan kelompok tiang

S = penurunan pondasi tiang tunggal = 0,91 cm

B_g = lebar kelompok tiang = $d + 2(D/2) = 120 + 2(40/2) = 160$ cm

D = diameter tiang = 40 cm

Maka penurunan tiang kelompok adalah :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 0,91 \sqrt{\frac{160}{40}} = 1,82 \text{ cm}$$

$S_g < S$ maksimum yang diizinkan $\rightarrow 1,82 < 7,5$ cmOK!

6.4.3 Penurunan Pondasi Tiang Pada Titik PC

A. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan pada pondasi tiang tunggal menggunakan Metode Empiris (Vesic, 1970).

Rumus yang digunakan untuk menghitung penurunan tiang tunggal yaitu :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p E_p}$$

Dengan :

S = penurunan pondasi tiang tunggal

D = diameter tiang = 40 cm

Q = daya dukung tiang = 118,48 ton = 118480 kg

L = panjang tiang = 9 m = 900 cm

A_p = Luas penampang tiang = $D \times D = 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1600 \text{ cm}^2$

E_p = modulus elastisitas bahan = $2,1 \cdot 10^6 \text{ ton/m}^2 = 2,1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Maka penurunan tiang tunggal adalah :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p E_p} = \frac{40}{100} + \frac{118480 \times 900}{1600 \times 2,1 \times 10^5} = 0,72 \text{ cm}$$

B. Penurunan Kelompok Tiang

Perhitungan penurunan kelompok tiang menggunakan metode Vesic, 1977.

Rumus yang digunakan untuk menghitung penurunan kelompok tiang yaitu :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Dengan :

S_g = penurunan kelompok tiang

S = penurunan pondasi tiang tunggal = 0,72 cm

B_g = lebar kelompok tiang = $d + 2 (D/2) = 120 + 2 (40/2) = 160 \text{ cm}$

D = diameter tiang = 40 cm

Maka penurunan tiang kelompok adalah :

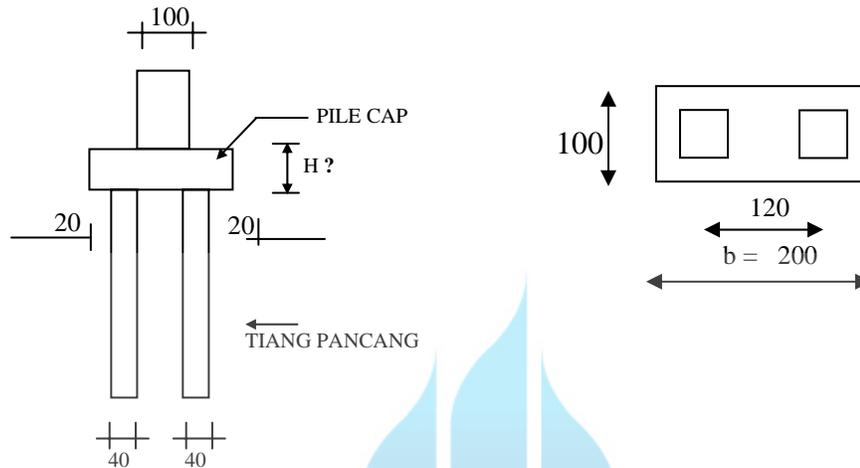
$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 0,72 \sqrt{\frac{160}{40}} = 1,44 \text{ cm}$$

$S_g < S$ maksimum yang diizinkan $\longrightarrow 1,44 < 7,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$

6. 5 Desain Pile Cap

6.5.1 Perhitungan Dimensi dan Penulangan *Pile Cap* pada Kolom Kiri Atas (PA)

A. Perhitungan Dimensi *Pile Cap*



Gambar 6. 7 Dimensi *Pile Cap* Pada Kolom Kiri Atas (PA)

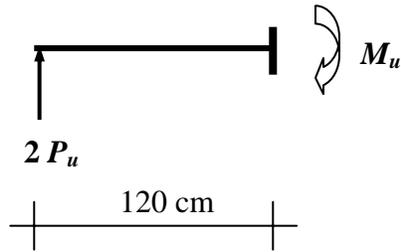
Untuk menentukan tinggi dari *pile cap* dapat dilakukan secara sederhana, yaitu dengan cara sebagai berikut :

- $b = 200$ cm
- $d' = 8$ cm
- $H =$ dicoba pakai 80 cm
- $d = H - d' = 80 - 8,0 = 72$ cm

P_u untuk masing-masing tiang diambil = 296,62 ton

Untuk mencari nilai M_u maka struktur pondasi akan dianalisis dengan menganggap pondasi sebagai tumpuan jepit dan tiang-tiang pondasi sebagai nilai P_u seperti pada gambar yang terlampir dibawah ini.

$$M_u = 2 P_u \cdot 120 = (2 \cdot 296,62) \cdot 120 = 71433,6 \text{ ton.cm} = 7143,36 \text{ kN.}$$



- $\frac{M_u}{bd^2} = \frac{7143,36}{2 \times 0,72^2} = 6889,81$ dan $\frac{d'}{d} = \frac{8}{72} = 0,11 \approx 0,10$
- Mutu beton yang digunakan $f_c' = 35$ MPa dan Mutu tulangan $f_y = 400$ MPa (asumsi).
- Dari tabel CUR.4 Tabel 5.3.j didapat nilai $\rho = 0,0188$ (interpolasi).
- Syarat ρ adalah $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ yaitu harga $\rho_{\min} = 0,0018$ dan $\rho_{\max} = 0,0271$ dengan demikian harga $\rho = 0,0188$ memenuhi syarat, yang berarti dimensi dari *pile cap* setebal 80 cm dapat digunakan.

B. Penulangan Pada Pile Cap

Penulangan *pile cap* pada tugas akhir ini, dihitung berdasarkan cara tabel dari CUR. 4(Lampiran I). Dan pada kasus ini, telah diketahui nilai ρ dari masing-masing *pile cap*.

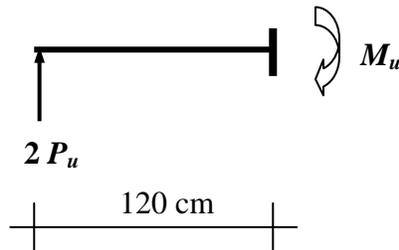
Perhitungan tulangan utama As (luas tulangan) per m'. Diketahui data-data sebelumnya :

$$f_c = 35 \text{ MPa} \quad ; \quad B = 1,0 \text{ m}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad d = 0,72 \text{ m}$$

Penulangan arah y

$$M_u = 2 P_u \cdot 120 = (2 \cdot 296,62) \cdot 120 = 71433,6 \text{ ton.cm} = 7143,36 \text{ kN.}$$



$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{7143,36}{2 \times 0,72^2} = 6889,81 \text{ dan } \frac{d'}{d} = \frac{8}{72} = 0,11 \approx 0,10$$

- Mutu beton yang digunakan $f_c' = 35 \text{ MPa}$ dan Mutu tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$ (asumsi).
- Dari tabel CUR.4 Tabel 5.3.j (Lampiran I) didapat nilai $\rho = 0,0188$ (interpolasi).

Sehingga,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

$$= 0,0188 \cdot 1,0 \cdot 0,72 \cdot 10^6 = 13536 \text{ mm}^2 = 135,36 \text{ cm}^2$$

Pakai $\emptyset 22 \rightarrow A_{s1} = 3,80 \text{ cm}^2$ (dari CUR. 4 (Lampiran I)).

$$n = A_s / A_{s1} = 135,36 / 3,80 = 35,62 \approx 36 \text{ buah tulangan.}$$

Panjang pile cap = 200 cm , lebar pile cap = 100 cm

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 200 / n = 200 / 36 = 5,55 \text{ cm} \approx 55,5 \text{ mm}$$

Berpanduan dari buku CUR.4 Tabel 2.2a (Lampiran I), untuk tulangan utama arah y tulangan $35\emptyset 22 - 55,5$

Penulangan arah x

Karena arah y hanya memiliki satu buah tulangan, maka diambil rasio tulangan minimum yaitu $\rho_{\min} = 0,0018$

Sehingga,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

$$= 0,0018 \cdot 1,0 \cdot 0,72 \cdot 10^6 = 1296 \text{ mm}^2 = 12,96 \text{ cm}^2$$

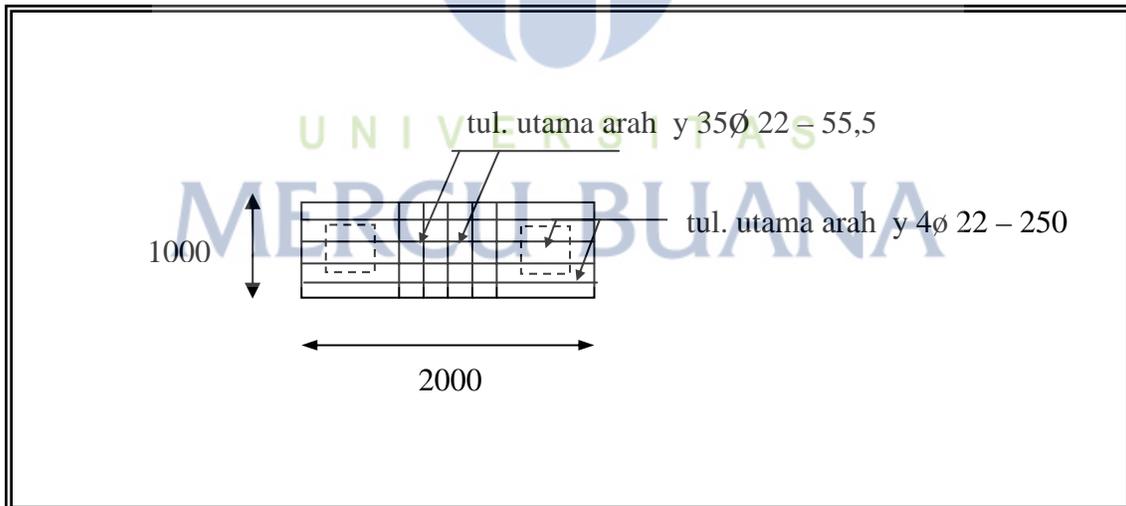
Pakai $\emptyset 22 \rightarrow A_{s1} = 3,80 \text{ cm}^2$ (dari CUR. 4(Lampiran I)).

$$n = A_s / A_{s1} = 12,96 / 3,80 = 3,41 \approx 4 \text{ buah tulangan.}$$

Panjang pile cap = 200 cm , lebar pile cap = 100 cm

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 100 / n = 100 / 4 = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$$

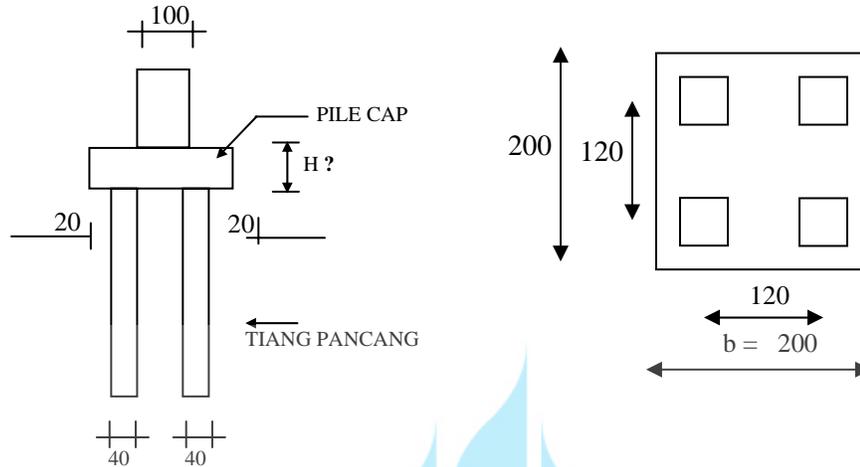
Berpeduan dari buku CUR.4 Tabel 2.2a (Hal.15), untuk tulangan utama arah x tulangan $4\emptyset 22 - 250$



Gambar 6.8 Penulangan Pile Cap Pada Kolom Kiri Atas (PA)

6.5.2 Perhitungan Dimensi dan Penulangan *Pile Cap* pada Kolom Dalam (PB)

A. Perhitungan Dimensi *Pile Cap*



Gambar 6.9 Dimensi *Pile Cap* Pada Kolom Dalam (PB)

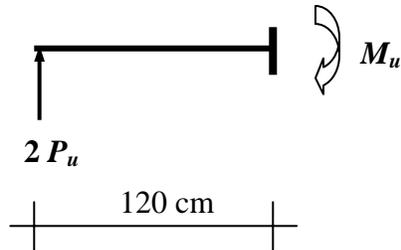
Untuk menentukan tinggi dari *pile cap* dapat dilakukan secara sederhana, yaitu dengan cara sebagai berikut :

- $b = 200$ cm
- $d' = 8$ cm
- $H =$ dicoba pakai 80 cm
- $d = H - d' = 80 - 8,0 = 72$ cm

P_u untuk masing-masing tiang diambil $= 330,70$ ton

Untuk mencari nilai M_u maka struktur pondasi akan dianalisis dengan menganggap pondasi sebagai tumpuan jepit dan tiang-tiang pondasi sebagai nilai P_u seperti pada gambar yang terlampir dibawah ini.

$$M_u = 2 P_u \cdot 120 = (2 \cdot 330,70) \cdot 120 = 80268 \text{ ton.cm} = 8026,8 \text{ kN.}$$



- $\frac{M_u}{b d^2} = \frac{8026,8}{2 \times 0,72^2} = 7741,90$ dan $\frac{d'}{d} = \frac{8}{72} = 0,11 \approx 0,10$
- Mutu beton yang digunakan $f_c' = 35 \text{ MPa}$ dan Mutu tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$ (asumsi).
- Dari tabel CUR.4 Tabel 5.3.j (Lampiran I) didapat nilai $\rho = 0,0211$ (interpolasi).
- Syarat ρ adalah $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ yaitu harga $\rho_{\min} = 0,0018$ dan $\rho_{\max} = 0,0271$ dengan demikian harga $\rho = 0,0211$ memenuhi syarat, yang berarti dimensi dari *pile cap* setebal 80 cm dapat digunakan.

b. Penulangan Pada Pile Cap

Penulangan *pile cap* pada tugas akhir ini, dihitung berdasarkan cara tabel dari CUR. 4 pada lampiran I . Dan pada kasus ini, telah diketahui nilai ρ dari masing-masing *pile cap*.

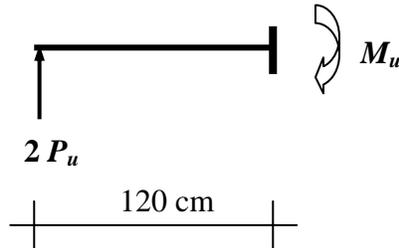
Perhitungan tulangan utama As (luas tulangan) per m'. Diketahui data-data sebelumnya :

$$f_c = 35 \text{ MPa} \quad ; \quad B = 1,0 \text{ m}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad d = 0,72 \text{ m}$$

Dikarenakan arah x dan y pembebanan dan jaraknya sama, maka tulangan arah x dan y dianggap sama.

$$M_u = 2 P_u \cdot 120 = (2 \cdot 330,70) \cdot 120 = 80268 \text{ ton.cm} = 8026,8 \text{ kN.}$$



- $\frac{M_u}{bd^2} = \frac{8026,8}{2 \times 0,72^2} = 7741,90$ dan $\frac{d'}{d} = \frac{8}{72} = 0,11 \approx 0,10$
- Mutu beton yang digunakan $f_c' = 35$ MPa dan Mutu tulangan $f_y = 400$ MPa (asumsi).
- Dari tabel CUR.4 Tabel 5.3.j (Lampiran I) didapat nilai $\rho = 0,0211$ (interpolasi).

Sehingga,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 \\ &= 0,0211 \cdot 1,0 \cdot 0,72 \cdot 10^6 = 15192 \text{ mm}^2 = 151,92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Pakai $\emptyset 22 \rightarrow A_{s1} = 3,80 \text{ cm}^2$ (dari CUR. 4 (Lampiran I)).

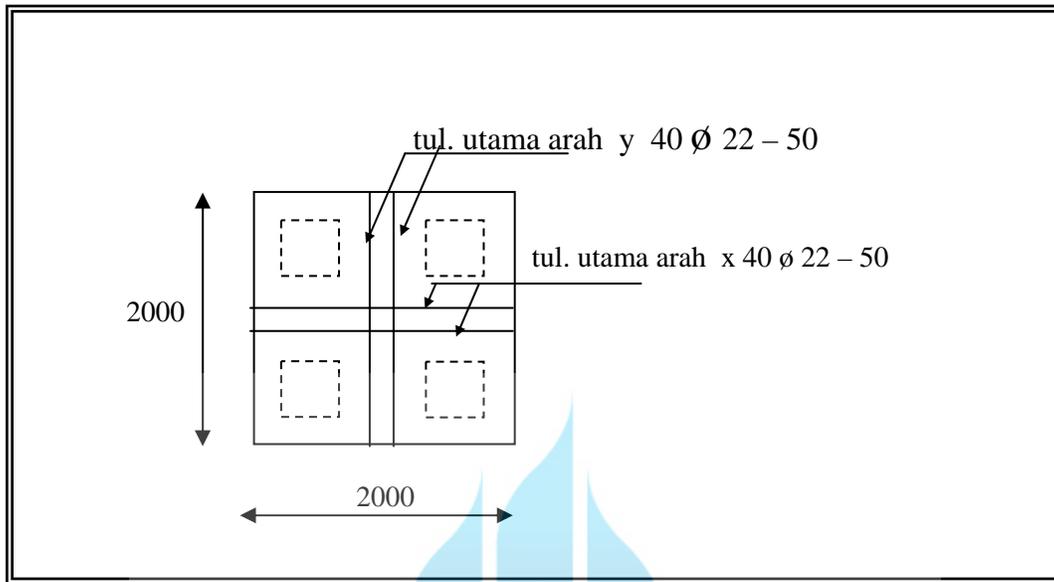
$$n = A_s / A_{s1} = 151,92 / 3,80 = 39,98 \approx 40 \text{ buah tulangan.}$$

Panjang pile cap = 200 cm

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 200 / n = 200 / 40 = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm}$$

Berpanduan dari buku CUR.4 (Lampiran I), untuk tulangan utama arah x dan y

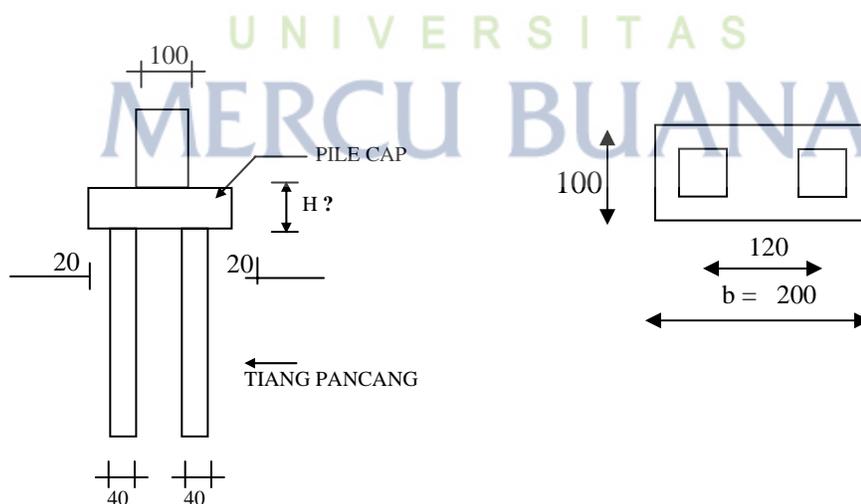
dibutuhkan tulangan 40 $\emptyset 22 - 50$



Gambar 6.10 Penulangan Pile Cap Pada Kolom Dalam (PB)

6.5.3 Perhitungan Dimensi dan Penulangan *Pile Cap* pada Kolom Kanan Bawah (PC)

A. Perhitungan Dimensi *Pile Cap*



Gambar 6.12 Dimensi *Pile Cap* Pada Kolom Kanan Bawah (PC)

Untuk menentukan tinggi dari *pile cap* dapat dilakukan secara sederhana, yaitu dengan cara sebagai berikut :

- $b = 200 \text{ cm}$
- $d' = 8 \text{ cm}$
- $H = \text{dicoba pakai } 80 \text{ cm}$
- $d = H - d' = 80 - 8,0 = 72 \text{ cm}$

P_u untuk masing-masing tiang diambil = 296,21ton

Untuk mencari nilai M_u maka struktur pondasi akan dianalisis dengan menganggap pondasi sebagai tumpuan jepit dan tiang-tiang pondasi sebagai nilai P_u seperti pada gambar yang terlampir dibawah ini.

$$M_u = 2 P_u \cdot 120 = (2 \cdot 296,21) \cdot 120 = 71373,6 \text{ ton.cm} = 7137,36 \text{ kN.}$$



- $\frac{M_u}{bd^2} = \frac{7137,36}{2 \times 0,72^2} = 6884,03$ dan $\frac{d'}{d} = \frac{8}{72} = 0,11 \approx 0,10$
- Mutu beton yang digunakan $f_c' = 35 \text{ MPa}$ dan Mutu tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$ (asumsi).

Dari tabel CUR.4 Tabel 5.3.j (Lampiran I) didapat nilai $\rho = 0,0188$ (interpolasi)

- Syarat ρ adalah $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ yaitu harga $\rho_{\min} = 0,0018$ dan $\rho_{\max} = 0,0271$ dengan demikian harga $\rho = 0,0188$ memenuhi syarat, yang berarti dimensi dari *pile cap* setebal 80 cm dapat digunakan.

B. Penulangan Pada Pile Cap

Penulangan *pile cap* pada tugas akhir ini, dihitung berdasarkan cara tabel dari CUR. 4 (Lampiran I). Dan pada kasus ini, telah diketahui nilai ρ dari masing-masing *pile cap*.

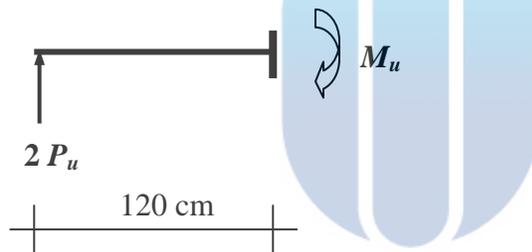
Perhitungan tulangan utama A_s (luas tulangan) per m'. Diketahui data-data sebelumnya :

$$f_c = 35 \text{ MPa} \quad ; \quad B = 1,0 \text{ m}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad d = 0,72 \text{ m}$$

Penulangan arah y

$$M_u = 2 P_u \cdot 120 = (2 \cdot 296,21) \cdot 120 = 71373,6 \text{ ton.cm} = 7137,36 \text{ kN.}$$



- $\frac{M_u}{bd^2} = \frac{7137,36}{2 \times 0,72^2} = 6884,03$ dan $\frac{d'}{d} = \frac{8}{72} = 0,11 \approx 0,10$
- Mutu beton yang digunakan $f_c' = 35 \text{ MPa}$ dan Mutu tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$ (asumsi).
- Dari tabel CUR.4 Tabel 5.3.j(Lampiran I) didapat Nilai $\rho = 0,0188$ (interpolasi).

Sehingga,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 \\ &= 0,0188 \cdot 1,0 \cdot 0,72 \cdot 10^6 = 13536 \text{ mm}^2 = 135,36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Pakai $\emptyset 22 \rightarrow A_{s1} = 3,80 \text{ cm}^2$ (dari CUR. 4(Lampiran I)).

$$n = A_s / A_{s1} = 135,36 / 3,80 = 35,62 \approx 36 \text{ buah tulangan.}$$

Panjang pile cap = 200 cm, lebar pile cap = 100 cm

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 200 / n = 200 / 36 = 5,55 \text{ cm} \approx 55,5 \text{ mm}$$

Berpeduan dari buku CUR.4 Tabel 2.2a (Lampiran I), untuk tulangan utama arah y tulangan $35\emptyset 22 - 55,5$

Penulangan arah x

Karena arah y hanya memiliki satu buah tulangan, maka diambil rasio tulangan minimum yaitu $\rho_{\min} = 0,0018$

Sehingga,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 \\ &= 0,0018 \cdot 1,0 \cdot 0,72 \cdot 10^6 = 1296 \text{ mm}^2 = 12,96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

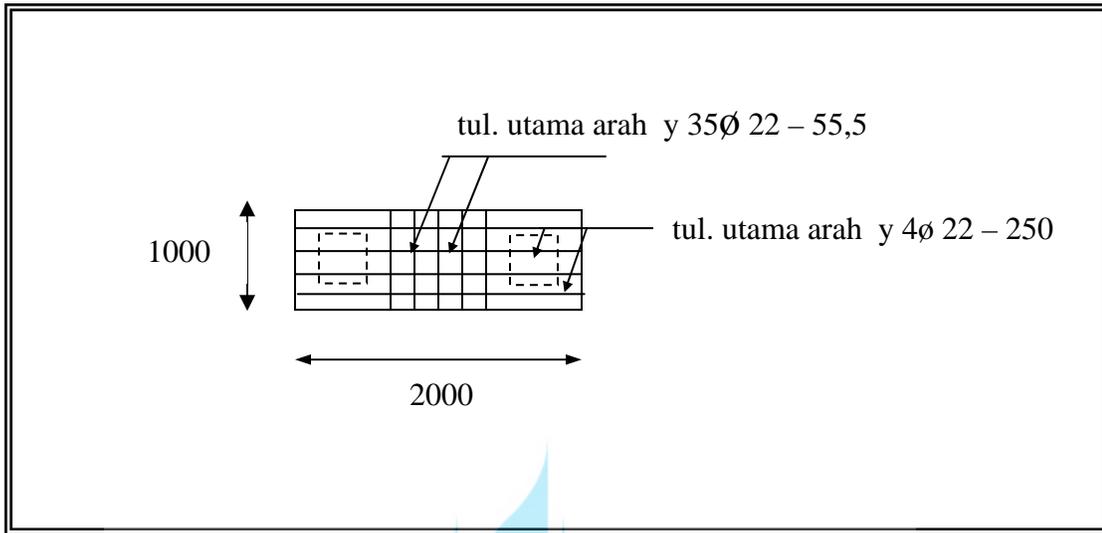
Pakai $\emptyset 22 \rightarrow A_{s1} = 3,80 \text{ cm}^2$ (dari CUR. 4 (Lampiran I)).

$$n = A_s / A_{s1} = 12,96 / 3,80 = 3,41 \approx 4 \text{ buah tulangan.}$$

Panjang pile cap = 200 cm , lebar pile cap = 100 cm

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 100 / n = 100 / 4 = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$$

Berpeduan dari buku CUR.4 Tabel 2.2a (Lampiran I), untuk tulangan utama arah x tulangan $4\emptyset 22 - 250$

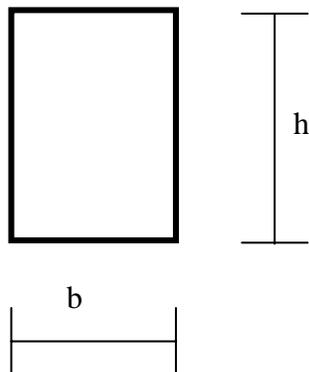


Gambar 6.12 Penulangan Pile Cap Pada Kolom Kanan Bawah (PC)

6.6 Perhitungan Dimensi dan Penulangan Tie Beam

6.6.1 Perhitungan Dimensi Tie Beam

Jarak terpanjang antara kolom yang satu dengan yang lainnya pada perancangan struktur bangunan ini adalah 600 cm, maka untuk dapat memperkirakan dimensi dari balok pengikat (*tie beam*) dapat dilakukan dengan cara sebagai berikut :



- $h = 1/12 L$ sampai $1/10 L = 1/12 \cdot 600$ sampai $1/10 \cdot 600$

$h = 50$ cm sampai 60 cm, antara kedua nilai ini digunakan $h = 55$ cm

- $b = 1/2 h$ sampai $2/3 h = 1/2 \cdot 55$ sampai $2/3 \cdot 55$

$b = 27,5$ cm sampai $36,67$ cm, antara kedua nilai ini digunakan $b = 30$ cm

Dimensi yang akan digunakan untuk *tie beam* adalah $b \times h = 30$ cm x 55 cm.

6.6.2 Penulangan *Tie Beam*

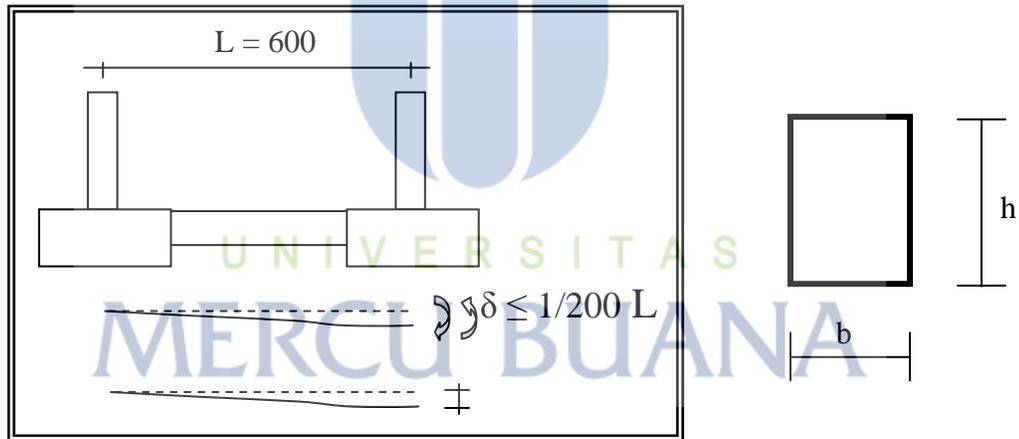
Dari data-data sebelumnya, diketahui :

Modulus Elastisitas Beton (E) = $2,1 \cdot 10^6$ ton/m²

Inersia balok (I) = $1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1/12 \cdot 0,30 \cdot 0,55^3 = 4,16 \cdot 10^{-3}$ m⁴

$EI = 2,1 \cdot 10^6$ ton/m² x $4,16 \cdot 10^{-3}$ m⁴

= 8736 ton.m²



Diasumsikan bahwa differential ijin settlement (δ) = $1/200 \times 600 = 3$ cm.

Nilai differential (δ) diasumsikan pakai = 3 cm = $0,03$ m

$M^g = (6 EI \delta) / L^2 = (6 \cdot 8736 \cdot 0,03) / 6^2 = 43,68$ ton.meter

$M_u = M^g = 43,68$ ton.meter

$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{43,68}{0,3 \times 0,47^2} = 659,12$ dan $\frac{d'}{d} = \frac{8}{47} = 0,17 \approx 0,2$.

Mutu beton yang digunakan $fc' = 35$ MPa dan Mutu tulangan $fy = 400$ MPa

Dari tabel CUR.4 (Lampiran I) didapat nilai $\rho = 0,00227$ (interpolasi).

Sehingga,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00227 \cdot 30 \cdot 47 = 3,20 \text{ cm}^2 \\ A_s' &= 0,5 \cdot A_s = 0,5 \cdot 3,20 = 1,60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung jumlah tulangan (jumlah tulangan dilihat dari tabel 2.2.a CUR 4 (Lampiran I))

Untuk $A_s = 326 \text{ mm}^2$, kita gunakan tulangan $\emptyset 19$ sebanyak 2 buah

Untuk $A_s' = 163 \text{ mm}^2$, kita gunakan tulangan $\emptyset 19$ sebanyak 2 buah

Jarak tulangan :

$$\text{Untuk } A_s = 3,26 \text{ cm}^2 : \quad \text{lebar balok} / \text{jumlah tulangan} = \frac{30}{2} = 15$$

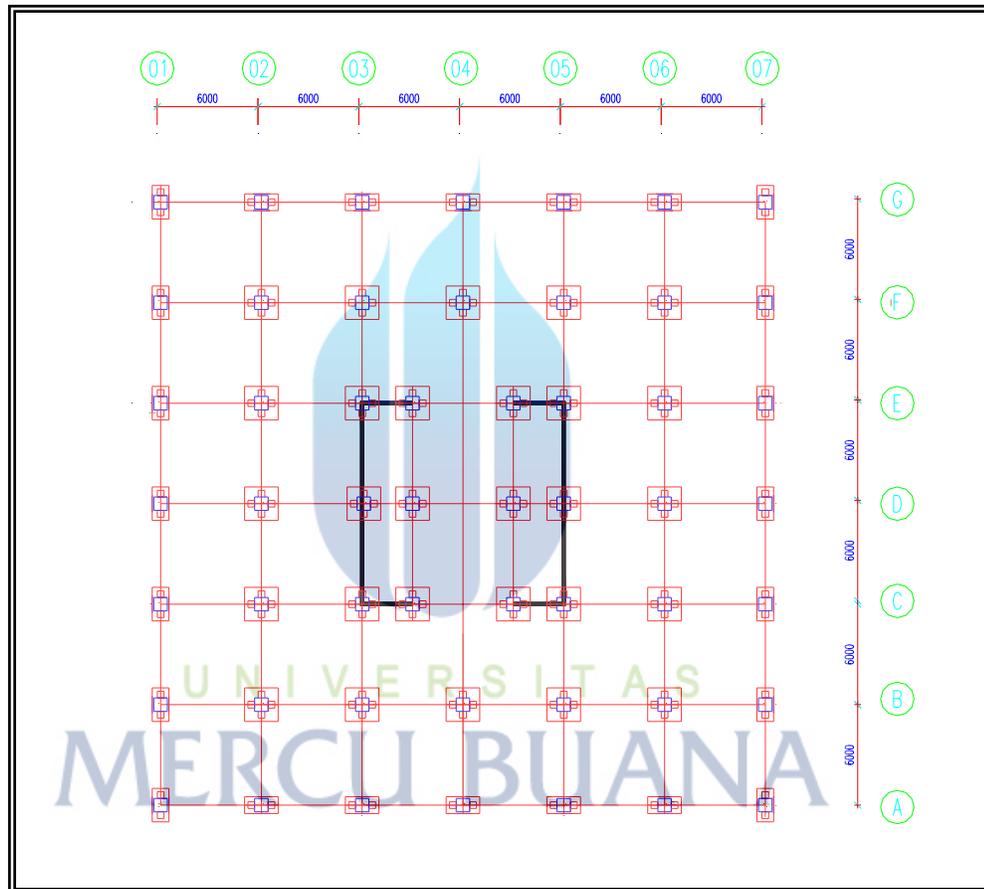
$$\text{Untuk } A_s' = 1,63 \text{ cm}^2 : \quad \text{lebar balok} / \text{jumlah tulangan} = \frac{30}{2} = 15$$



6.7 Gambar Perancangan Struktur Bawah

6.7.1 Gambar Denah Pemancangan Pondasi Tiang Pancang

Berikut ini adalah gambar denah pemancangan pondasi tiang pancang . Gambar ini memperlihatkan penempatan kolom dan pondasi tiang kelompok yang telah diikat oleh kepala tiang atau *pile cap*



Gambar 6.13 Denah Pemancangan Pondasi Tiang Pancang

