

## PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH (ABUTMENT) PADA PEMBANGUNAN JEMBATAN PETAK, KABUPATEN NGANJUK

Sandika Tri Prasetyo<sup>1</sup>, Ester Priskasari<sup>2</sup>, Mohammad Erfan<sup>3</sup>  
<sup>123</sup>) Jurusan Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang  
Email : [sandika.trip@gmail.com](mailto:sandika.trip@gmail.com)

### ABSTRACT

*Borepile foundation is a type of deep foundation, which has several advantages compared to pile foundation. The advantage of the borepile foundation is that it does not provide ground vibrations, can penetrate rocks, and does not cause land level rise, considering that the area around the bridge is a densely populated settlement. With the existing steep river conditions, a strong abutment planning is also required to withstand the soil pressure behind the abutment. This planning aims to determine the dimensions and amount of reinforcement in the abutment and borepile foundation according to the needs. The structural loads of the bridge that work on the abutment refer to SNI-1725-2016 and SNI-2833-2016. The method used to calculate the bearing capacity of the bored pile foundation is the Mayerhoff method.*

*From the planning results, the dimensions of the abutment are 6.5 m high, 6 m wide, and 12 m long. From the calculation results, the basic reinforcement of the abutment body is D29 - 100 with dividing reinforcement D19 - 200 and shear reinforcement D13 - 400. Whereas the x direction pilecap reinforcement is installed with D25 - 125 and the y direction reinforcement D25 - 165 with dividing reinforcement D16 - 200. used is the bored pile foundation D = 80 cm with a depth of 14 m. For the bearing capacity of a single pile foundation  $Q_a = 3896.25$  kN while the bearing capacity of the pile group of  $Q_{pg} = 39411.556$  kN. The reinforcement used for the foundation is 14 D22 with spiral reinforcement D12-80. The result of a single pile settlement is  $7.14 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$ . It can be concluded that the abutment design and bored pile foundation can be used in the construction of the Petak Bridge, Nganjuk Regency.*

**Keywords:** *Abutment, Foundation, Bored Pile, Bridge.*

### ABSTRAK

Pondasi borepile termasuk jenis pondasi dalam, yang memiliki beberapa kelebihan dibandingkan dengan pondasi pancang. Keuntungan dari pondasi borepile yaitu tidak memberikan getaran tanah, dapat menembus batuan, dan tidak menimbulkan kenaikan muka tanah, mengingat daerah sekitar jembatan merupakan pemukiman padat penduduk. Dengan kondisi eksisting sungai yang curam, diperlukan juga perencanaan *abutment* yang kuat untuk menahan tekanan tanah di belakang *abutment*. Perencanaan ini bertujuan untuk mengetahui dimensi dan jumlah tulangan pada *abutment* serta pondasi *borepile* yang sesuai dengan kebutuhan. Beban-beban struktur atas jembatan yang bekerja pada *abutment* mengacu pada SNI-1725-2016 dan SNI-2833-2016. Metode yang digunakan untuk menghitung daya dukung pondasi *bored pile* adalah metode *mayerhoff*.

Dari hasil perencanaan dimensi *abutment* memiliki tinggi 6,5 m, lebar 6 m, dan panjang 12 m. Dari hasil perhitungan, tulangan pokok badan *abutment* adalah D29 – 100 dengan tulangan pembagi D19 – 200 dan tulangan geser D13 – 400. Sedangkan penulangan pilecap arah x dipasang D25 – 125 dan tulangan arah y D25 – 165 dengan tulangan pembagi D16 – 200. Pondasi yang digunakan adalah pondasi *bored pile* D= 80 cm dengan kedalaman 14 m. Untuk daya dukung pondasi tiang tunggal  $Q_a = 3896,25$  kN sedangkan daya dukung kelompok tiang  $Q_{pg} = 39411,556$  kN. Tulangan yang digunakan untuk pondasi adalah 14 D22 dengan tulangan spiral D12-80. Hasil penurunan tiang tunggal sebesar  $7,14 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$ . Dapat disimpulkan bahwa desain *abutment* dan pondasi *bored pile* dapat digunakan pada pembangunan Jembatan Petak, Kabupaten Nganjuk.

**Kata Kunci :** *Abutment, Pondasi, Bored Pile, Jembatan*



tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi tulangan dan dicor beton. Ada dua metode pelaksanaan pondasi borepile yaitu terdiri dari metode kering (berada di atas muka air tanah) dan metode basah (pengeboran melewati muka air tanah dan rawan longsor).

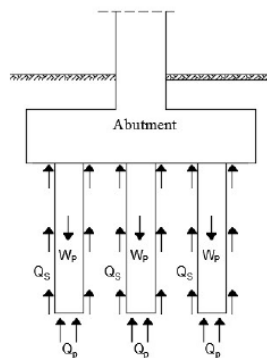
### Daya Dukung Pondasi Tiang Bor

Daya dukung (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban yang bekerja dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan.

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam, yaitu :

1. Tiang gesek (*friction pile*)  
Adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.
2. Tiang dukungan ujung (*end bearing pile*)  
Adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan dari tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berada dalam zone tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras.

### Daya Dukung Aksial Tunggal



Gambar 3 Analisa Daya Dukung Pondasi

Kapasitas ultimit netto tiang tunggal ( $Q_u$ ), adalah jumlah dari tahanan ujung ( $Q_p$ ) dan tahanan gesek seimut ( $Q_s$ ) dikurangi dengan berat sendiri tiang ( $W_p$ ). Bila dinyatakan dalam persamaan (Cristady, 2008), maka:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Penentuan daya dukung pondasi tiang dengan menggunakan data SPT antara lain diberikan oleh Meyerhof (1956) dengan ketentuan sebagai berikut :

$$Q_{ult} = (40 \cdot N_b \cdot A_p) + (0.2 \cdot N \cdot A_s)$$

Untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor dan tiang baja H :

$$Q_{ult} = (40 \cdot N_b \cdot A_p) + (0.1 \cdot N \cdot A_s)$$

Keterangan :

$Q_u$  = kapasitas dukung ultimit tiang (ton)  
 $Q_p$  = kapasitas dukung ultimit ujung tiang (ton)  
 $Q_s$  = kapasitas dukung ultimit selimut tiang (ton)  
 $W_p$  = berat sendiri tiang (ton)  
 $N_b$  = nilai  $N_{spt}$  di sekitar ujung tiang  
 $A_p$  = luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )  
 $N$  = nilai rata-rata  $N_{spt}$  di sepanjang tiang  
 $A_s$  = luas selimut tiang ( $m^2$ )

Nilai  $N_b$  disarankan untuk dibatasi sebesar 40 sedangkan  $F_s$  (yaitu  $0,2 N$ ) disarankan untuk tidak melebihi 10 ton/m<sup>2</sup>.

### Daya Dukung Ijin Tiang ( $Q_a$ )

Daya dukung ijin ( $Q_a$ ) ditentukan dengan cara membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan tertentu. Daya dukung ijin tiang dapat dinyatakan dalam persamaan

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

Keterangan :

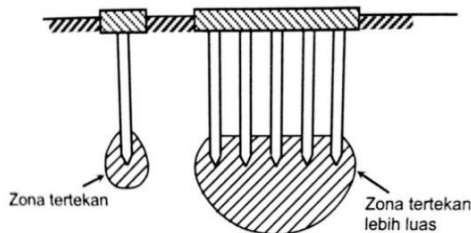
$Q_a$  = Kapasitas dukung ijin tiang (kN)  
 $Q_u$  = Kapasitas ultimate tiang (kN)  
 $SF$  = Faktor keamanan

Tabel 2 Faktor keamanan untuk pondasi dalam

| Klasifikasi Struktur | Faktor Keamanan |                |               |                      |
|----------------------|-----------------|----------------|---------------|----------------------|
|                      | Kontrol Baik    | Kontrol Normal | Kontrol Jelek | Kontrol Sangat Jelek |
| Monumental           | 2,3             | 3              | 3,5           | 4                    |
| Permanen             | 2               | 2,5            | 2,8           | 3,4                  |
| Sementara            | 1,4             | 2              | 2,3           | 2,8                  |

## Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang diperhitungkan untuk mereduksi nilai daya dukung kelompok karena terjadinya *overlapping* tegangan disekitar tiang akibat beban yang bekerja dari struktur atas. Karena jarak antara tiang tidak dapat dibuat terlalu besar maka pengaruh kelompok tiang ini tidak dapat dihindarkan sehingga daya dukung kelompok tiang dapat lebih kecil dari jumlah total daya dukung masing-masing tiang.



Gambar 4 Tegangan di bawah ujung tiang

Berikut beberapa rumus-rumus efisiensi :

- a. Persamaan *Converse – Labarre*

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \theta$$

- b. Persamaan *Los Angeles*

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \times [m \cdot (n-1) + (m-1) \cdot (n-1) \sqrt{2}]$$

- c. Persamaan *Seiler – Keeney*

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 - s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Keterangan :

$\theta$  =  $\tan^{-1} (D/s)$  dalam derajat  
 $D$  = diameter tiang  
 $s$  = jarak antar tiang  
 $n$  = jumlah tiang dalam satu baris  
 $m$  = jumlah tiang dalam kolom

Daya dukung kelompok tiang dengan melibatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dalam persamaan berikut .

$$Q_{pg} = E_g \times n_{tiang} \times Q_a$$

Keterangan :

$Q_{pg}$  = daya dukung kelompok tiang  
 $E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$N_{tiang}$  = jumlah tiang

$Q_a$  = daya dukung ijin tiang

## Beban Maksimum Setiap Tiang Pada Kelompok Tiang

Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang akan didistribusikan pada pile cap dan kelompok tiang pondasi berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna (pelat pondasi cukup tebal), sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi. Rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{n y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{n x \cdot \sum y^2} < Q_{u \text{ ijin}}$$

Keterangan :

$P$  = beban maksimum yang dipikul pondasi  
 $V$  = beban aksial struktur  
 $M_x$  = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X  
 $M_y$  = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y  
 $x$  = absis terhadap titik berat kelompok tiang  
 $y$  = ordinat terhadap titik berat kelompok tiang  
 $n_y$  = banyaknya tiang dalam satu baris arah-Y  
 $n_x$  = banyaknya tiang dalam satu baris arah-X  
 $\sum x^2$  = jumlah kuadrat absis – absis tiang  
 $\sum y^2$  = jumlah kuadrat ordinat - ordinat tiang

## Daya Dukung Lateral Pondasi ( $H_u$ )

Beban lateral dan momen bekerja apabila terdapat pengaruh gaya gempa, gaya angin pada struktur atas, beban static seperti misalnya tekanan aktif tanah pada *abutment* jembatan, atau gaya tumbukan kapal dan lain-lain. Adapun kriteria jenis perilaku pada tiang :

- Apabila  $L < 2T$  , maka tiang ujung dianggap sebagai tiang pendek (kaku).
- Apabila  $L < 4T$  , maka tiang ujung dianggap sebagai tiang panjang (elastis).

$$T = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_b}}$$

Keterangan :

$E_p$  = modulus elastisitas tiang ( $\text{ton/m}^2$ )  
 $I_p$  = momen inersia tiang ( $\text{m}^4$ )  
 $\eta_b$  = konstanta modulus subgrade tanah  
 $T$  = faktor kekakuan

$$M_{max} = H_u \cdot (e + 0,67 \cdot x_o)$$

$$\text{Dengan } X_o = 0,82 \cdot \left( \frac{H_u}{\gamma' \cdot D \cdot K_p} \right)^{0,5}$$

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{e + 0,67 \cdot x_o}$$

Keterangan :

$H_u$  = tahanan lateral tiang (kN)  
 $\gamma'$  = berat jenis tanah ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $K_p$  = koefisien tanah pasif  
 $D$  = diameter tiang  
 $M_u$  = momen ultimit

### Penurunan

Lapisan tanah yang dibebani pasti akan mengalami regangan atau penurunan (settlement).

#### a. Penurunan tiang tunggal

Menurut Vesic, 1970, Manual Pondasi Tiang, 2005, menghitung penurunan pada pondasi tiang tunggal adalah menggunakan Metode Semi Empiris.

$$S_e = S_s + S_p + S_{ps}$$

Keterangan :

$S_s$  = penurunan akibat deformasi aksial  
 $S_p$  = penurunan dari ujung tiang  
 $S_{ps}$  = penurunan dari akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

#### b. Penurunan tiang kelompok

Metode yang digunakan untuk menghitung penurunan pada pondasi tiang kelompok adalah Metode Vesic, 1977.

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

Keterangan :

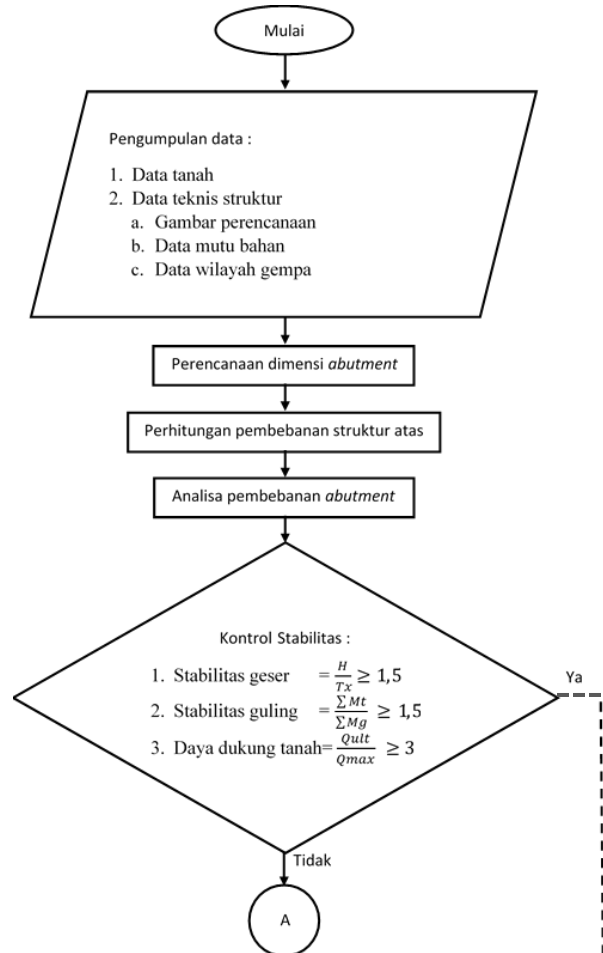
$S$  = penurunan pondasi tiang tunggal  
 $S_g$  = penurunan kelompok tiang  
 $B_g$  = lebar kelompok tiang  
 $D$  = diameter sisi tunggal

### 3. METODOLOGI

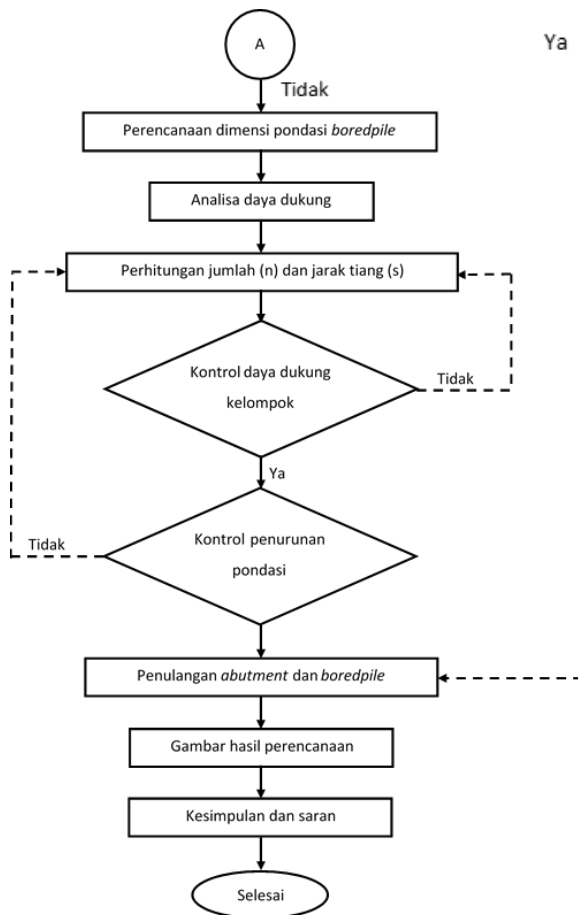
#### Data Perencanaan

Nama jembatan : jembatan Petak  
 Panjang bentang : 60 m  
 Lebar jembatan : 7,2 m  
 Struktur utama jembatan : rangka baja  
 Bentuk *abutment* : type "T" terbalik  
 Jenis pondasi : *bored pile*  
 Mutu bahan :  
 $f'_c$  *abutment* : 35 MPa  
 $f'_c$  pondasi : 35 MPa  
 Mutu baja ( $f_y$ ) : 390 MPa

#### Tahap perencanaan



Gambar 5 Diagram Alir Perencanaan



Gambar 6 Lanjutan Diagram Alir

#### 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

##### Pembebanan Jembatan

Berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016 didapatkan hasil perhitungan pembebanan jembatan sebagai berikut.

Tabel 3 Rekap Beban Yang Bekerja

| No                         | Uraian                       | Kode             | Vertikal<br>P<br>(kN) | Horizontal<br>Tx<br>(kN) | Ty<br>(kN) | Longan<br>X<br>(m) | Y<br>(m) | MZ<br>(kNm) | MX<br>(kNm) | MY<br>(kNm) |
|----------------------------|------------------------------|------------------|-----------------------|--------------------------|------------|--------------------|----------|-------------|-------------|-------------|
| <b>A</b> Aksi Tetap        |                              |                  |                       |                          |            |                    |          |             |             |             |
| 1.00                       | Berat sendiri struktur atas  | MSa              | 3878.71               |                          |            | 3.00               |          | 11636.14    |             |             |
| 2.00                       | Berat sendiri struktur bawah | MSb              | 6830.46               |                          |            | 3.80               |          | 25959.73    |             |             |
| 3.00                       | Beban mati tambahan          | MA               | 613.11                |                          |            | 3.00               |          | 1839.33     |             |             |
| 4.00                       | Tekanan tanah aktif          | TA               |                       | 1277.91                  |            |                    | 2.78     | 3551.55     |             |             |
| 5.00                       | Tekanan tanah pasif          | TAp              |                       | -3367.98                 |            |                    | 1.08     | -3646.91    |             |             |
| <b>B</b> Beban Lalu-lintas |                              |                  |                       |                          |            |                    |          |             |             |             |
| 5.00                       | Beban jalur 'D'              | TD               | 1619.25               |                          |            | 3.00               |          | 4857.75     |             |             |
| 6.00                       | Gaya rem                     | TB               |                       | 125.00                   |            |                    | 5.30     | 662.50      |             |             |
| 7.00                       | Beban pedestrian             | TP               | 180.00                |                          |            | 3.00               |          | 540.00      |             |             |
| <b>C</b> Aksi Lingkungan   |                              |                  |                       |                          |            |                    |          |             |             |             |
| 8.00                       | Temperatur                   | EUn              |                       | 13.50                    |            |                    | 5.30     |             | 71.55       |             |
| 9.00                       | Beban angin pada struktur    | EW <sub>s</sub>  |                       |                          | 251.92     |                    | 5.30     |             |             | 1335.19     |
| 10.00                      | Beban angin pada kendaraan   | EW <sub>v</sub>  | 50.06                 |                          |            | 3.00               |          | 150.17      |             |             |
| 11.00                      | Beban gempa struktur atas    | EQ <sub>u1</sub> |                       | 4168.74                  |            |                    | 5.30     | 22094.31    |             |             |
| 12.00                      | Beban gempa struktur atas    | EQ <sub>u2</sub> |                       |                          | 4168.74    |                    | 5.30     |             | 22094.31    |             |
| 13.00                      | Beban gempa struktur bawah   | EQ <sub>u3</sub> |                       | 3050.94                  |            |                    | 2.70     | 8234.89     |             |             |
| 14.00                      | Beban gempa struktur bawah   | EQ <sub>u4</sub> |                       |                          | 3050.94    |                    | 2.70     |             | 8234.89     |             |
| 15.00                      | Tekanan tanah dinamis        | EA <sub>u</sub>  |                       | 2539.43                  |            |                    | 4.33     | 11004.18    |             |             |
| <b>D</b> Aksi Lain         |                              |                  |                       |                          |            |                    |          |             |             |             |
| 16.00                      | Gesekan                      | FB               |                       | 673.77                   |            |                    | 5.30     |             | 3571.00     |             |
| <b>Total</b>               |                              |                  | 11372.34              | 8481.31                  | 7471.60    |                    |          | 48554.12    | 45543.07    | 31664.39    |

#### Kontrol Stabilitas

##### Kontrol Stabilitas Guling

$$SF = \frac{\sum MT}{\sum Mg} > 1,5$$

Tabel 4 Kontrol Stabilitas Guling

| No | Kombinasi Beban                                    | Momen          |                 | SF   | Keterangan |
|----|----------------------------------------------------|----------------|-----------------|------|------------|
|    |                                                    | Tahan<br>(kNm) | Guling<br>(kNm) |      |            |
| 1  | Daya layan 1                                       | 44983.120      | 4209.688        | 10.7 | Aman       |
| 2  | Daya layan 2                                       | 46452.274      | 4408.438        | 10.5 | Aman       |
| 3  | Daya layan 3                                       | 43753.399      | 4077.188        | 10.7 | Aman       |
| 4  | Daya layan 4                                       | 39585.370      | 3547.188        | 11.2 | Aman       |
| 5  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> + 0.3 EQ <sub>y</sub> | 41864.074      | 41569.270       | 1.0  | Tidak aman |
| 6  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> - 0.3 EQ <sub>y</sub> | 41864.074      | 41569.270       | 1.0  | Tidak aman |
| 7  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> + 0.3 EQ <sub>x</sub> | 41864.074      | 12635.904       | 3.3  | Aman       |
| 8  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> - 0.3 EQ <sub>x</sub> | 41864.074      | 12164.125       | 3.4  | Aman       |

##### Kontrol Stabilitas Geser

$$SF = \frac{H}{T_x} > 1,5$$

Tabel 5 Kontrol Stabilitas Geser

| No | Kombinasi Beban                                    | P<br>(kN) | T <sub>x</sub><br>(kN) | H<br>(kN) | SF  | Keterangan |
|----|----------------------------------------------------|-----------|------------------------|-----------|-----|------------|
| 1  | Daya layan 1                                       | 13171.59  | 1280.03                | 7604.62   | 5.9 | Aman       |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 13171.59  | 1280.03                | 6962.48   | 5.4 | Aman       |
| 2  | Daya layan 2                                       | 13661.31  | 1240.30                | 7887.36   | 6.4 | Aman       |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 13661.31  | 1240.30                | 7150.47   | 5.8 | Aman       |
| 3  | Daya layan 3                                       | 12761.68  | 1302.80                | 7367.96   | 5.7 | Aman       |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 12761.68  | 1302.80                | 6805.13   | 5.2 | Aman       |
| 4  | Daya layan 4                                       | 11372.34  | 1413.84                | 6565.82   | 4.6 | Aman       |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 11372.34  | 1413.84                | 6271.82   | 4.4 | Aman       |
| 5  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> + 0.3 EQ <sub>y</sub> | 12221.91  | 8029.18                | 7056.32   | 0.9 | Tidak aman |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 12221.91  | 8029.18                | 6597.93   | 0.8 | Tidak aman |
| 6  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> - 0.3 EQ <sub>y</sub> | 12221.91  | 8029.18                | 7056.32   | 0.9 | Tidak aman |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 12221.91  | 8029.18                | 6597.93   | 0.8 | Tidak aman |
| 7  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> + 0.3 EQ <sub>x</sub> | 12221.91  | 7275.58                | 7056.32   | 1.0 | Tidak aman |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 12221.91  | 7275.58                | 6597.93   | 0.9 | Tidak aman |
| 8  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> - 0.3 EQ <sub>x</sub> | 12221.91  | 8756.64                | 7056.32   | 0.8 | Tidak aman |
|    | Lapisan Tanah 2                                    | 12221.91  | 8756.64                | 6597.93   | 0.8 | Tidak aman |

##### Kontrol Stabilitas Daya Dukung Tanah

$$Q_{ult} = C \cdot N_c (1 + 0,3 \frac{B}{L}) + P_o \cdot (N_q - 1) + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$(1 + 0,2 \frac{B}{L})$$

$$= 26,478 \times 15,8 (1 + 0,3 \times \frac{6}{12}) + 24,128 \times (7,07 - 1)$$

$$+ 0,5 \times 18,56 \times 5 \times 6,20 (1 + 0,2 \times \frac{6}{12})$$

$$= 691.453 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{691,453}{3}$$

$$= 230,484 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 6 Kontrol Stabilitas Daya Dukung Tanah

| No | Kombinasi Beban                                    | Beban Vertikal | L  | B | e      | omax      | Keterangan |
|----|----------------------------------------------------|----------------|----|---|--------|-----------|------------|
| 1  | Daya layan 1                                       | 13171.589      | 12 | 6 | -0.096 | 165.45726 | aman       |
| 2  | Daya layan 2                                       | 13661.307      | 12 | 6 | -3.078 | -394.2018 | tidak aman |
| 3  | Daya layan 3                                       | 12761.682      | 12 | 6 | -3.109 | -373.8129 | tidak aman |
| 4  | Daya layan 4                                       | 11372.339      | 12 | 6 | -0.169 | 131.26628 | aman       |
| 5  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> + 0.3 EQ <sub>y</sub> | 12221.907      | 12 | 6 | -0.024 | 165.65421 | aman       |
| 6  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> - 0.3 EQ <sub>y</sub> | 12221.907      | 12 | 6 | -0.024 | 165.65421 | aman       |
| 7  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> + 0.3 EQ <sub>x</sub> | 12221.907      | 12 | 6 | -2.391 | -236.1981 | tidak aman |
| 8  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> - 0.3 EQ <sub>x</sub> | 12221.907      | 12 | 6 | -4.421 | -580.6429 | tidak aman |

### Perencanaan Pondasi

Pondasi yang direncanakan adalah sebagai berikut :

Kedalaman ( $H$ ) = 14,0 m

Diameter ( $D$ ) = 0,80 m

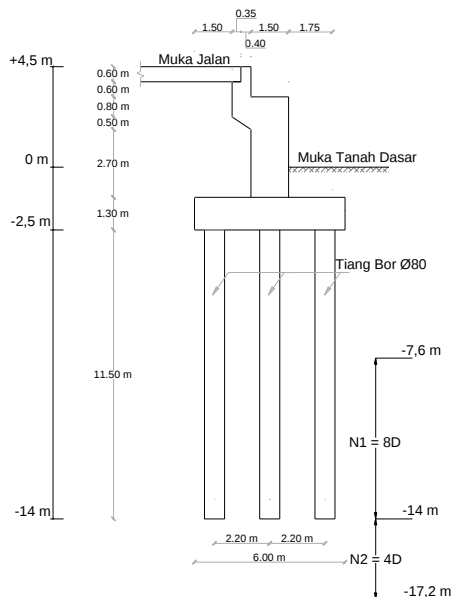
Panjang bored pile ( $L$ ) = 11,50 m

$$\text{Luas penampang } (A_p) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,8^2 = 0,5029 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling penampang } (p) = \pi \times 0,8 \text{ m} = 2,5143 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri tiang } (W_p) &= A_p \times L \times B_j \\ &= 0,5029 \times 11,5 \times 24 \\ &= 138,789 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Perhitungan Daya Dukung Aksial



Gambar 7 Rencana Pondasi

#### a. Daya dukung ujung tiang

Nilai SPT pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara 8D diatas ujung tiang hingga 4D di bawah ujung tiang, yaitu :

$$\begin{aligned} 8D \text{ diatas ujung tiang} &= 14,0 \text{ m} - 8D \\ &= 14,0 \text{ m} - (8 \times 0,80 \text{ m}) \\ &= 7,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4D \text{ dibawah ujung tiang} &= 14,0 \text{ m} + 4D \\ &= 14,0 \text{ m} + (4 \times 0,80 \text{ m}) \\ &= 17,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 7 Nilai Rata-rata SPT

| No       | Kedalaman | N-SPT  |
|----------|-----------|--------|
| 1        | 6         | 44.61  |
| 2        | 8         | 29.01  |
| 3        | 10        | 36.01  |
| 4        | 12        | 26.96  |
| 5        | 14        | 67.35  |
| 6        | 16        | 40.59  |
| 7        | 18        | 63.12  |
| $\Sigma$ |           | 307.65 |
|          |           | 43.95  |

#### b. Daya dukung selimut tiang ( $N_s$ )

Sementara nilai  $N_s$  didapat dari nilai rata rata  $N_{spt}$  sepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 2 m sampai 14 m yaitu sebagai berikut :

Tabel 8 Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

| No        | Kedalaman | N-SPT  |
|-----------|-----------|--------|
| 1         | 2         | 56.10  |
| 2         | 4         | 27.29  |
| 3         | 6         | 44.61  |
| 4         | 8         | 29.01  |
| 5         | 10        | 36.01  |
| 6         | 12        | 26.96  |
| 7         | 14        | 67.35  |
| $\Sigma$  |           | 287.32 |
| $\bar{x}$ |           | 41.05  |

Maka daya dukung aksial tiang bor adalah :

$$\begin{aligned} Q_u &= (40 \times N_b \times A_p) + (0,1 \times N_s \times A_s) \\ &= (40 \times 43,95 \times 0,503) + (0,1 \times 41,05 \times 26,4) \\ &= 885,029 + 108,24 \\ &= 993,269 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung ijin

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} = \frac{993,269}{2,5} \\ &= 397,307 \text{ ton} = 3896,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

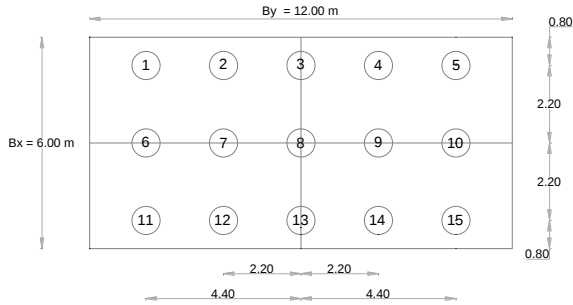
Syarat menentukan jarak tiang

$$\begin{aligned} 2,5 D \leq S \leq 3 D &= 2,5 \times 0,8 \leq S \leq 3 \times 0,8 \\ &= 2 \leq S \leq 2,4 \end{aligned}$$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pile cap ditentukan sebagai berikut:

$$S \geq D = S \geq 0,8 \text{ m}$$

Gambar 8 Susunan Rencana Pondasi



Efisiensi kelompok tiang dihitung menggunakan persamaan berikut :

a. Persamaan *Converse Labarre*

$$Eg = 1 - \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right) \times \tan \frac{D}{S}$$

$$= 1 - \left( \frac{(5-1)3 + (3-1)5}{90 \times 3 \times 5} \right) \times \tan \frac{0,8}{2,2}$$

$$= 0,674$$

b. Persamaan *Seiler Keeney*

$$Eg = 1 - \left( \frac{36s \times (m+n-2)}{(75s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

$$= 1 - \left( \frac{36 \times 2,2 \times (3+5-2)}{(75 \times 2,2^2 - 7) \times (3+5-1)} \right) + \frac{0,3}{3+5}$$

$$= 0,847$$

c. Persamaan *Los Angeles*

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \times (m(n-1) + n(m-1) + (m-1) \times (n-1) \sqrt{2})$$

$$= 1 - \frac{0,8}{\pi \times 2,2 \times 3 \times 5} \times (3(5-1) + 5(3-1) + (3-1)(5-1)\sqrt{2})$$

$$= 0,743$$

Dari ketiga persamaan diatas, diambil nilai efisien terkecil yaitu 0,647

Jadi nilai daya dukung kelompok :

$$Qpg = Eg \times n_{tiang} \times Qa$$

$$= 0,647 \times 15 \times 3869,255$$

$$= 39411,559 \text{ kN}$$

Syarat :  $Qpg > \Sigma P + Wp$

$$39411,559 \text{ kN} > 13611,307 + (15 \times 126,720 \times 1,2)$$

$$39411,559 \text{ kN} > 15942,267 \text{ kN} \quad \text{Aman}$$

Kontrol beban maksimum yang diterima setiap tiang bor :

$$\sum x^2 = 3 \times (4,4)^2 + 3 \times (2,2)^2 + 3 \times (0)^2 + 3 \times (-2,2)^2 + 3 \times (-4,4)^2$$

$$= 145,2 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 5 \times (2,2)^2 + 5 \times (0)^2 + 5 \times (-2,2)^2$$

$$= 48,4 \text{ m}^2$$

$$Mx = 41569,270 \text{ kNm}$$

$$My = 41569,270 \text{ kNm}$$

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{My \cdot Xi}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Yi}{\sum y^2}$$

Tabel 9 beban maks yang diterima tiap pondasi

| No. | Xi   | Yi   | Pmax (kN) | Pmin (kN) | Qa (kN)  | Keterangan |
|-----|------|------|-----------|-----------|----------|------------|
| 1   | -4.4 | 2.2  | 2033.263  | 92.372    | 3896.255 | aman       |
| 2   | -2.2 | 2.2  | 2492.797  | -367.161  | 3896.255 | aman       |
| 3   | 0    | 2.2  | 2952.330  | -826.695  | 3896.255 | aman       |
| 4   | 2.2  | 2.2  | 3411.863  | -1286.228 | 3896.255 | aman       |
| 5   | 4.4  | 2.2  | 3871.397  | -1745.761 | 3896.255 | aman       |
| 6   | -4.4 | 0    | 143.751   | 1981.884  | 3896.255 | aman       |
| 7   | -2.2 | 0    | 603.284   | 1522.351  | 3896.255 | aman       |
| 8   | 0    | 0    | 1062.818  | 1062.818  | 3896.255 | aman       |
| 9   | 2.2  | 0    | 1522.351  | 603.284   | 3896.255 | aman       |
| 10  | 4.4  | 0    | 1981.884  | 143.751   | 3896.255 | aman       |
| 11  | -4.4 | -2.2 | -1745.761 | 3871.397  | 3896.255 | aman       |
| 12  | -2.2 | -2.2 | -1286.228 | 3411.863  | 3896.255 | aman       |
| 13  | 0    | -2.2 | -826.695  | 2952.330  | 3896.255 | aman       |
| 14  | 2.2  | -2.2 | -367.161  | 2492.797  | 3896.255 | aman       |
| 15  | 4.4  | -2.2 | 92.372    | 2033.263  | 3896.255 | aman       |

### Perhitungan Daya Dukung Lateral

Penentuan kriteria tiang

$$Ep = 4700 \times \sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{35}$$

$$= 25742,9602 \text{ N/mm}^2$$

$$= 25742960,2 \text{ kN/m}^2$$

$$Ip = \frac{1}{64} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{64} \times 3,14 \times 0,8^2$$

$$= 0,0201 \text{ m}^4$$

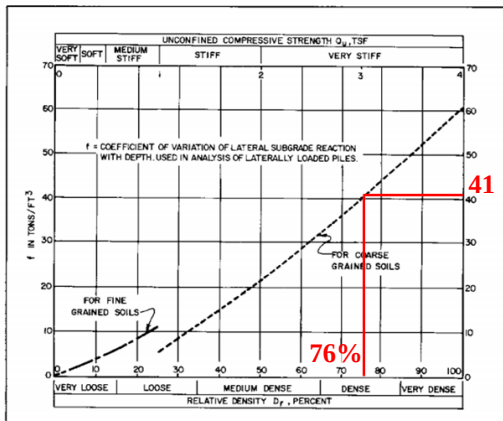
Tabel 10 Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

| No        | Kedalaman | N-SPT  |
|-----------|-----------|--------|
| 1         | 2         | 56.10  |
| 2         | 4         | 27.29  |
| 3         | 6         | 44.61  |
| 4         | 8         | 29.01  |
| 5         | 10        | 36.01  |
| 6         | 12        | 26.96  |
| 7         | 14        | 67.35  |
| $\Sigma$  |           | 287.32 |
| $\bar{X}$ |           | 41.05  |

Tabel 11 Korelasi N-SPT dengan kepadatan relatif

| Kepadatan    | Dr          | N <sub>SPT</sub> |
|--------------|-------------|------------------|
| Sangat lepas | < 0.15      | < 4              |
| Lepas        | 0.15 - 0.35 | 4 - 10           |
| Padat lepas  | 0.35 - 0.65 | 10 - 30          |
| Padat        | 0.65 - 0.85 | 30 - 50          |
| Padat sedang | 0.85 - 1.00 | > 50             |

Dihitung interpolasi didapat nilai Dr=76%



Gambar 9 Hubungan  $q_u$  dengan Kepadatan Relatif Tanah

Berdasarkan grafik didapat nilai  $q_u = 41 \text{ ton/ft}^2$   
 $= 14199,13 \text{ kN/m}^2$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \times I_p}{q_u}} = \sqrt[5]{\frac{25742960,2 \times 0,02011}{14199,13}} = 2,053 \text{ m}$$

Apabila dimasukkan ke dalam syarat  $L \geq 4T$ , maka didapat  $10,5 \geq 8,21$  maka dapat digolongkan ke dalam jenis tiang panjang.

Tabel 12 Korelasi nilai N-SPT dengan berat jenis tanah

| Compactness | Relative Density (%) | N-SPT (Blows/ft) | Angle of Internal Friction (deg) | Unit Weight |                 |
|-------------|----------------------|------------------|----------------------------------|-------------|-----------------|
|             |                      |                  |                                  | Moist (pcf) | Submerged (pcf) |
| Very Loose  | 0-15                 | 0-4              | <28                              | 100         | <60             |
| Loose       | 16-35                | 5-10             | 28-30                            | 95-125      | 55-65           |
| Medium      | 36-65                | 11-30            | 31-38                            | 110-130     | 60-70           |
| Dense       | 66-85                | 31-50            | 37-41                            | 110-140     | 65-85           |
| Very Dense  | 86-100               | >51              | >41                              | >130        | >75             |

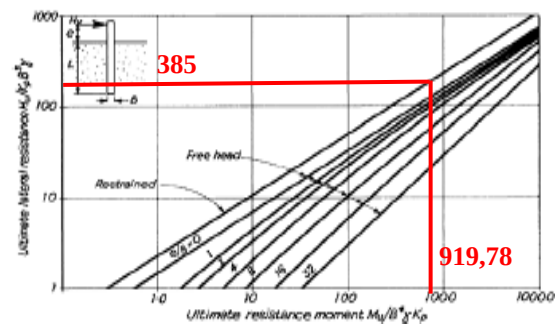
Dari perhitungan interpolasi didapatkan nilai :  
 $\gamma = 125 \text{ pcf} = 19,77 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 42,76^\circ$

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{42,76}{2} \right) = 2,287$$

Dari ketiga parameter diatas diperoleh nilai :

$$\frac{M_u}{D^4 \times \gamma \times K_p} = \frac{P_{\max} \times \text{jarak}}{0,8^4 \times 19,77 \times 2,287} = \frac{3871,397 \times 4,4}{0,8^4 \times 19,77 \times 2,287} = 919,788 \text{ kNm}$$

Bila nilai  $M_u$  dimasukkan kedalam grafik maka,



Gambar 10 Grafik hubungan antara  $M_u/B^3 \cdot \gamma \cdot K_p$  dan  $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$

Maka didapatkan nilai  $M_u/B^3 \cdot \gamma \cdot K_p$  yaitu 385, dan dihitung nilai  $X_o$  :

$$X_o = 0,82 \times \left( \frac{H_u}{K_p \times B^3 \times \gamma} \right)^{0,5} = 0,82 \times 19,62 = 16,090 \text{ m}$$

$$H_u = \frac{2 \times M_u}{e + 0,67 \times X_o} = \frac{2 \times 3871,398 \times 4,4}{e + 0,67 \times 16,090} = 3160 \text{ kN}$$

Jadi daya dukung lateral yang diijinkan adalah

$$H_u = \frac{H_u}{2,5} = \frac{3160,32}{2,5} = 1264,129 \text{ kN}$$

Kontrol geser terhadap *abutment* dan pondasi :

| No | Kombinasi Beban                                    | Tx<br>kN | H<br>kN | H <sub>ug</sub><br>kN | H + H <sub>ug</sub><br>kN | SF    | Keterangan |
|----|----------------------------------------------------|----------|---------|-----------------------|---------------------------|-------|------------|
| 1  | Daya layan 1                                       | 1280.03  | 6962.48 | 18961.93              | 25924.41                  | 20.25 | Aman       |
| 2  | Daya layan 2                                       | 1240.30  | 7150.47 | 18961.93              | 26112.40                  | 21.05 | Aman       |
| 3  | Daya layan 3                                       | 1302.80  | 6805.13 | 18961.93              | 25767.07                  | 19.78 | Aman       |
| 4  | Daya layan 4                                       | 1413.84  | 6271.82 | 18961.93              | 25233.75                  | 17.85 | Aman       |
| 5  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> + 0.3 EQ <sub>y</sub> | 8029.18  | 6597.93 | 18961.93              | 25559.87                  | 3.18  | Aman       |
| 6  | DL + 0.5LL + EQ <sub>x</sub> - 0.3 EQ <sub>y</sub> | 8029.18  | 6597.93 | 18961.93              | 25559.87                  | 3.18  | Aman       |
| 7  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> + 0.3 EQ <sub>x</sub> | 7275.58  | 6597.93 | 18961.93              | 25559.87                  | 3.51  | Aman       |
| 8  | DL + 0.5LL + EQ <sub>y</sub> - 0.3 EQ <sub>x</sub> | 8756.64  | 6597.93 | 18961.93              | 25559.87                  | 2.92  | Aman       |

## Penurunan

### Penurunan Tiang Tunggal

a. Penurunan akibat deformasi aksial tunggal

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \times Q_s)L}{A_p \times E_p} = \frac{(8697,165 + 0,5 \times 1061,47)10,5}{0,5029 \times 25742960,2} = 0,00747 \text{ m} = 0,747 \text{ cm}$$

b. Penurunan dari ujung tiang

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} = \frac{0,09 \times 8679,165}{0,8 \times 17259,704} = 0,0566 \text{ m} = 5,66 \text{ cm}$$

- c. Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$$\begin{aligned} S_{ps} &= \left( \frac{Q_s}{p \times l} \right) \times \frac{D}{E_s} \times (1 - V_s)^2 \times I_{ws} \\ &= \left( \frac{1061,472}{2,514 \times 10,5} \right) \times \frac{0,8}{7000} \times (1 - 0,30)^2 \times 3,268 \\ &= 0,00736 \text{ m} = 0,736 \text{ cm} \\ S_{izin} &= 10\% \times D \\ &= 10\% \times 80 \text{ cm} \\ &= 8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi penurunan tiang tunggal sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_e &= S_s + S_p + S_{ps} \\ &= 0,747 \text{ cm} + 5,657 \text{ cm} + 0,736 \text{ cm} \\ &= 7,140 \text{ cm} < 8 \text{ cm} \quad \text{Aman} \end{aligned}$$

#### Penurunan Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} S &= 7,140 \text{ cm} \\ B_g &= 600 \text{ cm} \\ D &= 80 \text{ cm} \\ S_g &= S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\ &= 7,140 \sqrt{\frac{600}{80}} = 19,554 \text{ cm} \end{aligned}$$

## 5. KESIMPULAN

### Kesimpulan

1. Dari hasil analisa perhitungan didapatkan tipe pondasi dengan Ø80 cm pada kedalaman tanah 14 m.
2. Daya dukung aksial pondasi tiang bor lebih besar dari beban vertical yang ditahan. Ini berarti pondasi tiang bor memenuhi untuk digunakan. Ada 2 macam daya dukung yang dianalisa, yaitu daya dukung ultimit tiang tunggal ( $Q_a$ ) dan daya dukung kelompok tiang ( $Q_{pg}$ ). Untuk daya dukung pondasi tiang tunggal didapat  $Q_a = 3896,25 \text{ kN}$  sedangkan daya dukung kelompok tiang ( $Q_{pg}$ ) sebesar  $39411,556 \text{ kN}$ .
3. Penurunan pondasi pada tiang tunggal adalah 7,14 cm dan pada tiang kelompok adalah 19,55 cm.

### Saran

Menyadari bahwa dalam proses penyusunan jurnal ini masih jauh dari kata sempurna, sehingga diharapkan dalam

menjabarkan isi skripsi, penulis lebih fokus dan detail, terlebih lagi harus mengacu pada peraturan-peraturan yang sudah ditetapkan dan tentunya dapat dipertanggung jawabkan.

## 6. DAFTAR PUSTAKA

- BSN. 2008. SNI 4153:2008. *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT*. Departemen Pekerjaan Umum
- BSN. 2013. SNI SNI 03:2847. *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. Departemen Pekerjaan Umum
- BSN. 2016. SNI 1725-2016. *Pembebanan Untuk Jembatan*. Departemen Pekerjaan Umum
- BSN. 2016. SNI 2833:2016 *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan*. Departemen Pekerjaan Umum
- Das, Braja M 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 1*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Das, Braja M 1988. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 2*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Hardiyatmo, Hary Cristiady. 2002. *Mekanika Tanah I*, Yogyakarta: Penerbit Gadjah Mada University Press
- Hardiyatmo, Hary Cristiady. *Mekanika Tanah II*, Yogyakarta: Penerbit Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, Hary Cristiady. 2018. *Analisa Perancangan pondasi II, Edisi 4*, Yogyakarta: Penerbit Gadjah Mada University Press.
- Josep E. Bowles, P.E., S.E. 1997 *Foundation Analysis And Design*
- Paulus P. Raharjo. 2005 *Manual Pondasi Tiang Edisi 3, Geotechnical Engineering Center Universitas Katolik Parahayang*. Bandung.