

STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN PONDASI *BORED PILE* PADA JEMBATAN SAMBIREJO STA 163+144 TOL SOLO-KERTOSONO FASE 1

A Agus Santosa¹⁾, Ester Priskasari¹⁾, Widya Lely Wilis²⁾

¹⁾Dosen Jurusan Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

²⁾Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Nasional Malang

Jl. Bendungan Sigura-gura no.2, Malang

E-mail : widya.lely.wilis@gmail.com

ABSTRACT

The construction of the Toll Road Solo-Kertosono Phase 1 in the section of Wilangan-Kertosono is part of the trans Java toll road that is being worked along 37,39 km. In this section, it is planned that 24 bridges will be built. One of them is Sambirejo Bridge STA 163 + 144 with a span length of 30 m and width of 16,2 m which is located in Sambirejo Village, Nganjuk Regency. Previously the type of foundation used was the driven pile foundation with $D = 60$ cm. Based on the results of the drilling log at a depth of 6,5 m it has reached hard soil with $N-SPT > 50$ types of solid sand soil. This essay taking title aims to plan dimensions and reinforcement of abutments and alternative bored pile foundation that is able to support loads of the upper structure.

Structural loads for bridges that work on abutments refer to SNI-1725-2016 and SNI-2833-2016. The method used to calculate the bearing capacity of a bored pile foundation is Reese and Wright's method and for the calculation of settlement using a semi-empirical method.

The calculation results obtained abutment dimensions with a height of 8,35 m, a width of 6,4 m, a length of 16,2 m. The reinforcement used for breast wall is the main bars D32-110, shrinkage bars D19-200 and tie bars D16-400. While the reinforcement on the pile cap is the main bars D32-70 with the shrinkage bars D32-280. The foundation used is a bored pile foundation $D = 80$ cm with a depth of 9 m. The bearing capacity of the group foundation is 16230,713 kN $> \Sigma P = 14409,540$ kN. The reinforcement used for foundation is the main bars of 12 D25 with spiral stirrup D10-100. The results of a single pile settlement is 5,840 cm and a group pile settlement is 16,517 cm.

Keywords : Bridge, Abutment, Bored Pile

ABSTRAK

Pembangunan jalan Tol Solo-Kertosono fase 1 seksi Wilangan-Kertosono merupakan bagian tol trans Jawa yang sedang dikerjakan sepanjang 37,39 km. Pada seksi ini rencananya akan dibangun 24 jembatan. Salah satunya adalah Jembatan Sambirejo STA 163+144 dengan panjang bentang 30 m dan lebar 16,2 m yang terletak di Desa Sambirejo, Kabupaten Nganjuk. Sebelumnya jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang dengan $D = 60$ cm. Berdasarkan hasil *drilling log* pada kedalaman 6,5 m sudah mencapai tanah keras dengan $N-SPT > 50$ jenis tanah pasir padat. Pengambilan judul ini bertujuan untuk merencanakan dimensi serta penulangan *abutment* dan alternatif pondasi *bored pile* yang mampu menahan beban struktur atasnya.

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 *Reese and Wright* dan untuk perhitungan penurunan menggunakan metode semi-empiris.

Dari hasil perhitungan diperoleh dimensi *abutment* dengan tinggi 8,35 m, lebar 6,4 m, panjang 16,2 m. Tulangan yang digunakan untuk *breast wall* adalah tulangan pokok D32-110, tulangan susut D19-200 serta tulangan geser D16-400. Sedangkan tulangan pada *pile cap* adalah tulangan pokok D32-70 dengan tulangan susut D32-280. Pondasi yang digunakan adalah pondasi *bored pile* $D = 80$ cm dengan kedalaman 9 m. Daya dukung kelompok pondasi sebesar 16230,713 kN $> \Sigma P = 14409,540$ kN. Tulangan yang digunakan untuk pondasi adalah tulangan pokok 12 D25 dengan sengkang spiral D10-100. Hasil penurunan tiang tunggal sebesar 5,840 cm dan penurunan tiang kelompok sebesar 16,517 cm.

Kata kunci : Jembatan, Abutment, Bored Pile

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia sebagai negara berkembang pada saat ini sedang melakukan banyak pembangunan infrastruktur untuk menunjang kehidupan masyarakat Indonesia. Salah satu infrastruktur yang dibangun untuk menunjang kehidupan adalah membangun jalan tol trans Jawa.

Pembangunan jalan Tol Solo-Kertosono fase 1 seksi Wilangan-Kertosono merupakan bagian tol trans Jawa yang sedang dikerjakan sepanjang 37,39 km. Pada seksi ini rencananya akan dibangun 24 jembatan. Salah satunya adalah Jembatan Sambirejo STA 163+144 yang terletak di Desa Sambirejo, Kabupaten Nganjuk.

Jembatan Sambirejo STA 163+144, memiliki panjang bentang 30 m dan lebar 16,2 m untuk tiap sisinya. Bagian bawah jembatan digunakan sebagai jalan desa. Berdasarkan bentuk strukturnya jembatan ini termasuk dalam tipe jembatan gelagar (*Girder Bridge*). *Abutment* yang digunakan harus mampu menahan beban struktur atas untuk disalurkan ke pondasi. Sebelumnya jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang dengan diameter= 60 cm. Berdasarkan hasil *drilling log* pada kedalaman 6,5 m merupakan tanah keras N-SPT > 50 dengan jenis tanah pasir padat. Penulis ingin memberikan alternatif perencanaan menggunakan pondasi *bored pile* dengan alasan sebagai berikut :

1. Proses pengeboran *bored pile* tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran yang membahayakan bangunan sekitarnya,
2. Dapat dipasang menembus batuan (kerikil atau padas muda),
3. Tidak ada risiko kenaikan muka tanah,
4. Kedalaman tiang mampu dikerjakan menggunakan pondasi *bored pile*.



Gambar 1.1 Lokasi Proyek Jembatan Sambirejo
(Sumber: Software Google Earth)

1.2 Identifikasi Masalah

Penulis mengidentifikasi masalah sebagai berikut :

- a. Pada area tersebut terdapat jalan desa, alternatif agar jalan desa tidak tertutup oleh timbunan adalah dengan dibangun jembatan,
- b. Pondasi yang digunakan sebelumnya adalah pondasi tiang pancang diameter= 60 cm, untuk

proses mobilisasinya sedikit sulit karena jalan desa yang sempit,

- c. Berdasarkan Pengujian Tanah *Standard Penetration Test* (SPT), kedalaman 6,5 m - 10,5 m sudah mencapai tanah keras dengan nilai N-SPT > 50 dengan jenis tanah pasir sangat padat.

1.3 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut :

- a. Berapa dimensi serta penulangan *abutment* ?
- b. Berapa beban struktur yang diterima oleh pondasi *bored pile*?
- c. Berapa besar daya dukung pondasi *bored pile*?
- d. Berapa tulangan yang digunakan untuk pondasi *bored pile*?
- e. Berapa penurunan yang terjadi pada pondasi *bored pile*?

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada skripsi ini dibatasi pada:

- a. Lokasi perencanaan adalah Jembatan Sambirejo STA 163+144 Tol Solo-Kertosono Fase 1,
- b. Jembatan termasuk dalam tipe jembatan gelagar (*Girder Bridge*),
- c. Struktur bawah jembatan menggunakan *abutment* tipe kantilever
- d. Pondasi bagian bawah direncanakan menggunakan *bored pile*,
- e. Standar pembebanan untuk jembatan, SNI 1725 2016,
- f. Standar persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, SNI-03-2847-2013,
- g. Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan, SNI-2833-2016,
- h. Tidak meninjau dari segi metode pelaksanaan, analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi.

1.5 Tujuan Perencanaan

Adapun tujuan dari penulis membuat skripsi ini antara lain adalah :

- a. Menghitung kontrol dimensi *abutment* dan rencana penulangan,
- b. Menghitung beban struktur yang diterima oleh pondasi,
- c. Merencanakan pondasi yang mampu menahan beban struktur di atasnya sesuai dengan peraturan yang berlaku,
- d. Merencanakan dimensi serta penulangan pondasi,
- e. Menghitung penurunan pondasi akibat beban struktur atas,

1.6 Kegunaan Hasil Perencanaan

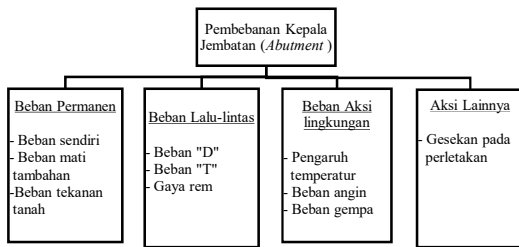
Dari hasil perencanaan ini diharapkan memberi kegunaan antara lain :

- Kegunaan bagi penulis, perencanaan ini berguna untuk mengaplikasikan teori dibidang geoteknik yang didapat dibangku kuliah menggunakan peraturan yang ada,
- Kegunaan bagi jurusan Teknik Sipil ITN, sebagai literatur dikemudian hari untuk perencanaan abutment dengan pondasi *bored pile*,
- Kegunaan bagi masyarakat, memberikan pengetahuan kepada masyarakat tentang perencanaan struktur bawah jembatan.

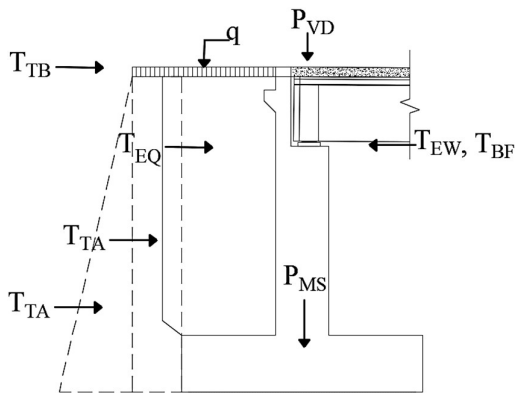
2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pembebanan Abutment

Berdasarkan pedoman perencanaan pembebanan jembatan jalan raya SNI 1725-2016 beban-beban yang bekerja pada *abutment* antara lain:



Gambar 2.1 Pembebanan Pada Abutment



Gambar 2.2 Analisa Beban pada Abutment

Keterangan :

- P_{VD} = gaya tekan vertikal akibat beban dari atas
 P_{MS} = gaya tekan vertikal akibat berat sendiri *abutment*
 q = beban merata plat injak akibat berat timbunan tanah
 T_{TB} = gaya rem
 T_{EW} = beban angin
 T_{EQ} = tekanan tanah dinamis akibat gempa
 T_{BF} = gaya gesekan pada perletakan
 T_{ET} = pengaruh temperatur

T_{TA} = gaya akibat tekanan tanah

2.2 Pondasi Bored Pile

Pondasi tiang bor (*bored pile*) adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah pada awal pengerjaannya. *Bored pile* dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi tulangan dan dicor beton.

2.2.1 Uji Standard Penetration Test (SPT)

Suatu metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui, baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Tahap pertama dicatat sebagai kedudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap ke-dua dan ke-tiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan/0,3 m). Data SPT yang ada kemudian dikoreksi terhadap dua hal, meliputi:

- Koreksi terhadap muka air tanah

Jika nilai N lebih besar dari 15, maka nilai N harus direduksi/dikoreksi menjadi,

$$N'_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15)$$

- Koreksi *overburden*

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{P_{o'}}{P_r}}$$

Keterangan :

- C_N = nilai koreksi *overburden*
 $P_{o'}$ = tekanan *overburden* efektif (kN/m²)
 P_r = tegangan efektif referensi = 100 kN/m² sehingga nilai N menjadi

$$N = C_N \cdot N'$$

dengan $N' = N$ yang diperoleh dari pembacaan grafik SPT terlampir

2.2.2 Kapasitas Dukung Pondasi Bored Pile

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

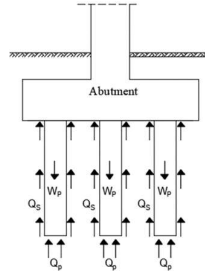
Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam, yaitu :

- Tiang gesek (*friction pile*)
 Adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.
- Tiang dukungan ujung (*end bearing pile*)
 Merupakan tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya

tiang dukung ujung berada dalam zone tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras.

2.2.2.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Metode yang digunakan dalam perencanaan pondasi *bored pile* adalah metode Reese and Wright (1977) dalam Buku Manual Pondasi Tiang.



Gambar 2.3 Kapasitas Dukung Tiang

Kapasitas dukung ultimit merupakan penjumlahan antara kapasitas dukung ujung dan kapasitas dukung selimut tiang yang dapat dinyatakan dalam bentuk :

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

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 pondasi tiang (ton)
- Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang (ton)
- q_p = tahanan ujung per satuan luas (ton/m^2)
- A = luas penampang tiang bor (m^2)

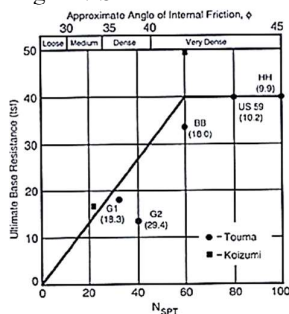
Kapasitas dukung ultimit pada ujung tiang bor dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_p = q_p \cdot A$$

Keterangan :

- Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang (ton)
- q_p = tahanan ujung per satuan luas (ton/m^2)
- A = luas penampang tiang bor (m^2)

Pada tanah kohesif besarnya tahanan ujung per satuan luas, q_p dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah, sedangkan untuk tanah non kohesif, Reese & Wright (1977) mengusulkan korelasi antara q_p dengan N_{SPT} .



Gambar 2.4 Kapasitas Ujung Ultimit pada Tanah Non-Kohesif

Untuk kapasitas dukung selimut lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara sisi tiang dengan tanah disekitarnya.

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot p$$

Keterangan :

- Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)
- f_s = gesekan selimut tiang (ton/m^2)
- L = panjang tiang (m)
- p = keliling penampang tiang (m)

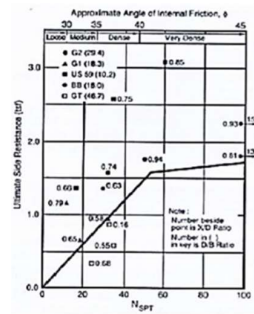
Reese & Wright (1977) untuk kondisi tanah kohesif dalam menghitung gesekan selimut tiang

$$f_s = \alpha \cdot c_u$$

Keterangan :

- α = faktor adhesi (diambil sebesar 0,55)
- c_u = kohesi tanah

Pada tanah non- kohesif, nilai f_s diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{SPT} seperti pada gambar berikut :



Gambar 2.5 Kapasitas Selimut Ultimit pada Tanah Non-Kohesif

2.2.2.2 Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_a)

Penentuan kapasitas dukung ijin pondasi tiang untuk beban aksial, Q_a atau Q_{all} diperoleh dengan membagi daya dukung ultimit, Q_u atau Q_{ult} , dengan suatu faktor keamanan. Daya dukung ijin tiang dapat dinyatakan dalam persamaan berikut:

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

Keterangan :

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

Tabel 2.1 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

2.2.3 Jumlah Tiang

Untuk menentukan jumlah tiang yang akan dipasang beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang, maka rumus yang digunakan yaitu:

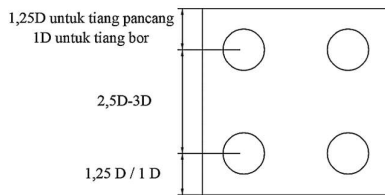
$$n = \frac{P}{Q_a}$$

Keterangan :

P = beban yang bekerja

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang tunggal

2.2.4 Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok



Gambar 2. 6 Jarak Antar Tiang Dalam *Pile Cap*

Keterangan :

S = jarak masing-masing tiang (m)

D = diameter tiang (m)

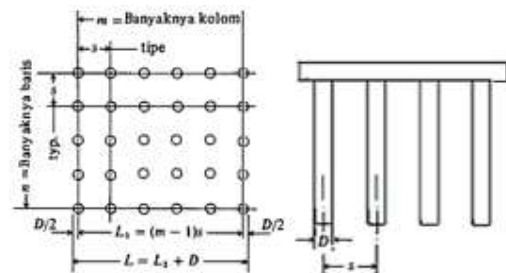
Ketentuan di atas ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut:

1. Bila $S < 2,5 D$, kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan. Pengaruh kelompok tiang akan cukup besar pada tiang geser, sehingga daya dukung tiang dalam kelompok akan lebih kecil dari gaya dukung tiang secara individu

2. Bila $S > 3 D$, maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran atau dimensi dari poer (*footing*) maka akan memperbesar biaya.

2.2.5 Efisiensi Bored Pile

Nilai efisiensi digunakan untuk mereduksi nilai daya dukung kelompok karena terjadi *overlapping* tegangan disekitar tiang. Semakin dekat jarak antar tiang 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 2. 7 Baris Kelompok Tiang (Bowles,1997)

Perbedaan antar tiang kelompok dan tiang tunggal adalah nilai efisiensi untuk tiang kelompok $E_g < 1$ dan nilai efisiensi untuk tunggal $E_g = 1$. Berikut adalah rumus-rumus efisiensi

a. Persamaan *Converse Labarre*

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

b. Persamaan *Los Angeles Group*

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

c. Persamaan *Seiler - Keeney*

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

Keterangan :

θ = $\tan^{-1} (D/S)$ dalam derajat

D = diameter tiang

s = jarak antara as-as tiang yang berdekatan

n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

m = jumlah baris tiang

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan melibatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus pada persamaan berikut.

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

Keterangan :

Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

E_g = efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang dalam kelompok

Q_a = Daya dukung ijin tiang tunggal

2.2.6 Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang Bor

Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang (kolom) 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.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{My \cdot x}{ny \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{nx \cdot \Sigma y^2} < Q_u \text{ ijin}$$

Keterangan :

P = beban maksimum yang diterima oleh tiang

ΣV = jumlah total beban normal

Mx = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X

My = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y

x = absis terhadap titik berat kelompok tiang

y = ordinat terhadap titik berat kelompok tiang

ny = banyaknya tiang dalam satu baris arah- Y

nx = banyaknya tiang dalam satu baris arah- X

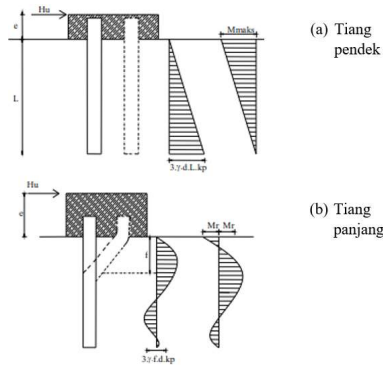
Σx^2 = jumlah kuadrat absis - absis tiang

Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat - ordinat tiang

2.2.7 Kapasitas Dukung Lateral Tiang (H_u)

Beban lateral dan momen dapat bekerja pada pondasi tiang akibat gaya gempa, gaya angin pada struktur atas, tekanan aktif tanah pada abutment jembatan, atau gaya tumbukan kapal dan lain-lain. Dalam analisis, kondisi kepala tiang bebas (*free head*) dan kepala tiang terjepit (*fixed head* atau *restrained*).

Dalam perhitungan pondasi tiang yang menerima beban lateral, disamping kondisi kepala tiang umumnya tiang juga perlu dibedakan berdasarkan perilakunya sebagai pondasi tiang pendek (tiang kaku) atau pondasi tiang panjang (tiang elastis).



Gambar 2. 8 Mekanisme Keruntuhan Tiang Pendek dan Tiang Panjang pada Keadaan Tiang Ujung Jepit dalam Tanah Non-Kohesif (Broms, 1964)

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \times I_p}{\eta b}}$$

Keterangan:

- E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m^2)
- I_p = momen inersia tiang (m^4)
- ηb = konstanta modulus subgrade tanah
- T = faktor kekakuan
- $H_u = 1,5 \cdot \gamma' \cdot L^2 \cdot B \cdot K_p$
- $M_{max} = \gamma' \cdot L^3 \cdot B \cdot K_p$

Keterangan :

- B = diameter pondasi (m)
- H_u = tahanan lateral tiang (kN)
- L = panjang pondasi (m)
- γ' = berat jenis tanah (kN/m^3)
- K_p = koefisien tanah pasif

2.2.8 Penurunan

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

2.2.8.1 Penurunan Tunggal

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

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

- S_e = penurunan elastis total pondasi
- S_s = penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal

- S_p = penurunan dari ujung tiang
- S_{ps} = penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

a. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal

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

Keterangan:

- Q_p = daya dukung ujung tiang
- Q_s = daya dukung selimut tiang
- A_p = luas ujung tiang bawah
- L = panjang tiang
- E_p = modulus elastisitas material tiang
- α = 0,5 jika distribusi gesekan berbentuk parabola atau 0,67 jika segitiga

b. Penurunan dari ujung tiang

$$S_p = \frac{C_p \times Q_p}{D \times q_p}$$

Keterangan:

- C_p = koefisien empiris
- D = diameter tiang
- Q_p = daya dukung batang ujung tiang
- q_p = tahanan ujung tiang

c. Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_s}{p \times L} \right) \times \frac{D}{E_s} \times (1 - V_s)^2 \times I_{ws}$$

Keterangan:

- p = keliling penampang tiang
- L = panjang tiang
- E_s = modulus elastisitas tanah
- V_s = Angka poisson
- I_{ws} = faktor pengaruh, $2+0,35 \times \sqrt{L/D}$

2.2.8.2 Penurunan Pondasi Kelompok

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

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

Keterangan:

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

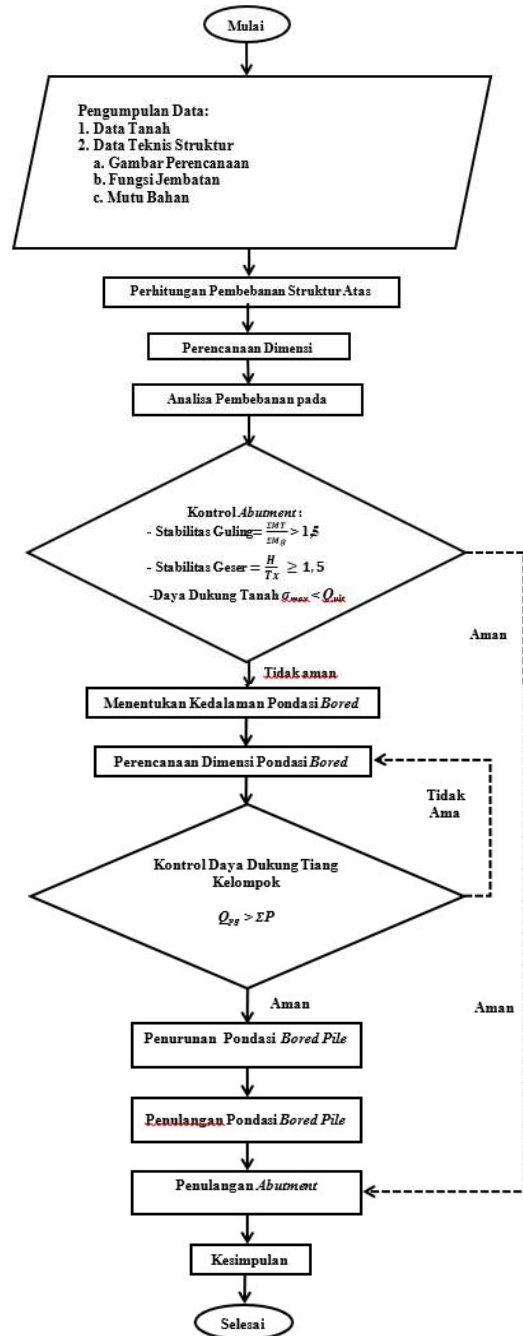
3. METODOLOGI

3.1 Data Perencanaan

- Panjang bentang : 30 meter
- Lebar jembatan : 16,2 meter
- Struktur utama jembatan : jembatan pra-tegang
- Bentuk *abutment* : *abutment* kantilever type "T" terbalik

Jenis pondasi : bored pile
 Mutu Bahan,
 Beton
 - Abutment, $f'c$ = 20 Mpa
 - Pondasi bored pile, $f'c$ = 30 Mpa
 Besi beton
 - Mutu baja BJTD 39 (f_y) = 390 Mpa

3.2 Diagram Alir



Gambar 3. 1 Diagram Alir Perencanaan Abutment dan Pondasi Bored Pile

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Pembebanan Jembatan

Dari hasil perhitungan pembebanan jembatan berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833-2016

Tabel 4.1 Rekap Beban Yang Bekerja

No	Uraian	Kode	Beban		Beban Horizontal		Lenasan		Momen	
			Vertikal (kN)	(Tx) (kN)	(Ty) (kN)	X (m)	Y (m)	Vertikal (kNm)	Horizontal (kNm)	
Aksi Tetap										
1	Beban Sendiri Struktur Atas	MSa	3848,112			3,20		12313,958		
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	MSb	9893,901			3,70		36607,542		
3	Beban Mati Tambahan	MA	617,470			3,20		1975,903		
4	Tekanan tanah aktif	TAA		4625,341				2,87		13252,750
5	Tekanan tanah pasif	TAP		-1943,819				0,77		-1490,261
Beban Lajur-Lajur										
6	Beban Lajur "D"	TD		3115,080		3,20		9968,256		
7	Gaya Rem	TB		128,275			6,50			833,788
Aksi Lingkungan										
8	Temperatur	ELu		19,688			6,50			127,969
9	Beban angin pada struktur	EWa			164,422		6,50			1068,744
10	Beban angin pada kendaraan	EWL	50,06			3,20		160,18		
11	Beban gempa struktur atas (x)	EQx		2860,924			6,50			18596,006
12	Beban gempa struktur atas (y)	EQy			2164,409		6,50			14068,659
13	Beban gempa struktur bawah (x)	EQx		3299,528			3,25			10737,214
14	Beban gempa struktur bawah (y)	EQy			2080,193		3,25			6769,294
15	Tek. tanah dinamis	EAs		4002,546			5,33			21346,910
Aksi Lainnya										
16	Gaya Gesek Perletakan	BF		669,837			6,50			4353,942
Total			14409,540	16777,400	4409,024			61025,843		89665,015

4.2 Kontrol Dimensi Abutment

4.2.1 Kontrol Stabilitas Guling

$$SF = \frac{EMT}{SMg} > 1,5$$

Tabel 4.2 Kontrol Stabilitas Guling

No	Kombinasi Beban	Momen		Faktor Keamanan	Keterangan
		Tahan (kNm)	Guling (kNm)		
1	Daya layan 1	61025,843	17398,811	3,5	Aman
2	Daya layan 2	63856,137	17328,324	3,7	Aman
3	Daya layan 3	58872,009	16911,431	3,5	Aman
4	Daya layan 4	51057,587	16992,521	3,0	Aman
5	DL + 0.5LL + EQx + 0.3 EQy	55881,532	65938,484	0,8	Tidak aman
6	DL + 0.5LL + EQx - 0.3 EQy	55881,532	53435,712	1,0	Tidak aman
7	DL + 0.5LL + EQy + 0.3 EQx	55881,532	45048,959	1,2	Tidak aman
8	DL + 0.5LL + EQy - 0.3 EQx	55881,532	14640,881	3,8	Aman

4.2.2 Kontrol Stabilitas Geser

$$SF = \frac{H}{Tx} \ge 1,5$$

Tabel 4.3 Kontrol Stabilitas Geser

No	Kombinasi Beban	P (kN)	Tx (kN)	H (kNm)	SF	Keterangan
1	Daya layan 1	14409,540	6614,586	7342,027	1,110	Tidak aman
2	Daya layan 2	14359,483	7587,409	7316,522	0,964	Tidak aman
3	Daya layan 3	14359,483	5965,731	7316,522	1,226	Tidak aman
4	Daya layan 4	14409,540	3373,012	7342,027	2,177	Aman
5	DL + 0.5LL + EQx + 0.3 EQy	14359,483	13772,174	7316,522	0,531	Tidak aman
6	DL + 0.5LL + EQx - 0.3 EQy	14359,483	13772,174	7316,522	0,531	Tidak aman
7	DL + 0.5LL + EQy + 0.3 EQx	14359,483	7846,306	7316,522	0,932	Tidak aman
8	DL + 0.5LL + EQy - 0.3 EQx	14359,483	4274,100	7316,522	1,712	Aman

4.2.3 Kontrol Stabilitas Daya Dukung Tanah

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \leq Q_{ult}$$

$$Q_{ult} = c \cdot Nc (1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}) + Po \cdot (Nq - 1) + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N\gamma \cdot (1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L})$$

$$= 0 \times 23,94 \times (1 + 0,3 \cdot \frac{6,4}{16,2}) + 12,88 \text{ kN/m}^2 \times (13,20 - 1) + 0,5 \times (18,40 - 9,81) \text{ kN/m}^2 \times 6,4 \text{ m} \times 14,47 \times (1 + 0,2 \cdot \frac{6,4}{16,2})$$

$$= 586,148 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4.3 Kontrol Stabilitas Daya Dukung Tanah

No	Kombinasi Beban	Beban Vertikal	L	B	e	omax	Keterangan
1	Daya layan 1	14409,540	16,2	6,4	0,172	162,437	aman
2	Daya layan 2	14359,483	16,2	6,4	0,040	143,720	aman
3	Daya layan 3	14359,483	16,2	6,4	0,278	174,575	aman
4	Daya layan 4	14409,540	16,2	6,4	0,836	249,899	tidak aman
5	DL + 0.5LL + EQ _x + 0.3 EQ _y	14359,483	16,2	6,4	3,900	644,930	tidak aman
6	DL + 0.5LL + EQ _x - 0.3 EQ _y	14359,483	16,2	6,4	3,030	531,877	tidak aman
7	DL + 0.5LL + EQ _x + 0.3 EQ _y	14359,483	16,2	6,4	2,446	456,042	tidak aman
8	DL + 0.5LL + EQ _x - 0.3 EQ _y	14359,483	16,2	6,4	0,328	181,084	aman

4.3 Perencanaan Pondasi

Pondasi yang direncanakan sebagai berikut:

Kedalaman (H) = 9,00 m

Diameter (D) = 80 cm = 0,8 m

Panjang bored pile (L) = 6,7 m

Luas penampang (A_p) = $1/4 \pi D^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,8^2$
= 0,503 m²

Keliling penampang (p) = $2 \cdot \pi \cdot r = 2 \times \pi \times 0,4$ m
= 2,513 m

Berat sendiri (W_p)

= $A_p \cdot L \cdot B_j$

= 0,503 m x 6,7 m x 24 kN/m³

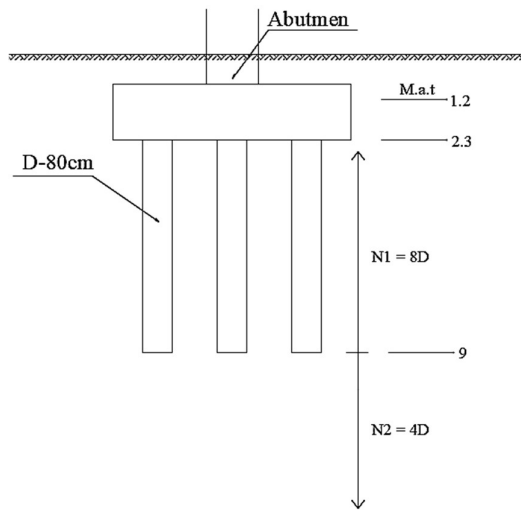
= 80,827 kN

Berat tanah diatas pile cap (W_s)

= $V_s \cdot \gamma_s = 2,5 \text{ m} \times 16,2 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 18,56 \text{ kN/m}^3$

= 601,344 kN

4.3.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial



Gambar 4. 1 Rencana Dimensi Pondasi

a. Daya Dukung Ujung Tiang

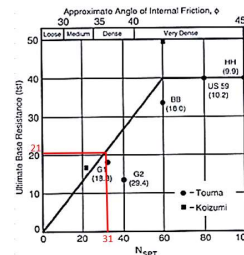
Nilai SPT pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara 8D diatas dasar tiang hingga 4D di bawah dasar tiang, yaitu :

8 D diatas ujung tiang = 8 m - 8 D
= 8 m - (8 x 0,8 m)
= 1,6 m

4 D dibawah ujung tiang = 8 m + 4 D
= 8 m + (4 x 0,8 m)
= 11,2 m

Tabel 4.3 Nilai Rata-rata SPT

No.	Kedalaman (m)	N-SPT (blows/ft)
1	3,5	20
2	4,5	33
3	6,5	40
4	7,5	38
5	9,5	33
6	10,5	32
7	13	21
\bar{X}		218
\bar{X}		31



Gambar 4. 2 Plot Nilai Kapasitas Ujung Ultimit pada Tanah Non-Kohesif

Berdasarkan Gambar diatas, untuk $N-SPT = 31$ di dapat nilai ultimit tahanan ujung (q_p) = 21 t/ft² = 2252,250 kN/m², maka :

$$Q_p = q_p \cdot A_p = 2252,250 \text{ kN/m}^2 \times 0,503 \text{ m}^2 = 1132,104 \text{ kN}$$

b. Daya Dukung Selimut Tiang

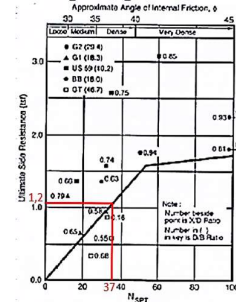
Berdasarkan data penelitian tanah pada pembangunan jembatan ini tanah pondasinya berlapis,

f_s (gesekan selimut tiang)

tanah kohesif (lempung) kedalaman 2,3 - 4,5 m

$$f_{s1} = \alpha \cdot cu = 0,55 \times 63 \text{ kN/m}^2 = 34,650 \text{ kN/m}^2$$

tanah non-kohesif (pasir padat) kedalaman 4,5- 9 m



Gambar 4. 3 Plot Nilai Kapasitas Ujung Selimut pada Tanah Non-Kohesif

$$f_s^2 = 1,2 \text{ t/ft}^2 = 128,700 \text{ kN/m}^2$$

Didapat hasil f_s pada tiap layer seperti pada tabel di bawah ini :

Tabel 4. 4 Rekap Gesekan Selimut Tiang

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	f_s kN/m ²	l_i (m)	$f_s \times l_i$ kN/m
0-4,5	Lempung berlanau	34,650	2,2	76,230
4,5-9	Pasir padat	128,700	3,5	579,150
\bar{X}				655,380

Maka daya dukung selimut tiang :

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_s \cdot l_i \cdot p$$

$$= 655,380 \text{ kN/m}^2 \times 2,513 \text{ m}^2$$

$$= 1647,150 \text{ kN}$$

Jadi daya dukung satu tiang :

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$= 1132,104 \text{ kN} + 1647,150 \text{ kN} - 80,827 \text{ kN}$$

$$= 2698,427 \text{ kN}$$

Daya dukung ijin

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} = \frac{2698,427}{2,5} = 1079,371 \text{ kN}$$

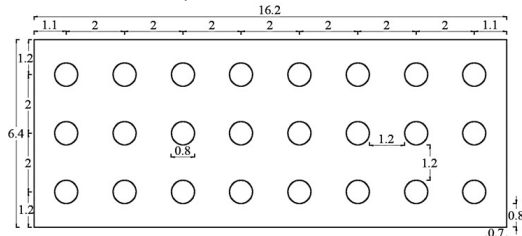
Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$2,5 D \leq S \leq 3 D = 2,5 \times 0,8 \leq S \leq 3 \times 0,8$$

$$= 2 \leq S \leq 2,4$$

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

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



Gambar 4. 3 Susunan Pondasi Bored Pile

Efisiensi kelompok tiang dapat ditentukan dengan persamaan dibawah ini :

a. Persamaan *Converse Labarre*

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

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

$$= 0,627$$

b. Persamaan *Los Angeles Group*

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

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

$$= 0,773$$

c. Persamaan *Seiler - Keeney*

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

$$= \left\{ 1 - \left[\frac{36 \times 2}{75 \times 2^2 - 7} \right] \left[\frac{3+8-2}{3+8-1} \right] \right\} + \frac{0,3}{3+8}$$

$$= 0,806$$

Dari ketiga persamaan diatas, diambil efisiensi yang terkecil yaitu 0,627

Jadi, daya dukung *bored pile* dalam kelompok :

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

$$= 0,627 \times 24 \times 1.079,371 \text{ kN}$$

$$= 16230,713 \text{ kN}$$

Syarat : Nilai $Q_{pg} > \Sigma P + W_s$, maka sebagai berikut:

$$16230,713 \text{ kN} > 15010,884 \text{ kN}$$

$$16230,713 \text{ kN} > 15010,884 \text{ kN} \quad \text{Aman}$$

4.3.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral Ijin

Penentuan Kriteria Tiang

$$E_p = 4700 \times \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25743000 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 = \frac{1}{64} \times \pi \times 0,8^4$$

$$= 0,020 \text{ m}^4$$

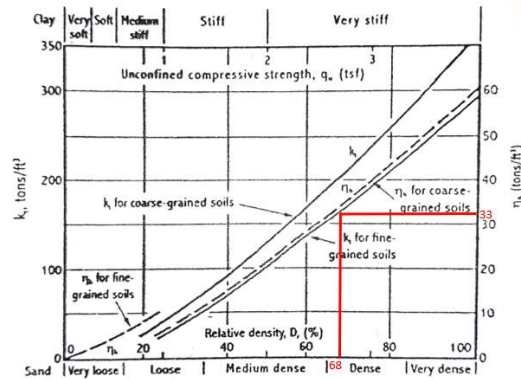
Tabel 4.5 Rata-rata *N-SPT* Di Sepanjang Tiang

Kedalaman (m)	N-SPT (blows/ft)
3,5	20
4,5	33
6,5	40
7,5	38
9,5	33
\bar{X}	165
\bar{X}	33

Tabel 4.6 Korelasi N-SPT Dengan Berat Isi (ρ) Untuk Tanah Pasir

Kepadatan	D_r	N-SPT
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

Didapatkan $D_r = 68\%$, melalui interpolasi



Gambar 4. 4 Hubungan ηh dengan Kepadatan Relatif Tanah Pasir

Menurut grafik diatas didapat nilai $\eta h = 33 \text{ ton/ft}^3 = 10791 \text{ kN/m}^3$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta h}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{25743000 \cdot 0,020}{10791}}$$

$$= 2,169 \text{ m}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat

$$L \geq 4 T \text{ tiang panjang (Elastis)}$$

$$6,7 < 8,676 \text{ tidak memenuhi}$$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang pendek kaku

Tabel 4.7 Korelasi N-SPT dengan Berat Jenis

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

Melalui interpolasi maka didapatkan :

$$\gamma = 113.157 \text{ pcf} = 17,775 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 37,42^\circ$$

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

$$= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{37,42}{2} \right)$$

$$= 4,098$$

Beban lateral ultimit untuk tiang pendek dinyatakan oleh,

$$H_u = (3/2) \gamma d L^2 K_p$$

$$= 1,5 \times 17,775 \text{ kN/m}^3 \times 0,8 \text{ m} \times 6,7^2 \text{ m} \times 4,098$$

$$= 3923,400 \text{ kN}$$

$$H_{ijin} = \frac{3923,400}{2,5} \text{ kN}$$

$$= 1569,360 \text{ kN}$$

Karena merupakan tiang pendek maka keruntuhan tiang akan berupa translasi.

Beban lateral yg perlu ditahan pondasi (H_u)

$$(1,5 - 0,531) \times 13772,174 = 13341,740 \text{ kN}$$

Beban lateral yang mampu ditahan abutment (H)

$$= 7316,522 \text{ kN}$$

Beban lateral ijin pondasi kelompok (H_{ug})

$$1569,360 \text{ kN} \times 24 = 37664,640 \text{ kN}$$

Beban lateral yang mampu ditahan abutmen + pondasi ($H+H_{ug}$)

$$7316,522 \text{ kN} + 37664,640 \text{ kN} = 44981,162 \text{ kN}$$

Jadi $H+H_{ug} > T_x$

$$44981,162 \text{ kN} > 13772,174 \text{ kN} \text{ Aman}$$

4.3.3 Penjabaran Reaksi Tiang Vertikal

Setelah daya dukung tiang yang diizinkan diperoleh, lalu dihitung banyaknya tiang yang diperlukan dan pembagian beban ke kepala tiang. Bila reaksi yang diperoleh ternyata melebihi daya dukung yang diizinkan, maka harus diperiksa kembali sehingga reaksi yang diperoleh terletak dalam batas harga yang ditentukan.

$$\text{Jumlah baris tiang } n_y = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang dalam 1 baris } n_x = 8 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 24 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antara tiang dalam arah x} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antara tiang dalam arah y} = 2 \text{ m}$$

$$P = 14359,483 \text{ kN}$$

$$M_x = 65938,484 \text{ kN.m}$$

$$n_y \cdot \Sigma x^2 = 8 \times 2^2 + 8 \times (-2)^2 = 64 \text{ m}^2$$

$$n_x \cdot \Sigma y^2 = 3 \times 2 \times (1)^2 + 3 \times 2 \times (3)^2 + 3 \times 2 \times (5)^2$$

$$+ 3 \times 2 \times (7)^2$$

$$= 504 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$= \frac{14359,483}{24} + \frac{65938,484 \times 2}{504}$$

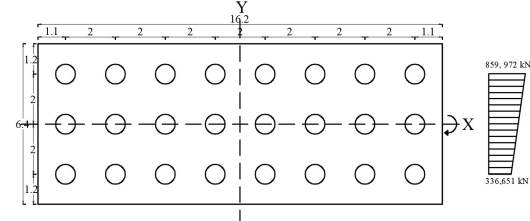
$$= 859,972 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_x \cdot y}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$= \frac{14359,483}{24} - \frac{65938,484 \times 2}{504}$$

$$= 336,651 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 1079,371 \text{ kN} > P_{max} = 859,972 \text{ kN} \text{ Aman}$$



Gambar 4.5 Beban yang Diterima Tiang

4.3.4 Penurunan

4.3.4.1 Penurunan Tiang Tunggal

a. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal

$$Q_p = 1186,014 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1523,987 \text{ kN}$$

$$A_p = 0,503 \text{ m}^2$$

$$L = 6,7 \text{ m}$$

$$E_p = 25743000 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,5$$

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

$$= \frac{(1132,104 \text{ kN} + 0,5 \times 1523,987 \text{ kN}) \times 6,7 \text{ m}}{0,503 \text{ m}^2 \times 25743000 \text{ kN/m}^2}$$

$$= 0,00015 \text{ m} = 0,015 \text{ cm}$$

b. Penurunan dari ujung tiang

Tabel 4.8 Nilai koefisien C_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat hingga lepas)	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
Lempung (teguh hingga lunak)	0,02 - 0,03	0,03 - 0,06
Lanau (padat hingga lepas)	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

$$C_p = 0,09$$

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

$$Q_p = 1.132,104 \text{ kN}$$

$$q_p = (Q_p) / (A_p)$$

$$= (1.132,104 \text{ kN}) / (0,503 \text{ m}^2)$$

$$= 2252,250 \text{ kN/m}^2$$

$$S_p = (C_p \times Q_p) / (D \times q_p)$$

$$= (0,09 \times 1132,104 \text{ kN}) / (0,8 \text{ m} \times 2252,250 \text{ kN/m}^2)$$

$$= 0,0565 \text{ m} = 5,655 \text{ cm}$$

c. Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$$p = 2,513 \text{ m}$$

$$L = 6,7 \text{ m}$$

$$E_s = 50000 \text{ (dari tabel 4.9)}$$

Tabel 4.9 Modulus Elastis Tanah (E_s)

Jenis Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000-100000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak Padat	50000 – 140000
lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Scrpil	140000 – 1400000

Tabel 4.10 Angka Poisson (μ)

Jenis Tanah	M
Lempung jenuh	0,4 - 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3
Lempung berpasir	0,2 - 0,3
lanau	0,3 - 0,35
Pasir padat	0,2 - 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4-0,7$)	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4-0,7$)	0,25
Batu (tergantug dan jenisnya)	0,1 - 0,4
Loose	0,1 - 0,3

$$V_s = 0,4 \text{ (dari tabel 4.32)}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0,35 \times \sqrt{\frac{6,7}{0,8}} = 3,013$$

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_s}{p \times L}\right) \times \frac{D}{E_s} \times (1 - V_s)^2 \times I_{ws}$$

$$= \left(\frac{1.647,150 \text{ kN}}{2,513 \text{ m}^2 \times 6,7 \text{ m}}\right) \times \frac{0,8 \text{ m}}{50000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \times (1 - 0,4)^2 \times 3,013$$

$$= 0,0017 \text{ m} = 0,170 \text{ cm}$$

$$S_{izin} = 10\% \cdot D$$

$$= 10\% \times 0,8 \text{ m}$$

$$= 8 \text{ cm}$$

Jadi penurunan tiang tunggal sebagai berikut :

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

$$= 0,015 \text{ cm} + 5,655 \text{ cm} + 0,170 \text{ cm}$$

$$= 5,840 \text{ cm} < 8 \text{ cm} \text{ Aman}$$

4.3.4.2 Penurunan Tiang Kelompok

$$S = 5,840 \text{ cm}$$

$$B_g = 640 \text{ cm}$$

$$D = 80 \text{ m}$$

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

$$= 5,840 \text{ cm} \sqrt{\frac{640 \text{ cm}}{80 \text{ cm}}}$$

$$= 16,517 \text{ cm}$$

4.3.5 Desain Tulangan Pokok Pondasi

Dicoba tulangan longitudinal 12 D25 dan tulangan spiral D10-100 dengan selimut beton 75 mm.

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (800 \text{ mm})^2$$

$$= 502654,825 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,01 \cdot A_g$$

$$= 0,01 \times 502654,825 \text{ mm}^2$$

$$= 5026,548 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,08 \cdot A_g$$

$$= 0,08 \times 502654,825 \text{ mm}^2$$

$$= 40212,386 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot Dst^2 \cdot n$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 12$$

$$= 5890,486 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} > A_{s \text{ min}}$$

$$5890,486 \text{ mm}^2 > 5026,548 \text{ mm}^2 \text{ Memenuhi}$$

4.3.6 Desain Tulangan Pokok *Breastwall* dan *Pilecap*

Perhitungan tulangan menggunakan SNI 2847-2013, didapatkan sebagai berikut :

Tabel 4. 11 Rekap Penulangan *Breastwall* dan *Pilecap*

Bagian	Tulangan Pokok	Tulangan Susut	Tulangan Geser
<i>Breastwall</i>	D32-110	D19-200	D16-400
<i>Pilecap</i>	D32-70	D32-280	

5 PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari rumusan masalah yang ada dapat disimpulkan bahwa dari analisa perhitungan perencanaan *abutment* dan pondasi *bored pile* pada Jembatan Sambirejo STA 163+144 Tol Solo-Kertosono Fase I adalah sebagai berikut :

1. Dimensi *abutment* yang digunakan adalah tinggi = 8,35 m, lebar = 6,4 m, panjang 16,2. Tulangan pada *breast wall* adalah tulangan pokok D32-110, tulangan susut D19-200, dan tulangan geser D16-400. Tulangan pokok *pile cap* D32-70 dengan tulangan susut D32-280.
2. Beban struktur yang diterima pondasi dari analisa pembebanan sebesar $\Sigma P = 14409,540 \text{ kN}$ dan $\Sigma H = 13341,740 \text{ kN}$.
3. Pondasi yang digunakan adalah pondasi *bored pile* diameter = 80 cm, dengan panjang tiang 6,7 m sebanyak 24 tiang. Daya dukung kelompok pondasi sebesar 16230,713 kN .
4. Tulangan pokok untuk pondasi *bored pile* adalah 12D25 dan tulangan spiral D10-100.
5. Penurunan tiang tunggal pondasi sebesar 5,840 cm dan penurunan tiang kelompok sebesar 16,517 cm

5.2 Saran

Saran dari penulis agar penelitian ini lebih kompleks, diantaranya perlu :

1. Dalam mendesain dimensi *abutment* sebaiknya melakukan trial sehingga didapat *safety factor* yang tidak terlalu besar atau boros agar dimensi *abutment* tetap aman dan ideal.

2. Ketelitian dalam penyelidikan tanah di lapangan harus diperhatikan, sehingga keakuratan dalam perhitungan perencanaan pondasi dapat maksimal.
3. Dalam merencanakan pondasi tiang, jarak tiang sangat mempengaruhi besar daya dukung kelompok tiang, oleh karena itu sebagai perencana harus pandai pandai memodifikasi tiang, agar didapat daya dukung yang aman dan efisien.

Rahardjo, PP. 2005. *Manual Pondasi Tiang*. Edisi ketiga. Publikasi GEC. Unpar

Sardjono, HS. 1988. *Pondasi Tiang Pancang*. Jilid kedua. Surabaya: Sinar Wijaya

Struyk, J, H; Van Der Veen; & Soemargono. 1995. *Jembatan*. Jakarta: Pradnya Paramita.

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
- Desain Spektra Indonesia. Internet. Tersedia di http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_sp_ekstra_indonesia_2011/
- Dharmanto, F. 2018. *Perencanaan Pondasi Tiang Bor dan Abutment Jembatan Sungai Kedung Galeng STA 28+201 pada Proyek Jalan Tol Pasuruan Probolinggo Seksi 3*. Skripsi . Tidak diterbitkan: Universitas Muhammadiyah Malang.
- Fitri, AA . 2017. *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Abutment dengan Pondasi Bored Pile. Studi kasus Overpass STA 0+716.523 Proyek Jalan Tol Solo- Kertosono Seksi 1 Multi Years*. Skripsi . Tidak Diterbitkan: UII
- Hardiyanto, HC. 1996. *Teknik Pondasi 1* . Jakarta : Gramedia Pustaka Utama
- Hardiyanto, HC. 2002. *Mekanika Tanah 1* . Yogyakarta : Universitas Gajah Mada
- Hardiyanto, HC. 2015. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Yogyakarta: Universitas Gajah Mada
- Kusumawati, M. 2018. *Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Tiang Bor pada Bangunan Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang*. Skripsi . Tidak diterbitkan : Institut Teknologi Malang.
- Sosrodarsono dan Nakazawa. 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. Edisi ketujuh. Jakarta : Pradnya Paramita
- Pamungkas, dan Erny. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta
- Pondasi Tiang Pancang Beton. Internet. Tersedia di <https://solusibetonreadymix.com/blog/pondasi-tiang-pancang-beton/>