

## PERENCANAAN TIANG PANCANG DINDING PENAHAN TANAH (*RETAINING WALL*) BASEMENT PADA PROYEK APARTEMEN SUN CITY RESIDENCE SIDOARJO

Nada Shelawati<sup>1</sup>, Dandung Novianto<sup>2</sup>, Diah Lydianingtias<sup>3</sup>

Mahasiswa Manajemen Rekayasa Konstruksi, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang<sup>1</sup>, Dosen Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Malang<sup>2,3</sup>

<sup>1</sup> nadashela@gmail.com, <sup>2</sup> d.novianto64@gmail.com, <sup>3</sup> diahcipka@gmail.com

### ABSTRAK

Apartment Suncity Residence Sidoarjo adalah apartemen yang didirikan tepat di belakang Mall Suncity Sidoarjo. Jumlah lantai *basement* pada Proyek pembangunan Apartment Suncity Residence Sidoarjo hanya terdiri 1 lantai. Pada dinding penahan tanahnya jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi *borepile* dengan Ø 60 cm dan memiliki panjang 38 m. Sehingga tujuan dari penulisan skripsi ini adalah memberikan alternatif perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan panjang tiang 35 m, 38 m, dan 40 m dengan Ø 30, 40 dan 50 cm. Metode pelaksanaan pemancangan yaitu dengan menggunakan alat *Hydraulic Static Pile Driver*. Data-data yang dibutuhkan adalah gambar kerja, data tanah, dan HSPK Kota Surabaya Tahun 2019. Untuk perhitungan daya dukung pondasi menggunakan metode N-SPT dan perhitungan struktur dibantu dengan program RSAP. Dari hasil analisis diperoleh yaitu (1) beban untuk tipe A = 17.966,79 kg dan untuk tipe B = 21.962,32 kg. (2) daya dukung tiang diperoleh alternatif 2 dengan  $Q_{\text{tiang}} \text{ Ø } 50 = 27.918 \text{ kg}$  (3) jumlah tiang tipe A adalah 2 tiang dan tipe B adalah 3 tiang (4) dari perhitungan penurunan total kelompok tiang tipe A diperoleh = 14,63 cm dan tipe B diperoleh = 13,36 cm (5) pekerjaan pondasi ini menggunakan biaya sebesar Rp. 2,591,177,369,- dengan perbandingan harga 17,99 % lebih kecil dari pondasi eksisting.

**Kata kunci** : Daya Dukung Tanah; Tiang Pancang; Penurunan; Biaya; Metode Pelaksanaan

### ABSTRACT

*Apartment Suncity Residence Sidoarjo is an apartment that was set up right behind Mall Suncity Sidoarjo. The number of basement floors in the Suncity Residence Sidoarjo Apartment development project only consists of 1 floor. On the retaining wall, the type of foundation used is a borepile foundation with Ø 60 cm and a length of 38 m. So the purpose of writing this thesis is to provide an alternative foundation structure planning using a concrete pile foundation with a length of 35 m, 38 m, and 40 m with Ø 30, 40 and 50 cm. The method of implementation erection is by using a Hydraulic Static Pile Driver. The data needed are work drawings, soil data, and Surabaya City HSPK 2019. For the calculation of the carrying capacity of the foundation using the N-SPT method and structural calculations assisted by the RSAP program. From the analysis results obtained (1) load for type A = 17,966.79 kg and for type B = 21,962.32 kg. (2) the supporting capacity of the pile obtained alternative 2 with  $Q_{\text{tiang}} \text{ Ø } 50 = 27,918 \text{ kg}$  (3) the number of piles type A is 2 piles and type B is 3 piles type B = 13.36 cm (5) this foundation work uses a fee of Rp. 2,591,177,369, - with a price ratio of 17.99% smaller than the existing foundation.*

**Keywords** : Soil Bearing Capacity; Pile; Decrease; Cost; Method of Implementation

### 1. PENDAHULUAN

Gedung-gedung tinggi di Indonesia kini banyak di temui. Kebanyakan gedung-gedung tinggi ini dibangun pada tanah yang terbatas. Hal ini disebabkan oleh semakin terbatasnya lahan dan juga semakin mahalnya harga tanah permeter persegi. Gedung tinggi yang dibangun pada lahan yang

terbatas ini terkadang membutuhkan galian tanah yang cukup dalam untuk menyediakan suatu ruang bawah tanah untuk mengatasi permasalahan tersebut. Ruang tersebut bisa dijadikan sebagai lahan parkir, area instalasi listrik, genset, dan sebagainya. Pembangunan struktur bawah tanah

(basement) menjadikan pilihan utama bagi pemecahan masalah tersebut.

Pembangunan basement diawali dengan pekerjaan penggalian tanah, selanjutnya yaitu proses dewatering, tahap selanjutnya membuat bagian lantai dan dinding dengan melakukan pengecoran. Dinding ini yang kita sebut sebagai dinding penahan tanah (*retaining wall*). Namun dalam proyek pembangunan Apartemen Sun City Residence ini bukan disebut sebagai *diaphragm wall* melainkan *basement wall*.

Pada basement existing terdapat pondasi *bore pile* dengan Ø60 cm sepanjang 38 m. Studi kasus dalam penelitian ini adalah Proyek Apartemen Sun City Residence Sidoarjo akan direncanakan pondasi tiang pancang agar anggaran yang dikeluarkan tidak hanya murah tapi juga aman dan memiliki mutu yang tinggi dengan menggunakan metode yang disesuaikan dengan kondisi tanah yaitu metode N-SPT. Dengan melihat latar belakang diatas, penulis bermaksud mengambil permasalahan tersebut sebagai topik bahasan dengan judul “Perencanaan Tiang Pancang Dinding Penahan Tanah (*Retaining Wall*) Basement Pada Proyek Apartemen Sun City Residence Sidoarjo”.

## 2. METODE

Data yang di butuhkan untuk menyelesaikan penyusunan Perencanaan Pondasi ini adalah data sekunder yang di peroleh dari kontraktor yang melaksanakan proyek konstruksi tersebut. Data-data proyek tersebut meliputi: *Shop drawing* dan data tanah yang diperoleh dari kontraktor pelaksana yaitu PT. WIKA Gedung tbk.

Setelah mendapatkan data penunjang, kemudian dilakukan analisa dan pengolahan data diantaranya perhitungan beban yang diterima oleh dinding penahan tanah dibantu dengan aplikasi *Robot Structural Analysis Program*. Kemudian melakukan perhitungan daya dukung tiang tunggal berdasarkan data N-SPT dan perhitungan daya dukung kelompok tiang. Setelah itu perhitungan penurunan pondasi tiang dan perhitungan penulangan pondasi beserta pile cap. Kemudian melakukan perhitungan biaya dan durasi pondasi rencana dan dibandingkan dengan rencana biaya pondasi di lapangan.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Perhitungan Pembebanan

Pada perhitungan pembebanan yang diterima oleh pondasi tiang pancang ini dibantu dengan menggunakan aplikasi RSAP (*Robot Structural Analysis Program*).

#### a. Data Umum

Mutu Beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa = 3.569.006,75 kg/m<sup>2</sup>  
 Mutu Baja ( $f_y$ ) = 200 Mpa = 20.394.324,26 kg/m<sup>2</sup>  
 $\gamma$  beton bertulang = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Beban hidup = 1.220 kg/m<sup>2</sup>  
 Tebal pelat = 20 cm  
 Tebal selimut beton = 3 cm

### b. Perhitungan Statika

Analisa struktur dilakukan dengan bantuan *Software Robot Structural Analysis Professional 2016* dengan mengaplikasikan beban - beban yang telah dihitung sebelumnya dan hasilnya sebagai berikut.

#### Beban Pada Pile Cap Tipe A

**Tabel 1.** Gaya Geser Sumbu A2, A7-A11, A14-A16

Type	Gaya Geser (Kg)	Max
A2	17966.79	17966.79
A7	15467.51	
A8	15399.47	
A9	15302.36	
A10	17450.37	
A11	15692.16	
A14	13575.17	
A15	13818.01	
A16	17888.05	

Sumber : Hasil Analisis

#### Beban Pada Pile Cap Tipe B

**Tabel 2.** Gaya Geser Sumbu A3-A6, A12-A13

Type	Gaya Geser (Kg)	$\Sigma$	Max
A3	8596.58	17199.56	21962.32
A4	8602.98		
A5	9681.62	19211.89	
A6	12280.7		
A12	9648	21962.32	
A13	9563.89		

Sumber : Hasil Analisis

### Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang

Perhitungan daya dukung pondasi tiang ini berdasarkan rumus dari Mayerhoff 1956, berikut contoh perhitungan tiang tunggal :

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,071 \text{ m}^2$$

$$A_s = \pi D t = 32,97 \text{ m}^2$$

$$N_p = 16$$

$$N = \frac{1+0+1+0+5+1+0+1+1+1+1+1+1+1+1+2+2+3+7+7+6+3+22+16}{24} = 3,46$$

$$Q_u = 4 A_p N_p + \frac{N A_s}{50}$$

$$= 4 \times 0,071 \times 16 + \frac{3,46 \times 32,97}{50}$$

$$= 6,82552 \text{ ton} \approx 6.825,52 \text{ kg}$$

Sehingga kapasiats daya dukung ijin pondasi tiang :

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{6.825,52}{3} = 2.275,17 \text{ kg}$$

Jumlah Tiang

$$n = \frac{P}{Q_{ijin}} = \frac{17.966,79}{2.275,17} = 7,89 \approx 8 \text{ buah}$$

**Tabel 3.** Rekapitulasi Perhitungan Tipe A

Diameter (m)	L (m)	Qu (kg)	Qijin (kg)	n
0.3	35	6825.52	2275.17	8
0.4		11106.03	3702.01	5
0.5		16346.54	5448.85	4
0.3	38	11531.60	3843.87	5
0.4		18884.80	6294.93	3
0.5		27918.00	9306.00	2
0.3	40	8620.98	2873.66	7
0.4		13499.97	4499.99	4
0.5		19338.96	6446.32	3

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perencanaan 3 alternatif tipe A ini maka akan digunakan alternatif 2 dengan diameter 50 cm dan panjang 38 m berjumlah 2 tiang.

**Tabel 4.** Rekapitulasi Perhitungan Tipe B

Diameter (m)	L (m)	Qu (kg)	Qijin (kg)	n
0.3	35	6825.52	2275.17	10
0.4		11106.03	3702.01	6
0.5		16346.54	5448.85	4
0.3	38	11531.60	3843.87	6
0.4		18884.80	6294.93	4
0.5		27918.00	9306.00	3
0.3	40	8620.98	2873.66	8
0.4		13499.97	4499.99	5
0.5		19338.96	6446.32	4

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perencanaan 3 alternatif tipe B ini maka akan digunakan alternatif 2 dengan diameter 50 cm dan panjang 38 m berjumlah 3 tiang.

**Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang**

Untuk daya dukung kelompok tiang pada tanah lempung digunakan perbandingan rumus antara tiang aksi individu / tiang aksi blok kesatuan dengan efisiensi grup tiang, dengan perhitungan sebagai berikut:

**Tipe A**

$$S = 2,5 - 3,5D$$

$$S = 2,5 \times 50 = 125 \text{ cm} = 1,25 \text{ m}$$

Karena jarak antar tiang dalam kelompok  $d < 3.D$ , maka daya dukung kelompok yang digunakan adalah daya dukung kelompok tiang aksi blok kesatuan,

- $Q_p = L_q \times B_q \times c_u \times N_c^*$   
 $= 1,75 \times 0,5 \times 0 \times 7,6$   
 $= 0$

$$Q_s = \sum 2(L_q + B_q) c_u \times \Delta L$$

$$= (2 \times 2,25 \times 1.900 \times 2,7) + (2 \times 2,25 \times 1.900 \times 1,8) + (2 \times 2,25 \times 500 \times 20,5) + (2 \times 2,25 \times 700 \times 10)$$

$$= 116.100 \text{ kg}$$

$$Q_{g(u)} = Q_p + Q_s > P$$

$$= 0 + 116.100$$

$$= 104.190 \text{ kg} > 17.966,79 \text{ kg (Aman)}$$

- $E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}$   
 $= 1 - \tan^{-1}(0,5/1,25) \frac{(1-1)2+(2-1)1}{90 \times 2 \times 1}$   
 $= 0,88$

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u > P$$

$$= 0,88 \times 2 \times 27.918$$

$$= 49.135,68 \text{ kg} > 17.966,79 \text{ kg (Aman)}$$

Dari kedua perbandingan tersebut, dipilih nilai  $Q_g$  yang terkecil. Maka  $Q_g$  yang digunakan adalah **49.135,68 kg**.

**Tipe B**

$$S = 2,5 - 3,5D$$

$$S = 3,5 \times 50 = 175 \text{ cm} = 1,75 \text{ m}$$

Karena jarak antar tiang dalam kelompok  $d \geq 3.D$ , maka daya dukung kelompok yang digunakan adalah daya dukung kelompok tiang aksi individu, sehingga rumus daya dukung kelompok tiang adalah :

- $Q_p = 4 A_p N_p$   
 $= 4 \times (\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,5^2) \times 28$   
 $= 21,98 \text{ ton} \approx 21.980 \text{ kg}$

$$Q_s = \frac{N A_s}{50}$$

$$= \frac{5 \times (3,14 \times 0,5 \times 38)}{50}$$

$$= 5,966 \text{ kg} \approx 5.966 \text{ kg}$$

$$Q_{g(u)} = n_1 n_2 (Q_p + Q_s) > P$$

$$= 1 \times 3 (21.980 + 5.966)$$

$$= 83.754 \text{ kg} > 21.962,32 \text{ kg (Aman)}$$

- $E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}$   
 $= 1 - \tan^{-1}(0,5/1,75) \frac{(1-1)3+(3-1)1}{90 \times 3 \times 1}$   
 $= 0,88$

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u > P$$

$$= 0,88 \times 3 \times 27.918$$

$$= 73.703,52 \text{ kg} > 21.962,32 \text{ kg (Aman)}$$

Dari kedua perbandingan tersebut, dipilih nilai  $Q_g$  yang terkecil. Maka  $Q_g$  yang digunakan adalah **73.703,52 kg**.

**Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang**

Penurunan pondasi tiang diperhitungkan dengan menggunakan metode Vesic. Berikut contoh perhitungan penurunan :

**• Penurunan Elastik Kelompok Tiang**

$$s_1 = \frac{(Qwp + \sum Qws)L}{Ap \cdot Ep} = \frac{(9,81 \times 4 \times 0,196 \times 28) + (0,67 \times 9,81 \times 5 \times \frac{59,66}{50})}{0,196 \times 21 \times 10^6} \times 38 = 0,00235 \text{ m}$$

$$s_2 = \frac{qwp \cdot D}{Es} (1 - \mu_s^2) I_{wp} = \frac{(9,81 \times 4 \times 0,196 \times 28 / 0,196) \times 0,5}{30.000} (1 - 0,3^2) 0,85 = 0,0142 \text{ m}$$

$$s_3 = \left(\frac{Qws}{p \cdot L}\right) \cdot \frac{D}{Es} \cdot (1 - \mu_s^2) I_{ws} = \left(\frac{9,81 \times 5 \times 59,66 / 50}{3,14 \times 0,5 \times 38}\right) \cdot \frac{0,5}{30.000} \cdot (1 - 0,3^2) (2 + 0,35 \sqrt{\frac{38}{0,5}}) = 0,000075 \text{ m}$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3 = 0,00235 + 0,0142 + 0,000075 = 0,0166 \text{ m} \approx 1,66 \text{ cm}$$

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{Bg}{D}} s = \sqrt{\frac{1}{0,5}} \times 1,66 = 2,35 \text{ cm}$$

**• Penurunan Konsolidasi Tiang**

$$\Delta P_{(1)} = \left(\frac{Qg}{(Lg + z_1)(Bg + z_1)}\right) = \left(\frac{49.135,68}{(1,75 + \frac{1,42}{2})(0,5 + \frac{1,42}{2})}\right) = 16.507,32 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta P_{(2)} = \left(\frac{49.135,68}{(1,75 + 7,05)(0,5 + 7,05)}\right) = 739,55 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta P_{(3)} = \left(\frac{49.135,68}{(1,75 + 21,15)(0,5 + 21,15)}\right) = 99,11 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{0(1)} = \gamma^1 \cdot h_1 + \gamma^2 \cdot h_2 + \gamma^3 \cdot h_3 + \gamma^4 \cdot h_4 = ((1,67 - 1) \times 270) + ((1,52 - 1) \times 180) + ((1,51 - 1) \times 1600) + ((1,45 - 1) \times (858 + \frac{142}{2})) = 1.508,55 \text{ g/cm}^2 \approx 15.085,5 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{0(2)} = \gamma^1 \cdot h_1 + \gamma^2 \cdot h_2 + \gamma^3 \cdot h_3 + \gamma^4 \cdot h_4 + \gamma^5 \cdot h_5 = ((1,67 - 1) \times 270) + ((1,52 - 1) \times 180) + ((1,51 - 1) \times 1600) + ((1,45 - 1) \times 1000) + ((1,86 - 1) \times \frac{1125}{2}) = 2.024,25 \text{ g/cm}^2 \approx 20.242,5 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{0(3)} = \gamma^1 \cdot h_1 + \gamma^2 \cdot h_2 + \gamma^3 \cdot h_3 + \gamma^4 \cdot h_4 + \gamma^5 \cdot h_5 + \gamma^6 \cdot h_6 = ((1,67 - 1) \times 270) + ((1,52 - 1) \times 180) + ((1,51 - 1) \times 1600) + ((1,45 - 1) \times 1000) + ((1,86 - 1) \times 1125) +$$

$$((2,10 - 1) \times \frac{1695}{2}) = 3.440,25 \text{ g/cm}^2 \approx 34.402,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta S_{(1)} = \left(\frac{Cc \times H}{1 + e_0}\right) \log\left(\frac{P_{0+\Delta p}}{P_0}\right) = \left(\frac{0,77 \times 1,42}{1 + 2,38}\right) \log\left(\frac{15.085,5 + 16.507,32}{15.085,5}\right) = 0,1038 \text{ m} \approx 103,8 \text{ mm}$$

$$\Delta S_{(2)} = \left(\frac{0,15 \times 11,25}{1 + 0,6}\right) \log\left(\frac{20.242,5 + 739,55}{20.242,5}\right) = 0,0164 \text{ m} \approx 16,4 \text{ mm}$$

$$\Delta S_{(3)} = \left(\frac{0,18 \times 16,95}{1 + 0,45}\right) \log\left(\frac{34.402,5 + 99,11}{34.402,5}\right) = 0,0026 \text{ m} \approx 2,6 \text{ mm}$$

$$\Delta S_{g(c)} = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3 = 103,8 + 16,4 + 2,6 = 122,8 \text{ mm}$$

Maka, penurunan total yang terjadi adalah sebagai berikut :

$$S_{total} = S_e + S_c < S_{ijin} = 15 \text{ cm} + \frac{b}{600} = 2,35 + 12,28 < S_{ijin} = 15 \text{ cm} + \frac{100}{600} = 14,63 \text{ cm} < S_{ijin} = 15,17 \text{ cm (Aman)}$$

**Tabel 5.** Rekapitulasi Besar Penurunan Kelompok Tiang

Jenis Pile Cap	PC A (cm)	PC B (cm)
Penurunan Elastik	2,35	14,63
Penurunan Konsolidasi	2,35	13,36

Sumber: Hasil Perhitungan

**Distribusi Beban Kelompok Tiang**

Beban yang diterima tiap tiang (Pi) pada kelompok tiang dapat ditentukan dengan rumus berikut :

$$P_{maks} = \frac{\sum Vu}{n} + \frac{My \cdot xi}{\sum(x^2)} + \frac{Mx \cdot yi}{\sum(y^2)}$$

**Tabel 6.** Rekapitulasi Distribusi Beban Kelompok Tiang

Jenis Pile Cap	PC A (kg)	PC B (kg)
P <sub>max</sub>	18.691,21	18.491,13

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan daya dukung ijin yang diperoleh dari perhitungan sebelumnya, yaitu sebesar 27.918 kg maka tiang aman untuk memikul beban.

**Perhitungan Penulangan**

**• Pile Cap Tipe A**

**a. Kontrol Kekuatan Terhadap Geser Aksi Dua Arah**

Data Perencanaan :

Dimensi pile cap = 2,25 x 1,00 m

Dimensi kolom = 25 / 50

Tebal footing h = 500 mm

Tebal selimut beton p = 75 mm

Diameter tulangan D = 22 mm

Mutu beton (fc') = 40 Mpa = 4 kg/mm<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{Mutu Tulangan (fy)} &= 400 \text{ Mpa} &= 40 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{Tinggi efektif } d &= h - p \\ &= 500 - 75 - (\frac{1}{2} 22) = 414 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bidang kritis geser aksi dua arah

$$\begin{aligned} b_{\text{kolom}} &= 250 \text{ mm} \\ h_{\text{kolom}} &= 500 \text{ mm} \\ b' &= 250 + 414 = 614 \text{ mm} \\ h' &= 500 + 414 = 914 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keliling bidang kritis geser aksi dua arah (bo)

$$b_o = 2 (b' + h') = 2 (614 + 914) = 3.056 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d = \frac{\sqrt{4}}{3} \times 3.056 \times 414 = 843.456 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 843.456 = 506.073,6 \text{ kg}$$

$$V_u = 33.718,67 \text{ kg} < \phi V_c = 506.073,6 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

### b. Perhitungan Penulangan

$$M_u = P_{maks} \times s = 18.691,21 \times 1,25 = 23.364 \text{ kgm}$$

Perhitungan tulangan pokok

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,004 \text{ mm}^2$$

Karena  $f_c' = 40 \text{ MPa}$ , maka  $\beta_1$  berdasarkan SNI 2847-2013 maka  $\beta_1$  adalah :

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \left( \frac{0,05}{7} \times (f_c' - 28) \right) \\ &= 0,85 - \left( \frac{0,05}{7} \times (40 - 28) \right) = 0,764 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times \left( \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left( \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,029 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \cdot d^2} = \frac{23.364}{0,8 \times 1 \times 0,414^2} = 196.307,96 \text{ kg/m}^2 = 1,925 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,925}{400}} \right) \\ &= 0,005 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \longrightarrow 0,004 < 0,005 < 0,029$$

Karena  $\rho_{\min} = 0,004 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{perlu}} = 0,005 \text{ mm}^2 < \rho_{\max} = 0,029 \text{ mm}^2$  maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,005 \text{ mm}^2$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,005 \times 1000 \times 414 = 2.070 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{6} = 166,67 \approx 117 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan Tarik D22 – 180  $\rightarrow A_{s \text{ pakai}} = 2.150 \text{ mm}^2$

Perhitungan tulangan tekan

$$A_{s \text{ tekan}} = 20\% A_{s \text{ perlu}} = 20\% \times 2.070 = 414 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan tekan D13 – 250  $\rightarrow A_{s \text{ pakai}} = 507 \text{ mm}^2$

### • Pile Cap Tipe B

Data Perencanaan :

$$\text{Dimensi pile cap} = 3,70 \times 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 25 / 50$$

$$\text{Tebal footing } h = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton } p = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan } D = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 40 \text{ Mpa} = 4 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Mutu Tulangan (fy)} = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif } d &= h - p \\ &= 500 - 75 - (\frac{1}{2} 22) = 414 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= P_{maks} \times s \\ &= 18.491,13 \times 1,75 \\ &= 32.359,48 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan pokok

Jadi digunakan tulangan tarik 7 D22 – 150  $\rightarrow A_s = 2.580 \text{ mm}^2$

Perhitungan tulangan tekan

Jadi digunakan tulangan tekan 7 D10 – 150  $\rightarrow A_s = 571 \text{ mm}^2$

### • Tiang Pancang

Data Perencanaan :

$$\text{Mutu beton (fc')} = 40 \text{ Mpa} = 4 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 240 \text{ Mpa} = 24 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Dimensi tiang Pancang } (\phi) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (p)} = 75 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

Perhitungan tulangan pokok

Luas penampang tiang pancang

$$A_g = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 = 196.250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan penampang baja

Luas penampang tulangan baja disyaratkan minimum 1% dari luas penampang tiang. Dalam perencanaan digunakan 2% dari luas penampang tiang.

$$A_{st} = 2\% A_g = 2\% \times 196.250 = 3.925 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{3.925}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} = 10,33 \approx 11 \text{ buah}$$

Perhitungan tulangan spiral

$$A_{s \text{ spiral}} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_c = \frac{1}{4} \pi d_{\text{efektif}}^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 308^2 = 74.468,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \times \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) \\ &= 0,45 \times \left( \frac{196.250}{74.468,24} - 1 \right) \times \left( \frac{40}{240} \right) \\ &= 0,123 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (*pitch*)

$$S = \frac{A_{s \text{ spiral}} \times \pi \times (d_{\text{efektif}} - d)}{\left( \frac{\pi}{4} \right) \times d_{\text{efektif}}^2 \times \rho_s} = \frac{78,5 \times 3,14 \times (308 - 10)}{0,785 \times 308^2 \times 0,123} = 8,02 \text{ mm}$$

$\leq 50 \text{ mm}$ , maka digunakan jarak  $50 \text{ mm}$  (SNI 03 : 2847 tahun 2002). Maka digunakan tulangan pokok 11 D22 dan tulangan spiral D10 – 50.

#### Metode Pelaksanaan

Pemancangan tiang dengan menggunakan alat *Hydraulic Static Pile Driver* (HSPD). Pertama hal yang dilakukan yaitu menentukan titik pemancangan, selanjutnya adalah mempersiapkan lokasi serta alat dan bahannya.

Jika semua sudah dipersiapkan maka dilakukan proses pemancangan, pemancangan dimulai dengan tiang pancang diangkat dengan bantuan *service crane* yang tergabung dalam unit HSPD dan dimasukkan ke dalam lubang pengikat taing (*Clamping Box*) kemudian sistem jack-in akan naik dan mengikat, ketika tiang sudah dipegang oleh *Clamping Box* maka tiang mulai ditekan tiap 1,5 m.

Bila *Clamping Box* hanya mampu menekan tiang pancang sampai bagian pangkal lubang mesin saja, maka penekanan dihentikan dan *Clamping Box* bergerak naik ke atas untuk mengambil tiang pancang sambungan yang disiapkan. Tiang harus disambungkan atau dilas.

#### 4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil perencanaan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat ditarik kesimpulan :

1. Beban yang bekerja pada pondasi dinding penahan tanah adalah beban hidup dari kendaraan dan juga beban mati

dari plat lantai ground. Melalui perhitungan struktur dengan bantuan RSAP diperoleh beban untuk tipe A = 17.966,79 kg dan untuk tipe B = 21.962,32 kg.

2. Daya dukung tiang pancang menggunakan alternatif 2 dengan  $\varnothing 50 \text{ cm}$  dengan  $Q_{\text{tiang } \varnothing 50} = 27.918 \text{ kg}$ . Tipe A memiliki jumlah 2 tiang dan tipe B adalah 3 tiang dengan dimensi pile cap yang berbeda – beda.
3. Dari perhitungan penurunan total kelompok tiang tipe A diperoleh = 14,63 cm dan tipe B diperoleh = 13,36 cm.
4. Pile cap Tipe A menggunakan tulangan tarik D22 – 180 dan tulangan tekan D13 – 250. Sedangkan pile cap Tipe B menggunakan tulangan tarik D22 – 150 dan tulangan tekan D10 – 150.
5. Metode pemancangan yang digunakan adalah dengan menggunakan *Hydrolic Static Pile Driver* (HSPD). Dengan sistem pemancangan hidraulik dinilai efektif karena lebih ramah lingkungan (tidak menimbulkan suara bising, tidak menimbulkan asap dan tidak menimbulkan getaran pada tanah). Pengerjaan relatif lebih cepat dan dalam pelaksanaanya lebih mudah.

#### DAFTAR PUSTAKA

- [1] Aponno, G., (2000), *Petunjuk Praktikum Laboratorium Mekanika Tanah*, Malang : Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang
- [2] Das, B.M., Endah Noor, dan Mochtar I.B. 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jilid 2. Jakarta: Erlangga.
- [3] Hardiyatmo, H. C. 2003. *Mekanika Tanah II*. Edisi Ketiga. Yogyakarta: Gajah Mada Universitas Press
- [4] Nakazawa, Kazuto dkk.1980. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, diterjemahkan oleh: Sosrodarson, Suryono. Jakarta. PT. Pradnya Paramita
- [5] Terzaghi, Karl, dan Ralph B. Peck. 1967. *Soil Mechanics In Engineering Practice*, diterjemahkan oleh: Witjaksono, Bagus dan Benny Krisna R. Jakarta: Erlangga.
- [6] Novianto, Dandung, dkk. 2012. *Modul Ajar Rekayasa Pondasi*. Malang: Politeknik Negeri Malang.