

## BAB III

### PERENCANAAN PONDASI TIANG

Pada bab ini akan diberikan suatu aplikasi perencanaan pondasi tiang pancang beton prategang untuk mendukung salah satu kolom dari suatu struktur bangunan gedung. Pembahasan yang akan dilakukan meliputi perhitungan kapasitas dukung tiang dan penampang tiang serta penurunan yang terjadi.

Perhitungan kapasitas dukung tiang dimaksudkan untuk mendapatkan panjang tiang yang akan menghasilkan daya dukung tiang yang optimum. Dimensi penampang direncanakan berbentuk lingkaran dengan dicoba beberapa diameter tiang yaitu 35 cm, 40 cm, 45 cm, 50 cm dan 60 cm. Langkah-langkah perencanaan pondasi akan diuraikan sebagai berikut ini.

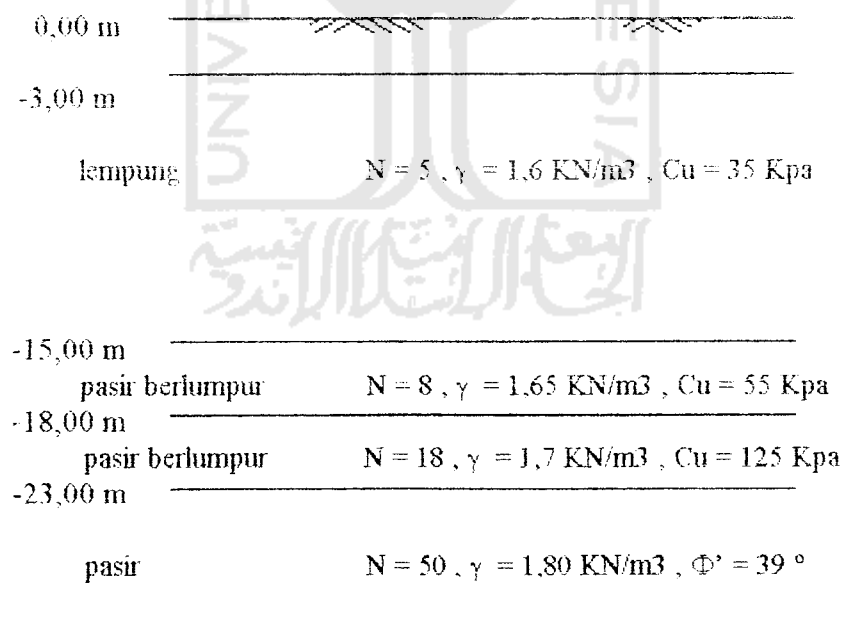
#### 3.1 Gaya-gaya yang Bekerja pada Tiang Pancang

Gaya-gaya yang terjadi pada dasarnya merupakan gaya-gaya yang disalurkan oleh kolom dasar suatu struktur bangunan ke pondasi tiang. Besarnya gaya yang terjadi diperoleh melalui perhitungan mekanika struktur bangunan tersebut. Pada perhitungan ini gaya yang bekerja berupa beban aksial kolom ( $V$ ) dengan mengambil beban sebesar 300 Ton (T).

### 3.2 Data-data Perencanaan

Data-data karakteristik tanah dalam perencanaan ini, diambil dari penyelidikan tanah di lapangan pada proyek hotel Clarion Jakarta. Susunan lapisan tanah dan grafik sondir dapat dilihat pada lampiran. Data-data penyelidikan tanah adalah sebagai berikut,

1. kohesi undrained ( $c_u$ ) : 35 kpa =  $0,35 \text{ kg/cm}^2$  (pada kedalaman 0 s/d 15 m)  
: 55 kpa =  $0,55 \text{ kg/cm}^2$  (pada kedalaman 15 s/d 18 m)
2. tahanan ujung tiang ( $q_c$ ) : 8d diatas ujung tiang dan  $0,7d - 4d$  dibawah ujung tiang (Schmertmann-Nottingham,1975).  $q_c = 42 \text{ kg/cm}^2$
3. tahanan gesek total ( $t_f$ ) : 2260 kg/cm



Gambar 3.1 Lapisan tanah

### 3.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tiang dilakukan dengan memandang daya dukung satu tiang dan daya dukung kelompok tiang.

#### 3.3.1 Daya dukung satu tiang

Daya dukung satu tiang dihitung berdasarkan pada besarnya daya dukung tahanan ujung dan tahanan gesek tiang. Dengan menggunakan data sondir pada lampiran, maka tiang dipancang sampai kedalaman 18 m. Besarnya daya dukung satu tiang dengan diameter tiang sebesar 35 cm adalah sebagai berikut ini.

##### a. Daya dukung tahanan ujung ( $Q_p$ )

Menurut Schmertmann-Nottingham (1975), besarnya tahanan ujung tiang pada hasil sondir pada kedalaman 18 m adalah sebagai berikut ini.

- 1) Nilai tahanan ujung rata-rata 0,7d (24,5 cm) di bawah ujung tiang ( $q_{c1}$ ) = 150 kg/cm<sup>2</sup>
- 2) Nilai tahanan ujung rata-rata 8d (280 cm) di atas ujung tiang ( $q_{c2}$ ) = 42 kg/cm<sup>2</sup>.

Tahanan ujung rata-rata ( $q_c$ ) adalah :

$$q_c = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} = \frac{150 + 42}{2} = 96 \text{ kg/cm}^2$$

Besarnya daya dukung tahanan ujung tiang ( $Q_p$ ) dengan diameter (d) 35 cm adalah :

$$Q_p = \frac{q_c \cdot A_p}{SF1} = \frac{96 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 35^2}{3} = 30772 \text{ kg} = 30,772 \text{ T}$$

b. Daya dukung tahanan gesek ( $Q_s$ )

Hasil pembacaan grafik sondir, didapatkan tahanan gesek total ( $tf$ ) sebesar 2260 kg/cm. Besarnya daya dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dengan diameter ( $d$ ) 35 cm adalah sebagai berikut

$$Q_s = \frac{O \cdot tf}{SF_2} = \frac{\pi \cdot d \cdot tf}{5} = \frac{\pi \cdot 35 \cdot 2260}{5} = 49674,8 \text{ kg} = 49,6748 \text{ T}$$

Daya dukung satu tiang total ( $Q_a$ ) adalah

$$Q_a = Q_p + Q_s = 30,772 + 49,6748 = 80,4468 \text{ T}$$

Hasil analisa daya dukung tiang tunggal untuk tiang 40 cm, 45 cm, 50 cm, dan 60 cm, dapat dilihat pada tabel 3.1

Tabel 3.1 Hasil perhitungan daya dukung tiang tunggal

D (m)	A (m <sup>2</sup> )	O (m)	P (Ton)	Qc (kg/cm <sup>2</sup> )	tf (kg/cm)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qa (Ton)
0,35	0,0961	1,090	300	96	2260	30,7720	49,6748	80,4468
0,40	0,1256	1,256	300	88	2260	36,8427	56,7712	93,6139
0,45	0,1589	1,413	300	88	2260	46,6290	63,8676	110,4966
0,50	0,1962	1,570	300	85	2260	55,6042	70,9640	126,5682
0,60	0,2826	1,884	300	85	2260	30,0700	85,1588	165,2268

### 3.3.2 Daya dukung kelompok tiang

Peninjauan daya dukung kelompok tiang pada tanah lempung berdasarkan pada aksi blok dari kelompok tiang tersebut. Banyaknya tiang pancang dengan diameter ( $d$ ) tiang sebesar 35 cm dalam satu kelompok tiang untuk mendukung beban aksial kolom adalah :

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tiang} &= \frac{\text{Beban aksial kolom}}{\text{Daya dukung satu tiang}} \\ &= \frac{300}{80,446} = 3,72 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas digunakan (n) 4 buah tiang pancang dengan jarak antar tiang (s) sebesar 2,5 kali diameter dan jarak ke tepi as = 0,5 m. Tebal poer = 0,5 m.

Daya dukung kelompok tiang ( $Q_g$ ) didasarkan pada aksi blok dari kelompok tiang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_g &= B \cdot H \cdot C_u \cdot 9 + \sum 2 (B + H) \cdot C_u \cdot \Delta L \\ &= 1,225 \cdot 1,225 \cdot ((3,5 \cdot 15) + (5,5 \cdot 3)) / 18 \cdot 9 + 2 (1,225 + 1,225) \cdot ((3,5 \cdot 15) + (5,5 \cdot 3)) / 18 \cdot 18 \\ &= 398,8377 \text{ ton} \end{aligned}$$

Hasil analisis daya dukung kelompok tiang untuk tiang 40 cm, 45 cm, 50 cm, dan 60 cm dapat dilihat pada tabel 3.2

Tabel 3.2 Daya dukung kelompok tiang

d (m)	N (buah)	s (m)	Bg (m)	Lg (m)	H (m)	$C_u$ ( $T/m^2$ )	$Q_g$ (Ton)
0,35	4	0,8750	1,2250	1,2250	18	3,8333	389,8682
0,40	4	1,0000	1,4000	1,4000	18	3,8333	454,0161
0,45	4	1,1250	1,5750	1,5750	18	3,8333	520,2770
0,50	4	1,2500	1,7500	1,7500	18	3,8333	588,6511
0,60	4	1,5000	2,1000	2,1000	18	3,8333	731,7386

### 3.4 Distribusi Gaya pada Tiang Pancang

Gaya-gaya yang bekerja berupa beban aksial kolom dan berat poer didistribusikan ke masing-masing tiang, sedangkan gaya horisontal diabaikan. Beban aksial kolom dalam hal ini direncanakan berupa beban aksial sentris terhadap titik berat kelompok tiang.

Besarnya titik berat pada kelompok tiang dalam susunan tiang di bawah ini seperti pada gambar 3.2 adalah sebagai berikut :

$$n \cdot y_0 = n_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot y_2 + n_3 \cdot y_3 + n_4 \cdot y_4$$

$$4 \cdot y_0 = 1 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0,5 + 1 \cdot 1,375 + 1 \cdot 1,375$$

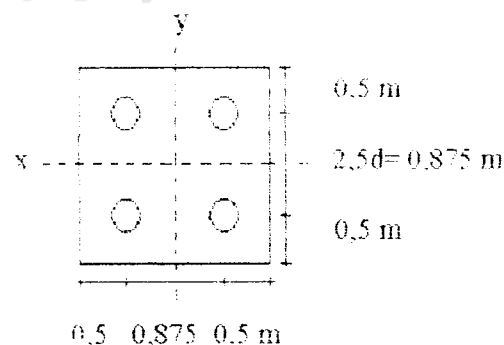
$$y_0 = 3,75/4 = 0,9375 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

$$n \cdot x_0 = n_1 \cdot x_1 + n_2 \cdot x_2 + n_3 \cdot x_3 + n_4 \cdot x_4$$

$$4 \cdot x_0 = 1 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0,5 + 1 \cdot 1,375 + 1 \cdot 1,375$$

$$x_0 = 3,75/4 = 0,9375 \text{ m (dari tepi kiri)}$$

Koordinat titik berat kelompok tiang sebesar (0,9375 ; 0,9375) dari tepi kiri poer.



Gambar 3.2 Formasi kelompok tiang

Berat satu tiang adalah

$$P \text{ tiang} = 1/4 \cdot \pi \cdot (0,35^2 - 0,21^2) \cdot 18 \cdot 2,4 = 2,6587 \text{ ton}$$

Momen yang terjadi akibat beban aksial kolom pada arah sumbu - x adalah

$$M_x = P \cdot n_1 \cdot x = 2,6587 \cdot 2 \cdot 0,4375 = 2,3264 \text{ ton-m}$$

Momen yang terjadi pada arah sumbu-y adalah

$$M_y = P \cdot n_1 \cdot y = 2,6587 \cdot 2 \cdot 0,4375 = 2,3264 \text{ ton-m}$$

Gaya aksial maksimum yang diterima oleh masing-masing tiang ( $P_i$ ) adalah

$$\Sigma V = \text{beban } V + \text{berat poer}$$

$$= 300 + 0,5 \cdot 1,875 \cdot 1,875 \cdot 2,4 = 304,2188 \text{ ton}$$

$$\Sigma x^2 = n_1 \cdot x_1^2 = 2 \cdot 0,4375^2 = 0,3828 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = n_1 \cdot y_1^2 = 2 \cdot 0,4375^2 = 0,3828 \text{ m}^2$$

$$P_i \text{ tiang} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$P_i \text{ tiang} = \frac{304,2188}{4} + \frac{2,3264 \cdot 0,4375}{2 \cdot 0,3828} + \frac{2,3264 \cdot 0,4375}{2 \cdot 0,3828} = 78,7134 \text{ ton}$$

Gaya aksial maksimum yang bekerja pada kelompok tiang adalah

$$P_k = 4 \cdot 78,7134 = 314,8536 \text{ T} < 389,8682 \text{ T} \quad (Q_k)$$

Selanjutnya besar distribusi gaya aksial maksimum untuk tiang dengan diameter 40 cm,

45 cm, 50 cm dan 60 cm dapat dilihat pada tabel 3.3.

Tabel 3.3 Distribusi gaya pada masing-masing tiang

D (m)	n (buah)	P poer (Ton)	Paksial (Ton)	Xo (m)	Yo (m)	V (Ton)	Mx (Tm)	My (Tm)	Pmaks (Ton)
0,35	4	4,2188	300	0,9375	0,9375	304,2188	2,3264	2,3264	78,7134
0,40	4	4,8000	300	1,5000	1,5000	304,8000	3,3064	3,3064	79,5064
0,45	3	5,4188	300	2,0850	2,0850	305,4188	4,5171	4,5171	80,3697
0,50	3	6,0750	300	2,2500	2,2500	306,0750	6,2568	6,2568	81,5242
0,60	2	7,5000	300	2,6000	2,6000	307,5000	10,173	10,173	83,6574

### 3.5 Penurunan Tiang Pancang

#### 3.5.1 Penurunan tiang pancang tunggal

Perencanaan penurunan pondasi tiang tunggal ( $S$ ), menurut Vesic (1977) dihitung dengan memperhatikan akibat deformasi aksial, penurunan ujung tiang dan akibat beban yang dialihkan. Besarnya penurunan sesuai dengan metode yang diberikan Vesic (1977) adalah sebagai berikut :

$$S = S_s + S_p + S_{pe}$$

Dengan penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal ( $S_s$ ) sebesar :

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha Q_s) \times L}{E_p \times A_p}$$

$$= \frac{(30772 + 0,5 \times 49674) \times 1800}{4700 \sqrt{60} \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 35^2} = 0,2859 \text{ cm}$$

Penurunan pada ujung tiang ( $S_p$ ) sebesar :

$$S_p = \frac{C_p \times Q_p}{d \times q_c} = \frac{0,03 \times 30772}{35 \times 96} = 0,2748 \text{ cm}$$



Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang ( $S_{ps}$ ) sebesar :

$$S_{ps} = \frac{(0,93 + 0,16 \sqrt{L/d}) \times C_p \times Q_c}{L \times q_c}$$

$$= \frac{(0,93 + 0,16 \sqrt{1800/35}) \times 0,03 \times 49674}{1800 \times 96} = 0,0179 \text{ cm}$$

Penurunan satu tiang ( $S$ ) =  $0,2859 + 0,2748 + 0,0179 = 0,5786 \text{ cm}$

### 3.5.2 Penurunan Kelompok tiang

Menurut Vesic(1977), besarnya penurunan kelompok tiang yang dihitung berdasarkan penurunan seketika dari kelompok adalah sebagai berikut :

$$S_g = S \sqrt{B/d}$$

$$= 0,5786 \sqrt{122,5/35} = 1,0824 \text{ cm}$$

Hasil perhitungan penurunan tiang pancang tunggal dan tiang pancang kelompok dengan diameter 40 cm, 45 cm, 50 cm dan 60 dapat dilihat pada tabel 3.4.

Tabel 3.4 Penurunan tiang pancang tunggal dan kelompok

d (m)	Ss (cm)	Sp (cm)	Sps (cm)	S (cm)	Sg (cm)
0,35	0,2859	0,2748	0,0179	0,5786	1,0824
0,40	0,2568	0,3140	0,0215	0,5923	1,1081
0,45	0,2444	0,3533	0,0235	0,6211	1,1620
0,50	0,2295	0,3925	0,0263	0,6483	1,2128
0,60	0,2146	0,4710	0,0302	0,7157	1,3390

Untuk perhitungan penurunan yang terjadi akibat proses konsolidasi tanah tidak diperhitungkan.

### 3.6 Perencanaan Penampang Tiang Pancang Beton Prategang

#### 3.6.1 Data struktur

Data-data struktur beton dan baja prategang berdasarkan AISC adalah sebagai berikut :

##### 1. Beton

$$\text{Tegangan ijin beton } (f'_c) = 60 \text{ Mpa} = 6000 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Regangan tekan ultimit beton } (\epsilon_{cu}) = 0,003$$

$$\text{Modulus elastitas beton } (E_c) = 4700\sqrt{f'_c} = 36406,0434 \text{ Mpa} = 3640604,34 \text{ T/m}^2$$

##### 2. Baja prategang ("PC Wire")

$$\text{Kekuatan tarik tendon } (f_{pu}) = 1700 \text{ Mpa} = 170000 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Kekuatan tarik baja tulangan } (f_{py}) = 1500 \text{ Mpa} = 150000 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Regangan baja } (\epsilon_{py}) = 0,01$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ Mpa} = 20000000 \text{ T/m}^2$$

Poisson ratio ( $\eta$ ) :

$$\eta = E_s/E_c = 6,018$$

"Propertis " penampang brutto tiang berbentuk lingkaran dengan diameter (d) 350 mm dan tebal (t) 80 mm sesuai dengan gambar 3.2 adalah sebagai berikut :

$$\text{Luas beton } (A_c) = \frac{\pi \cdot (d^2 - d_1^2)}{4} = \frac{\pi \cdot (350^2 - 210^2)}{4} = 61575,2160 \text{ mm}^2$$

$$\text{Momen inersia } (I_c) = \frac{\pi \cdot (d^4 - d_1^4)}{64} = \frac{\pi \cdot (350^4 - 210^4)}{64} = 641151936,7 \text{ mm}^4$$

### 3.6.2 Rasio kelangsingan tiang

Rasio kelangsingan tiang pancang dengan panjang tiang (L) sebesar 18 m adalah sebagai berikut :

$$\text{Jari-jari putaran (r)} = \sqrt{I/A} = \sqrt{(641151936,7 / 61575,216)} = 102,0417 \text{ mm}$$

$$\text{Angka kelangsingan efektif} = \frac{kL}{r} = \frac{0,75 \cdot 18000}{102,0417} = 132,2988$$

### 3.6.3 Gaya-gaya yang diterima tiang pancang

Beban aksial yang diterima saat layan

Beban aksial yang diterima tiang pancang pada saat layan ( $P_a$ ) terdiri dari :

- Beban aksial eksternal terfaktor = 78,7134 T
- Berat sendiri tiang =  $\frac{1}{4} \pi \cdot (0,35^2 - 0,21^2) \cdot 18 \cdot 2,4 = 2,6587 \text{ T} + 81,3721 \text{ T}$

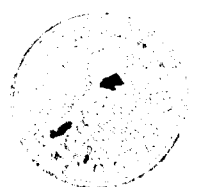
Momen yang terjadi pada saat layan sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 5.5 didasarkan pada eksentrisitas minimum ( $e_{\min}$ ) sebesar  $(15 + 0,03 h)$  mm, dan dikalikan dengan faktor perbesaran momen ( $\delta$ ).

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas minimum (} e_{\min} \text{)} &= 15 + (0,03 \cdot h) \\ &= 15 + (0,03 \cdot 350) = 25,5 \text{ mm} = 0,0255 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen yang terjadi (M)} = P \cdot e_{\min} = 81,3721 \cdot 0,0255 = 2,0750 \text{ T-m}$$

Faktor momen aktual dan momen merata ekuivalen ( $c_m$ ) adalah

$$c_m = 0,6 + 0,4 \cdot (M_1/M_2) = 0,6 + 0,4 \cdot 1 = 1$$



$$\text{Beban kritis } (P_{cr}) = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_c'}{(k \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 36406.0434 \cdot 641151936,7}{(0,75 \cdot 18000)^2}$$

$$= 12621350 \text{ N} = 126,2135 \text{ T}$$

$$\text{Faktor pembesaran momen } (\delta) = \frac{c_m}{1 - (P_a / \phi \cdot P_{cr})}$$

$$= \frac{1}{1 - (81,3721 / (0,7 \cdot 126,3721))} = 12,6623$$

$$\text{Momen terfaktor } (M_c) = \delta \cdot M = 12,6623 \cdot 2,0750$$

$$= 26,2741 \text{ T-m}$$

Besarnya gaya yang bekerja pada tiang dan momen terfaktor untuk tiang pancang berdiameter 40 cm, 45 cm, 50 cm dan 60 cm dapat dilihat pada tabel 3.5

Tabel 3.5 Gaya dan momen terfaktor pada tiang pancang

d (m)	d' (m)	Ac' (m <sup>2</sup> )	Ic' (m <sup>4</sup> )	Kl/r	Pa (Ton)	Qbs (T/m)	Pcr (Ton)	Mc (T-m)
0,35	0,21	0,0616	0,000641	132,3	81,3721	0,1477	126,2135	26,274
0,40	0,25	0,0766	0,001064	114,5	82,8128	0,1837	209,6281	5,1325
0,45	0,29	0,0929	0,001665	100,9	84,3851	0,2231	327,9010	3,8032
0,50	0,32	0,1159	0,002553	90,9	86,5296	0,2781	502,6170	3,4425
0,60	0,40	0,1571	0,005105	74,9	90,4398	0,3768	1004,9588	3,4248

### 3.6.4 Tegangan-tegangan yang diijinkan

Tegangan-tegangan yang diijinkan menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.11.4 ayat 2 untuk tiang pancang beton prategang pada kondisi beban kerja adalah sebagai berikut :

1. Tegangan tekan ijin ( $f_{ccu}$ )

$$f_{ccu} = 0,45 \cdot f_c = 0,45 \cdot 60 = 27 \text{ Mpa} = 2700 \text{ T/m}^2$$

2. Tegangan tarik ijin (akibat lenturan)

$$f_{ctu} = 0,34 \cdot \sqrt{f_c} = 0,34 \cdot \sqrt{60} = 2,6336 \text{ Mpa} = 2700 \text{ T/m}^2$$

3. Tegangan prategang efektif

a. Nilai prategang efektif ( $f_{pe}$ ) minimum untuk tiang pancang dengan panjang 18 m

(12 – 52 m) adalah antara 4,9 – 8,4 Mpa

b. Tegangan prategang efektif pada baja ( $f_{pae}$ ) maksimum adalah

$$f_{pae1} = 0,6 \cdot f_{pu} = 0,6 \cdot 1700 = 1020 \text{ Mpa} = 102000 \text{ T/m}^2$$

$$f_{pae2} = 0,8 \cdot f_{py} = 0,8 \cdot 1500 = 1200 \text{ Mpa} = 120000 \text{ T/m}^2$$

Tegangan prategang efektif pada baja diambil yang terkecil yaitu 1020 Mpa.

### 3.6.5 Perencanaan tulangan prategang

Besarnya tulangan prategang yang diperlukan menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.11.8 adalah nilai terbesar antara luas tulangan prategang minimum dengan luas tulangan prategang perlu.

Luas tulangan prategang minimum

$$\begin{aligned} A_{pa \text{ min}} &= 0,005 \cdot A_c = 0,005 \cdot 61575,2160 \\ &= 307,8761 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan prategang perlu :

$$A_{ps \text{ perlu}} = \frac{P_{e \text{ min}}}{f_{pae}} = \frac{f_{pe \text{ min}} \cdot A_c}{f_{pae}}$$

$$= \frac{8,4 \cdot 61575,2160}{1020} = 507,0890 \text{ mm}^2 > 307,8761 \text{ mm}^2$$

Jadi, luas tulangan baja prategang yang diperlukan adalah  $507,0890 \text{ mm}^2$ .

Digunakan baja prategang jenis jenis "pretensioning concrete steel wire", dengan diameter 9 mm. Jumlah tulangan (n) yang dibutuhkan adalah

$$n = \frac{A_{ps} \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{507,0890}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 9^2} = 7,97 = 8 \text{ buah}$$

Perhitungan tulangan untuk diameter yang lain dapat dilihat pada tabel 3.6

Tabel 3.6 Hasil perhitungan tulangan

d (mm)	A <sub>ps</sub> min (mm <sup>2</sup> )	A <sub>ps</sub> perlu (mm <sup>2</sup> )	d tulangan (mm)	n (buah)
350	307,8761	507,0900	9	8
400	382,8816	630,6285	9	10
450	464,9557	765,8094	10	10
500	579,6238	954,6748	10	13
600	785,3982	1293,5970	10	17

### 3.6.6 Propertis penampang transformasi

Perhitungan properties penampang transformasi dan nilai tegangan efektif yang diperlukan berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut :

$$\text{Luas tulangan } (A_{ps}) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 9^2 = 63,6173 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} \text{ total} = \Sigma A_{ps} = 8 \cdot 63,6173 = 508,9384 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas penampang transformasi } (A_t) = A_c + (\eta - 1) \cdot A_{ps} \text{ total}$$

$$= 61575,2160 + (7 - 1) \cdot 508,9384$$

$$= 64128,66 \text{ mm}^2$$

Momen inersia penampang transformasi ( $I_t$ ) =  $I_c + (\eta-1) \cdot A_{ps} \cdot y^2$

$$I_t = 641151936,7 + (7-1) \cdot 508,9384 \cdot 105^2$$

$$= 674818211,9 \text{ mm}^4$$

Nilai prategang efektif ( $f_{pe}$ ) =  $\frac{P_e}{A_c} = \frac{A_{ps} \cdot f_{pae}}{A_c}$

$$f_{pe} = \frac{508,9384 \cdot 1020}{61575,2160} = 8,4306 \text{ Mpa} = 843,06 \text{ T/m}^2$$

Kontrol kapasitas tiang terhadap beban yang bekerja saat layan ( $P'$ ) adalah

$$P' = (0,33 f'_c - 0,27 f_{pe}) \cdot A_c$$

$$= (0,33 \cdot 60 - 0,27 \cdot 8,4306) \cdot 61575,2160$$

$$= 107,9028 \text{ T} > P_a$$

Tabel 3.6 Hasil perhitungan propertis penampang tranformasi

D tulangan (m)	Aps (m <sup>2</sup> )10 <sup>-6</sup>	Aps total (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>-6</sup>	At (m <sup>2</sup> )	It (m <sup>2</sup> )	f <sub>pe</sub> (T/m <sup>2</sup> )	P' (Ton)
0,35	63,6173	508,9384	0,0641	0,0006748	843,06	107,9028
0,40	63,6173	636,1725	0,0804	0,0011245	847,38	134,1009
0,45	78,5398	785,3982	0,0977	0,0017648	861,49	162,4926
0,50	78,5398	1021,0176	0,1221	0,0027101	898,37	201,4122
0,60	78,5398	1335,1769	0,1651	0,0054255	867,00	274,2469

Kapasitas momen yang diijinkan

1. Serat tarik

$$M' = (f_{ctt} + f_{pe} + \frac{P_a}{A_t}) \cdot \frac{I_t}{C}$$

$$M' = (2,6336 + 8,4306 + \frac{813721}{64128,66}) \cdot \frac{674818211,9}{175}$$

$$= 9,1527 \text{ T-m}$$

## 2. Serat tekan

$$M' < (f_{ccu} - f_{pc} - \frac{P_a}{A_t} - \frac{I_t}{C}) \cdot \frac{674818211,9}{175}$$

$$M' = (27 - 8,4306 - \frac{813721}{64128,66} - \frac{674818211,9}{175}) \cdot \frac{674818211,9}{175}$$

$$= 2,3911 \text{ T-m}$$

Dari kedua hasil momen diatas diambil yang terkecil sebagai kapasitas momen

Tabel 3.7 Hasil perhitungan kapasitas momen

D tulangan (m)	A <sub>t</sub> (m <sup>2</sup> )	I <sub>t</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>pc</sub> (T/m <sup>2</sup> )	P <sub>a</sub> (Ton)	M' (T-m)
0,35	0,0641	0,0006748	843,06	81,3721	2,3911
0,40	0,0804	0,0011245	847,38	82,8128	4,8136
0,45	0,0977	0,0017648	861,49	84,3851	8,0574
0,50	0,1221	0,0027101	898,37	86,5296	12,8956
0,60	0,1651	0,0054255	867,00	90,4398	25,4048