

Tinjauan Perencanaan Pondasi Jembatan Wai Aleo Di Ruas Jalan sp. Waipia - Liang dengan Menggunakan Pondasi Bored Pile

Zonello G¹, Jasso, Suryanto Intan², N Lewaherilla³

¹Mahasiswa Universitas Kristen Indonesia Maluku, Jalan OT Pattimaipauw Talake - Ambon

^{2,3}Staf Pengajar Universitas Kristen Indonesia Maluku, Jalan OT Pattimaipauw Talake - Ambon

Gmail: sui1964@hotmail.com, nusyewaherilla@gmail.com

Abstract

The foundation is an important part of the building that serves to deliver the loads that work on the upper structure to the hard soil layer. Especially for bridges use deep foundation types. On the bridge wai aleo II will be calculated the carrying capacity of the soil and re-plan the foundation by using a bored pile foundation.

Characteristics of soil types on bridge wai aleo II is sandy soil or granular soil. For that in calculation of land carrying capacity using Terzaghi method. Calculation of pole prisoners using O'neil and Reese methods. Calculation of pole efficiency using Converse-Labarre method. Calculation of single pole and pole decrement using Vesic empirical method. To calculate the lateral bearing capacity of the pole using the Broms method.

For Wai aleo II bridge used foundation with diameter 0,45 m and length of pole for abutment HB-1 is 12 m and abutment HB-2 is 9 m. The result of land carrying capacity planning (q_u) to abutment HB-1 is 9,077,59 kN / m², and on abutment HB-2 equal to 6,834,04 kN / m². The number of poles on abutment HB-1 as much 21 and the support capacity of pole group (Q_g) of 32,740,302 kN and safe to the weight of the structure above it (P) of 8,201,85 kN, on abutment HB-2 number of pole 24 fruit and carrying capacity The pole group (Q_g) of 43,316.42 kN and safe against the weight of the structure above it (P) of 8,958.30 kN.

Keywords: Bored pile, carrying capacity, lateral load

1. PENDAHULUAN

Jembatan adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti danau, lembah, jurang, saluran irigasi, jalan kereta api dan sebagainya. Salah satu bagian penting dari jembatan adalah pondasi. Khususnya untuk jembatan digunakan jenis pondasi dalam.

Ada berbagai jenis pondasi dalam diantaranya pondasi tiang pancang dan pondasi bored pile. Pondasi tiang pancang adalah pondasi yang dipasang dengan cara memukul tiang pancang ke dalam tanah, sedangkan Pondasi bored pile dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian memasukkan tulangan yang telah dirangkai ke dalam lubang bor dan dicor beton.

Mengingat pabrik konstruksi tiang pancang beton belum ada di Maluku, apalagi dalam proses penyelesaian pekerjaan pondasi akan memakan waktu yang cukup lama. Proses pengerjaan pondasi yang akan dilakukan mulai dari proses pemesanan, proses pabrikasi, sampai dengan proses mobilisasi ke lokasi proyek. Dari ketiga proses tersebut tentunya memakan waktu yang cukup lama serta belum lagi dipengaruhi oleh cuaca dan faktor lainnya. Mengingat lokasi dimana jembatan dibangun menggunakan tiang pancang beton sebagai pondasi,

maka diperlukan pertimbangan perencanaan terhadap jenis pondasi yang layak, serta efisien dalam waktu pelaksanaan dan dapat menjadi alternatif terbaik. Berdasarkan uraian diatas dan dengan data boring yang didapat untuk perencanaan pondasi jembatan, maka penulis ingin merencanakan ulang pondasi jembatan Wai Aleo II dengan menggunakan pondasi Bored Pile. Tujuan dari penulisan ini adalah untuk menghitung dan mengetahui daya dukung tanah serta merencanakan pondasi bored pile pada jembatan Wai aleo II.

2. TINJAUAN PUSTAKA

A. Pengertian Umum

Jenis-jenis jembatan dapat dibagi berdasarkan fungsi, lokasi, bahan konstruksi, dan segi struktur sekarang ini telah mengalami perkembangan bersamaan dengan kemajuan teknologi baik jembatan yang sederhana sampai jembatan yang kompleks.

B. Pembebanan Jembatan

Beban mati merupakan beban akibat berat sendiri elemen-elemen jembatan. Dalam menentukan besarnya beban mati harus digunakan nilai berat isi untuk bahan-bahan bangunan penyusun elemen-elemen jembatan.

Beban hidup pada jembatan ditinjau dalam dua macam, yaitu beban "T" yang merupakan beban terpusat untuk lantai kendaraan dan beban "D" yang merupakan beban jalur untuk gelagar.

C. Tekanan Tanah Lateral

Bila dinding menerima suatu gaya akibat tekanan tanah dalam kondisi diam, agar dinding tetap stabil maka diperlukan suatu gaya yang sama besarnya dengan tekanan tanah tersebut serta berlawanan arah. Seandainya gaya yang dikerjakan lebih kecil daripada tekanan tanah maka dinding itu akan bergerak dan tanah ikut bergerak. Ini dikatakan tanah dalam keadaan aktif pada keseimbangan plastis. Tekanan tanah aktif pada tanah di tulis dengan persamaan $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ (1)

D. Pondasi

Pondasi adalah suatu konstruksi pada bagian dasar struktur/bangunan (sub structure) yang berfungsi meneruskan beban secara merata dari bagian atas struktur/bangunan (upper structure) kelapisan tanah yang berada di bagian bawahnya tanpa mengakibatkan Keruntuhan tanah, dan Penurunan (settlement) tanah/pondasi yang berlebihan.

Tanah granuler, seperti pasir dan kerikil tidak berkohesi ($c = 0$), atau mempunyai kohesi namun sangat kecil sehingga dalam hitungan kapasitas dukung sering diabaikan. Kapasitas dukung pondasi pada tanah granuler, dipengaruhi terutama oleh kerapatan relatif (relative density) (D_r).

Pondasi berbentuk lingkaran

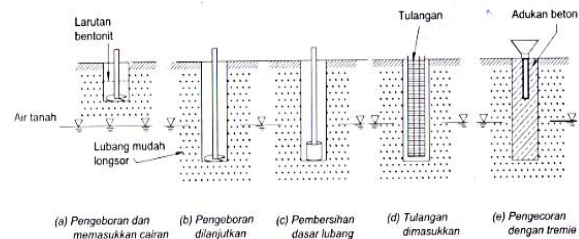
$$q_u = p_o \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \dots\dots\dots(2)$$

Tabel 2.1. nilai kapasitas dukung

ϕ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	N_q	N_γ	N_γ	N_q	N_γ	N_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	93,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,2	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

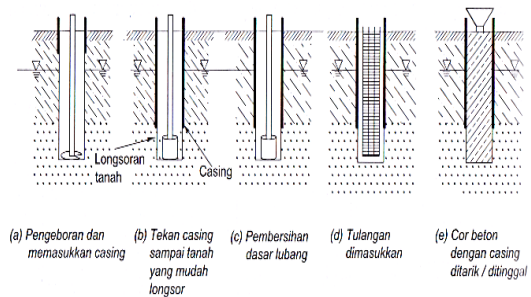
E. Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

Tiang bor adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah lebih dulu. Keuntungan pemakaian tiang bor dibandingkan tiang pancang adalah:



Gambar 2.1. prinsip pelaksanaan tiang bor dalam metode basah (Fleming et al., 2009)

Gambar 2.2 langkah-langkah pelaksanaan tiang bor



dengan memasang casing (Fleming et al., 2009)

a. Tahanan ujung ultimit (Q_b)

O'Neil dan Reese (1989) dari merekomendasikan tahanan ujung tiang bor pada penurunan 5% dari diameter dasar tiang pada pasir, sebagai berikut:

$$f_b = 0,60 \sigma N_{60} = 60 N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \quad (3)$$

$$f_b = 45 \text{ (tsf) untuk } N > 75 \quad (4)$$

$$Q_b = A_b \cdot f_b \quad (5)$$

Tabel 2.2.tahanan ujung satuan (f_b) untuk tiang bor dalam pasir

b. Tahanan Gesek ultimit (Q_s)

Peneliti	Tahanan gesek satuan (f_s) dalam satuan tsf (1 tsf = 1,08 kg/cm ² = 105,6 kPa)
Touma dan reese (1974)	Pasir longgar, $f_s = 0,0$
	Pasir Kepadatan sedang, $f_s = 16/K$
	Pasir sangat padat, $f_s = 40/K$
	Dengan, $K = 1$ untuk $d_b \leq 1,67 \text{ ft}$ $K = 0,6$ untuk $d_b \leq 1,67 \text{ ft}$ Berlaku untuk kedalaman tiang bor > 10x diameter
Meyerhof (1976)	$f_s = (2N_{60}/d_b) \cdot (15 d_b)$ $f_s \leq 4(3N_{60}/d_b)$ untuk pasir $f_s \leq N_{60}$ untuk tanah plastis
Reese dan Wright (1977)	$f_s = 2 \cdot N$ (tsf) untuk $N \leq 60$ $f_s = 40$ (tsf) untuk $N > 60$
Reese dan O'Neil (1988)	$f_s = 0,6 N$ (tsf) untuk $N \leq 75$ $f_s = 45$ (tsf) untuk $N > 75$

$$Q_s = A_s \cdot f_s \quad (6)$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Netto

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad (7)$$

F. Faktor Aman Tiang Bor

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang dapat dibagi dengan faktor aman tertentu.

Tomlinson (1977) menyarankan faktor aman untuk tiang bor, Untuk dasar tiang dengan diameter $d < 2$ m

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (8)$$

Bila diameter tiang (d) lebih dari 2 m, kapasitas tiang ijin perlu dievaluasi dari pertimbangan penurunan tiang. Selanjutnya, penurunan struktur harus pula dicek terhadap persyaratan besar penurunan toleransi yang masi diijinkan.

G. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Jumlah Tiang (n) Dan jarak Tiang (s)

Untuk memperoleh jumlah tiang pada suatu kelompok tiang maka nilai beban tetap (normal) yang bekerja pada pondasi tersebut (P) dan untuk memperoleh jumlah tiang (n) diperoleh dari (P/Q_{ijin}) dengan Q_{ijin} merupakan kapasitas dukung ijin tiang. Angka (n) yang diperoleh tidak selalu bulat, untuk itu perlu dilakukan pembulatan ke atas.

$$n = \frac{P}{Q_a} \quad (9)$$

Efisiensi Kelompok Tiang Pada Tanah Berpasir (Eg) Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g)

$$E_g = \frac{\text{daya dukung kelompok tiang}}{\text{jumlah tiang} \times \text{daya dukung Tiang tunggal}}$$

Meskipun beberapa formula sering digunakan menentukan nilai efisiensi ini tetapi belum ada suatu persyaratan bangunan yang secara khusus menentukan cara tertentu untuk menghitungnya. Laporan dari ASCE Committee on Deep Foundation (1984), menganjurkan untuk tidak menggunakan efisiensi kelompok untuk mendeskripsikan aksi kelompok tiang (group action). Laporan yang dihimpun berdasarkan studi dan publikasi sejak 1963, menganjurkan bahwa tiang gesekan pada tanah pasir dengan jarak sekitar $2d - 3d$ akan memiliki daya dukung yang lebih besar daripada jumlah total daya dukung individual tiang, sedangkan untuk tiang gesekan pada tanah kohesif, gesekan blok di sekeliling kelompok tiang ditambah dengan daya dukung ujung besarnya tidak boleh melebihi jumlah total daya dukung masing-masing tiang.

Formula yang disarankan Converse-Labarre formula untuk menghitung efisiensi kelompok tiang.

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n'-1) \cdot m + (m-1) \cdot n'}{90 \cdot m \cdot n'} \quad (10)$$

H. Penurunan Tiang (Settlement)

Pada waktu tiang dibebani, tiang akan mengalami pemendekan dan tanah di sekitarnya akan mengalami penurunan. Peralihan (displacement) yang diperlukan untuk memobilisasi gesekan selimut adalah kecil (tidak lebih dari 5 mm), tidak tergantung pada jenis tanah, jenis tiang maupun ukuran tiang. Namun Vesic (1977) dan Sharma et al (1988) menemukan bahwa peralihan ini dapat mencapai 10 mm. peralihan yang diperlukan untuk memobilisasi perlawanan ujung sebaliknya lebih besar dan tergantung jenis tanah, jenis tiang serta ukuran tiang. Karena itu gesekan selimut tiang akan dimobilisasi lebih awal mendahului perlawanan ujung tiang.

Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Untuk memperkirakan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal dapat digunakan metode empiris (Vesic, 1970)

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (11)$$

Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal keran pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Vesic (1977) memberikan formula sederhana sebagai berikut

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{d}} \quad (12)$$

I. Kapasitas Dukung Maksimum Satu Tiang Terhadap Beban Lateral

Pondasi tiang sering harus dirancang dengan memperhitungkan beban-beban horisontal atau lateral, seperti: beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal dan lain-lain. Besarnya beban lateral yang harus didukung pondasi tiang tergantung pada rangka bangunan yang mengirim gaya lateral tersebut ke kolom bagian bawah. Jika tiang dipasang vertikal dan dirancang untuk mendukung beban horisontal yang cukup besar, maka bagian atas dari tanah pendukung harus mampu menahan gaya tersebut, sehingga tiang-tiang tidak mengalami gerakan lateral yang berlebihan, karena itu tiang-tiang harus dihubungkan dengan gelagar-gelagar horisontal yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral. Biasanya ruang bawah tanah (basement) atau balok-balok pengikat digunakan

untuk menyebarkan beban horisontal ke seluruh tiang.

Tiang ujung Jepit dan Tiang Ujung Bebas

Dalam analisis gaya lateral, tiang-tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang, karena model ikatan tersebut sangat mempengaruhi kelakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Sehubungan dengan hal tersebut, tiang-tiang dibedakan menurut 2 tipe, yaitu:

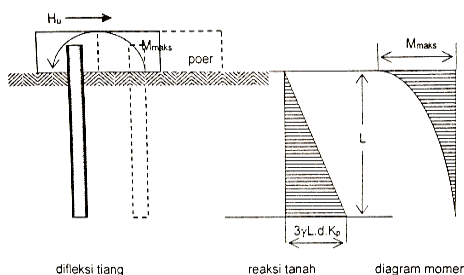
1. Tiang ujung jepit (Fixed end pile)
2. Tiang ujung bebas (free end pile)

Tiang ujung Jepit

Anggapan perlawanan momen yang terjadi di bagian tiang yang terjepit (ujung tiang terjepit) sekurang-kurangnya sama dengan M_y (Yield Moment). Bentuk bentuk model keruntuhan tiang untuk tiang pendek, dan panjang di tinjau satu persatu.

a. Tiang pendek

Akibat gaya horisontal (H_u) tiang seolah-olah tergeser ke arah samping searah dengan gaya. Tiang dalam kondisi stabil artinya tiang tidak mengalami deformasi akibatnya adanya gaya horisontal (lateral), maka timbul adanya momen perlawanan atau momen yang mengembalikan kedudukan tiang pada posisi seperti semula. Diagram gaya dan momen dapat dilihat pada Gambar



Gambar 2.3. Tiang pendek ujung jepit pada tanah non-kohefif.

$$H_u = 1,5 \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot d \cdot K_p \quad (2.11)$$

dan untuk menghitung momen maksimum $M_{maks} = (2/3) \cdot H_u \cdot L$, apabila dijumpai M_{maks} melebihi M_y keruntuhan tiang yang terjadi.

$$F = (2/3 \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot d \cdot K_p) \cdot H_u \quad (2.12)$$

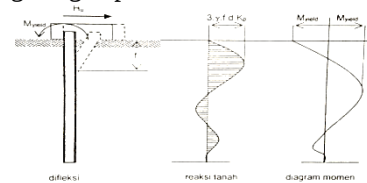
b. Tiang panjang

Untuk tiang panjang, gaya hoisontal (H_u) akan menimbulkan momen maksimum mencapai M_y di dua lokasi. Maka H_u dapat diperoleh dari persamaan;

$$H_u = \frac{2 M_y}{e+2 f/3} \quad (2.13)$$

$$M_y = 1/8 q L^2 \quad (2.14)$$

Momen negatif yang terjadi pada kepala tiang dihitung dengan persamaan berikut.

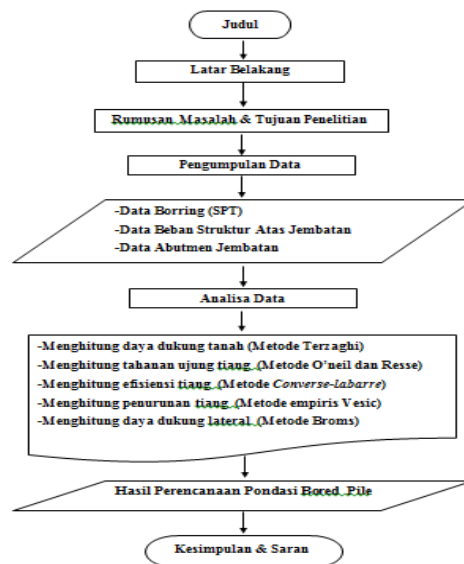


$$M_{maks} = (3/2) \cdot H_u \cdot L = \gamma \cdot d \cdot L^3 K_p \quad (2.15)$$

Gambar 2.4. Tiang panjang ujung jepit pada tanah non-kohefif

3. METODOLOGI PENELITIAN

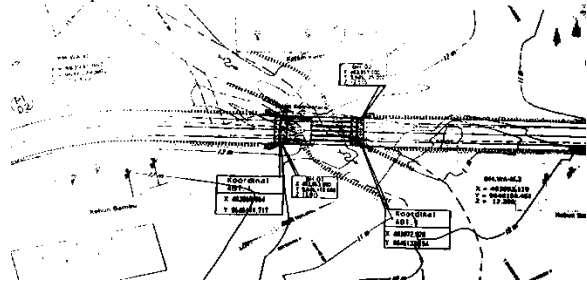
A. Alur Penelitian



Gambar 3.1. Bagan Alir

B. Instrumen Penelitian

Lokasi penelitian perencanaan bangunan atas jembatan pada Desa Liang (ruas jalan Waipia - Liang) Kabupaten Maluku Tengah Provinsi Maluku. Waktu penelitian selama 2 bulan.



Gambar 3.2. Lokasi Penelitian

C. Teknik Pengumpulan Data

Untuk meninjau kembali perencanaan pondasi bored pile jembatan Wai Aleo II data yang kumpulkan adalah:

1. Data Sekunder yang di dapat dari instansi terkait yaitu, Data Boring (SPT) dan gambar rencana
2. Metode pengumpulan data dalam penelitian ini didapat dari literature serta referensi yang relevan dengan objek penelitian dan juga data dari instansi PU Balai Jalan Nasional Wilayah Maluku dan Maluku Utara. Yaitu dengan mengumpulkan, mengidentifikasi, serta mengolah data tertulis yang dapat digunakan dalam peroses perencanaan.

D. Teknik Analisa Data

Analisa data merupakan langkah yang sangat penting dalam suatu penelitian. Untuk merencanakan pondasi tiang bor (bored pile) dari data Boring SPT. Teknik analisa yang digunakan untuk menghitung dan mengetahui daya dukung tanah adalah dengan menggunakan metode Terzaghi, dan teknik analisa yang digunakan untuk menghitung tahanan ujung tiang dengan menggunakan metode O'neil dan Resse, menghitung efisiensi tiang menggunakan metode Converse-labarre, untuk penurunan tiang menggunakan metode empiris Vesic, sedangkan daya dukung tanah lateral menggunakan metode Broms.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

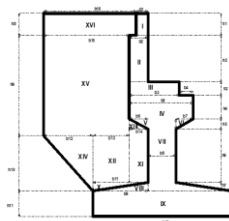
A. Pembebanan jembatan

Tabel 4.1

Perhitungan Beban Mati dan Beban Hidup yang bekerja pada satu Abutment

(P)	Beban Mati (Pd) (kN)	Beban Hidup (Pl) (kN)
1	648,00	50,00
2	300,00	200,00
3	1032,50	1960,65
4	1276,95	140,00
5	18,75	200,00
6	182,70	50,00
7	588,00	7.000,00
8	192,50	-
Total (P) yang bekerja pada satu Abutment	$(\sum Pd) / (2 \text{ Abt})$ = 2.119,70	$(\sum Pl) / (2 \text{ Abt})$ = 4.800,33
Jumlah Pd + Pl	6.920,03 kN	

1. Berat Abutment Dan Wing Wall



Gambar 4.1. Abutment dan Wing Wall

Maka Berat total struktur bawah jembatan adalah sebesar, 2.038,27 kN

Beban (P) yang bekerja pada pondasi adalah:

$$P = 6.920,03 + 2.038,27$$

$$= 8.958,30 \text{ kN}$$

2. Perhitungan Daya Dukung Tanah Terhadap Pondasi

Dengan Sudut gesek dalam (ϕ') = 35° untuk pasir padat yang disarankan (U.S engineer Corp 1946). kedalaman pondasi (Df) 12 m dan diameter (B) 0,45 m berbentuk lingkaran sebagai berikut :

➤ Kapasitas Dukung HB-1

$$q_u = P_o \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$P_o = D_f \cdot \gamma$$

$$P_o = 12 \times 18.064 = 216.77 \text{ kN/m}^2$$

Untuk (ϕ') = 35° Didapat nilai, $N_q = 41,4$, dan $N_\gamma = 42,4$

$$q_u = (216,77 \times 41,4) + (0,3 \times 18,064 \times 0,45 \times 42,4)$$

$$q_u = 9.077,59 \text{ kN/m}^2$$

➤ Kapasitas Dukung HB-2

$$q_u = P_o \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$P_o = D_f \cdot \gamma$$

$$P_o = 9 \times 18.064 = 162,58 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = (162,5 \times 41,4) + (0,3 \times 18,064 \times 0,45 \times 42,4)$$

$$q_u = 6.834,04 \text{ kN/m}^2$$

3. Perencanaan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

Tabel 4.2 Data perencanaan Pondasi Tiang Bor

PARAMETER DATA PERENCANAAN PONDASI TIANG BOR (Bored Pile)		
Keterangan	Lubang Bor (HB-1)	Lubang Bor (HB-2)
Kedalaman Bor	13 m	9,50 m
Nilai N-SPT	78	87
berat Vol Tanah (γ)	18,064 kN/m ³	18,064 kN/m ³
Panjang Pondasi Rencana (L)	12 m	9 m
Diamater Rencana (d)	0,45 m	0,45 m
Berat Jenis beton rencana (γ_{beton})	24 kN/m ³	24 kN/m ³

4. Kapasitas Dukung Tiang Bor Tahanan Ujung Tiang (Q_b)

a. Tahanan Ujung Tiang Untuk (HB-1)

$$Q_b = A_b \cdot f_b$$

Luas Dasar Tiang (A_b)

$$A_b = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 1/4 \times 3,14 \times 0,45^2$$

$$A_b = 0,16 \text{ m}^2$$

Tahanan ujung satuan (f_b)

Untuk tiang bor dalam pasir menurut O'Neil dan Reese (1988) merekomendasikan nilai $f_b = 45$ (tsf) untuk $N > 75$ (tabel 2.3), Karena untuk HB-1 nilai $N\text{-SPT} = 78$

$$1 \text{ tsf} = 1,08 \text{ kg/cm}^2 = 105,6 \text{ kPa}$$

$$45 \text{ tsf} = 48,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 5132,16 \text{ kPa}$$

$$\text{Tahanan ujung Tiang } (Q_b) = A_b \cdot f_b$$

$$Q_b = 0,16 \times 5132,16 = 815,82 \text{ kN}$$

Tahanan ujung tiang (Q_b) untuk pondasi HB-1 = 815,82 kN

- b. Untuk Tahanan ujung tiang (Q_b) pada HB-2 sama dengan pada HB-1, karena untuk HB-2 nilai $N\text{-SPT} = 87 > 75$, dan Diameter pondasi juga sama 0,45 m. Maka Tahanan ujung Tiang (Q_b) untuk pondasi HB-2 = 815,82 kN

Tahanan Gesek Satuan (Q_s)

a. Tahanan Gesek Satuan untuk (HB-1)

Untuk mengetahui Nilai Q_s maka sebelumnya harus diketahui nilai β .

Untuk menghitung β dengan persamaan Reese dan O'neil (1989) memberikan

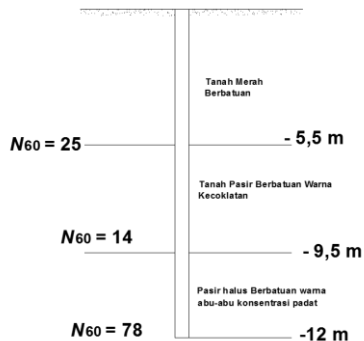
hitungan untuk nilai β jika nilai $N_{60} > 15$

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z} \quad \text{dengan, } 0,25 \leq \beta \leq 1,2$$

Dan untuk $N_{60} \leq 15$

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,245 \sqrt{z})$$

Dengan Keliling Tiang Bor = $(\pi \cdot d) = 3,14 \times 0,45 = 1,413 \text{ m}$



Gambar 4.2. nilai N_{60} per Jenis tanah untuk HB-1

Untuk kedalaman 0 – 5,5 m, Nilai $N_{60} = 25$

z pada kedalaman 0 – 5,5 m

$$z = 5,5/2 = 2,75 \text{ m}$$

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{2,75}$$

$$\beta = 1,09$$

Dengan, $0,25 \leq 1,09 \leq 1,2$

Luas selumut tiang (A_s) 0 – 5,5 m dengan jarak antar kedalaman = 5,5 m

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \text{tinggi}$$

$$= 2 \times 3,14 \times 0,225 \times 5,5$$

$$A_s = 7,77 \text{ m}^2$$

Untuk kedalaman 5,5 – 9,5 m, Nilai $N_{60} = 14$

z pada kedalaman 5,5 – 9,5 m

$$z = (5,5 + 9,5)/2 = 7,5$$

$$\beta = \frac{14}{15} (1,5 - 0,245 \sqrt{7,5})$$

$$\beta = 0,77$$

Luas selumut tiang (A_s) 5,5 – 9,5 m. dengan jarak antar kedalaman = 4 m

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \text{tinggi}$$

$$= 2 \times 3,14 \times 0,225 \times 4$$

$$A_s = 5,65 \text{ m}^2$$

Untuk kedalaman 9,5 – 12 m, Nilai $N_{60} = 78$

z pada kedalaman 9,5 – 12 m

$$z = (9,5 + 12)/2 = 10,75 \text{ m}$$

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{10,75} = 0,69$$

Dengan, $0,25 \leq 0,69 \leq 1,2$

Luas selumut tiang (A_s) 9,5 – 12 m. dengan jarak antar kedalaman = 2,5 m

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \text{tinggi}$$

$$= 2 \times 3,14 \times 0,225 \times 2,5$$

$$A_s = 3,53 \text{ m}^2$$

Tabel 4.3..

Untuk menentukan Tekanan Overburden (P_o') Efektif pada HB-1

Kedalaman (m)	A_s (m ²)	Tekanan Overburden efektif P_o' (kN/m ²)	P_o' rata-rata (kN/m ²)
5,5	7,77	$(5,5 \times 18,064) = 99,35$	$1/2 (0 + 99,35) = 49,67$
9,5	5,65	$(99,35 + 4) \times 18,064 = 171,61$	$1/2 (99,35 + 171,61) = 135,48$
12,0	3,53	$(171,61 + 2,5) \times 18,064 = 216,16$	$1/2 (171,61 + 216,16) = 193,89$

Tabel 4.4 Untuk Menentukan nilai Tahanan gesek Ultimit (Q_s) pada HB-1

Kedalaman (m)	z (m)	β	$\Delta Q_s = A_s \times \beta \times P_o' \text{ rata-rata (kN)}$
0 - 5,5	2,75	1,09	$7,77 \times 1,09 \times 49,67 = 420,67$
5,5 - 9,5	7,5	0,77	$5,65 \times 0,77 \times 135,48 = 589,41$
9,5 - 12,0	10,75	0,69	$3,53 \times 0,69 \times 193,89 = 472,25$
Jumlah			$Q_s = 1482,32$

Nilai Tahanan Gesek Satuan (Q_s) untuk pondasi HB-1 = 1482,32 Kn

b. Tahanan Gesek Satuan untuk (HB-2)

$N_{60} = 19$	- 3,5 m	Tanah Merah Kecoklatan Berbatuan
$N_{60} = 52$	- 5,5 m	Pasir halus Berbatuan
$N_{60} = 87$	- 9 m	Pasir halus Berbatuan sisipan Gravel, abu-abu konsentrasi padat

Gambar 4.3. nilai N_{60} per Jenis tanah untuk HB-2
Maka didapat Nilai Tahanan Gesek Satuan (Q_s) untuk pondasi HB-2 = 1890,81 kN

Kapasitas Dukung Netto (Q_u)

a. Kapasitas dukung Netto untuk HB-1

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

Dengan Berat Tiang Bor (W_p)

$$W_p = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times L\right) \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,45^2 \times 12 \times 2$$

$$W_p = 45,78 \text{ kN}$$

$$Q_u = 815,82 + 1482,32 - 45,78 = 2.252,36 \text{ kN}$$

Maka didapat nilai kapasitas Dukung Netto (Q_u) untuk Pondasi HB-2 = 2.252,36 kN

b. Kapasitas dukung Netto untuk HB-2

Maka didapat nilai kapasitas Dukung Netto (Q_u) untuk Pondasi HB-2 = 2.670,86 Kn

Kapasitas Dukung Ijin (Q_a)

a. Kapasitas Dukung Ijin Q_a Untuk HB-1

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

Dengan menggunakan Faktor aman (F) 2,5 untuk $d < 2$ m

$$Q_a = \frac{2.252,36}{2,5} = 900,94 \text{ kN}$$

Maka didapat nilai kapasitas Dukung Ijin (Q_a) untuk Pondasi HB-1 = 900,94 kN

b. Kapasitas Dukung Ijin Q_a Untuk HB-2

Maka didapat nilai kapasitas Dukung Ijin (Q_a) untuk Pondasi HB-2 = 1068,92 kN

• Kapasitas Dukung kelompok Tiang

Penentuan jumlah Tiang (n) dan Jarak Tiang (s)

a. Jumlah Tiang dan Jarak Tiang Untuk pondasi HB-1

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

$$P = 8.958,30 \text{ kN}$$

$$n = \frac{8.958,30}{900,94} = 9,94$$

Jumlah Tiang (n) pada HB-1 = 9,94 Buah

Untuk menentukan jarak antar sumbu tiang (s)

$$s = 2,5 \times d + 0,02 \times L$$

$$s = 2,5 \times 0,45 + 0,02 \times 12 = 1,37 \text{ m}$$

Jarak antar sumbu tiang (s) untuk HB-1 = 1,37 m

Mengingat kondisi existing Abutment jembatan dengan penampang panjang 10 m dan lebar 4 m. maka jumlah tiang disesuaikan dengan kondisi existing. Yaitu:

$$n = 21 \text{ buah}$$

$$s = 1,37 \text{ m}$$

b. Jumlah Tiang dan Jarak Tiang Untuk pondasi HB-2

Mengingat kondisi existing Abutment jembatan dengan penampang panjang 10 m dan lebar 4 m. maka jumlah tiang disesuaikan dengan kondisi existing. Yaitu:

$$n = 24 \text{ buah}$$

$$s = 1,31 \text{ m}$$

Efisiensi Kelompok Tiang Pada Tanah Berpasir (E_g)

a. Efisiensi Kelompok Tiang Pada HB-1

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90.m.n'}$$

$$\Theta = \arctg(d/s) = \arctg(0,45 / 1,37)$$

$$\Theta = 18,18$$

$$E_g = 1 - 18,18 \frac{(3 - 1)7 + (7 - 1)3}{90 \times 7 \times 3}$$

$$E_g = 1 - 18,18 \frac{32}{1890} = 0,69$$

Efisiensi kelompok Tiang pada HB-1 = 0,69

b. Efisiensi Kelompok Tiang Pada HB-2

Efisiensi kelompok Tiang pada HB-2 = 0,68

Kapasitas Dukung Ijin Kelompok Tiang (Q_g)

a. Kapasitas Dukung Ijin Kelompok Tiang Untuk HB-1

$$Q_g = E_g \times n \times Q$$

$$= 0,69 \times 21 \times 2.252,36$$

$$= 32.740,302 \text{ kN}$$

$Q_g = 32.740,302 \text{ kN} > \text{Dari Beban (P)} = 8.958,30 \text{ kN}$
Ok

Kapasitas Dukung Ijin Kelompok Tiang (Q_g) untuk HB-1 = 32.740,302 kN

b. Kapasitas Dukung Ijin Kelompok Tiang Untuk HB-2

$Q_g = 43.316,42 \text{ kN} > \text{Dari Beban (P)} = 8.958,30 \text{ kN}$
Ok

Kapasitas Dukung Ijin Kelompok Tiang (Q_g) untuk HB-2 = 43.316,42 kN

➤ Penurunan Pondasi Tiang Bor (*Settlement*)

➤ Penurunan Pondasi Tiang Tunggal (S)

a. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal Untuk HB-1

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$Q = \frac{P}{n} = \frac{8.958,30}{21} = 426,59 \text{ kN}$$

$$A_p = \pi \times r^2 = 3,14 \times 0,225^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \cdot \sqrt{f'c'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025,2 \text{ Mpa}$$

$$= 230252 \text{ kN/m}^2$$

$$S = \frac{0,45}{100} + \frac{426,59 \times 12}{0,16 \times 230252} = 0,006 \text{ m} = 0,6 \text{ cm}$$

b. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal Untuk HB-2

$$S = \frac{0,45}{100} + \frac{373,3 \times 9}{0,16 \times 230252} = 0,005 \text{ m} = 0,5 \text{ cm}$$

Penurunan Pondasi Tiang Kelompok (S_g)

a. Penurunan Pondasi Tiang kelompok (S_g) untuk HB-1

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

$$= 0,6 \times \sqrt{\frac{274}{45}} = 1,42 \text{ cm}$$

b. Penurunan Pondasi Tiang kelompok (S_g) untuk HB-2

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

$$= 0,6 \times \sqrt{\frac{262}{45}} = 1,28 \text{ cm}$$

Menghitung Daya Dukung Lateral

Menentukan Kriteria Tiang Panjang atau Tiang Pendek

a. Menentukan Kriteria Tiang pada HB-1

Tiang Pendek adalah jika $L/d < 12 \text{ m}$, dan Tiang panjang adalah $L/d > 12 \text{ m}$.

Untuk HB-2, $L = 12 \text{ m}$, dan $d = 0,45 \text{ m}$.

$$L/d = 12/0,45 = 26,67 \text{ m}$$

Maka untuk HB-1 termasuk Jenis Tiang Panjang = 26,67 m > 12 m.

b. Menentukan Kriteria Tiang pada HB-2

Tiang Pendek adalah jika $L/d < 12 \text{ m}$, dan Tiang panjang adalah $L/d > 12 \text{ m}$.

Untuk HB-2, $L = 9 \text{ m}$, dan $d = 0,45 \text{ m}$.

$$L/d = 9/0,45 = 20 \text{ m}$$

Maka untuk HB-2 termasuk Jenis Tiang Panjang = 20 m > 12 m.

Menentukan Daya Dukung Tiang Terhadap Beban Lateral

a. Daya Dukung Tiang Terhadap Beban Lateral Pada HB-1

$$M_{maks} = Y \cdot d \cdot L \cdot K_p$$

$$K_p = Tg^2 (45 + \phi/2)$$

$\phi = \sqrt{20 \text{ N}} + 15^\circ$ (Kishida, 1967. Dalam Analisa dan perancangan pondasi II, Hardiyatmo H.C, 2015)

$$\phi = \sqrt{20 \times 78} + 15^\circ = 54,50^\circ$$

$$K_p = Tg^2 (45 + 54,50^\circ/2) = 9,75$$

$$M_y = 1/8 \cdot q \cdot L^2$$

$$q = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot B_j \text{ Beton} = 1/4 \times 3,14 \times 0,45^2 \times 24 = 3,82 \text{ kN/m}$$

$$M_y = 1/8 \times 3,82 \times 12^2 = 71,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{maks} = 18,064 \times 0,45 \times 123 \times 9,75 = 136954,02 \text{ kN.m} > M_y = 68,76 \text{ kN.m}$$

Karena momen yang bekerja pada tiang $M_{maks} > M_y$, maka saat gaya horisontal belum mencapai H_u tiangnya sudah patah.

$$H_u = \frac{2 \cdot M_y}{e + 2f/3}$$

$$f = 0,82 \cdot \sqrt{\frac{H_u}{d \cdot K_p \cdot \phi}}$$

$$f = 0,82 \cdot \sqrt{\frac{H_u}{0,45 \times 9,75 \times 18,064}} = 0,10 \sqrt{H_u}$$

$$H_u = \frac{2 \cdot 68,76}{0 + 2 \times 0,10 \sqrt{H_u}/3}$$

$$= \frac{2062,80}{\sqrt{H_u}}$$

$$(H_u)^{3/2} = 2062,80$$

$$H_u = 2062,80^{2/3}$$

$$H_u = 162,064 \text{ kN}$$

Menggunakan Faktor aman $F = 3$

Maka gaya horisontal yang aman terhadap keruntuhan tiang :

$$H_s = H_u/F$$

$$= \frac{162,064}{3}$$

$$H_s = 54,015 \text{ kN}$$

Maka gaya horisontal (H_s) yang aman terhadap keruntuhan tiang untuk HB-1 = 54,015 kN

b. Daya Dukung Tiang Terhadap Beban Lateral Pada HB-2

$$H_u = \frac{2 \cdot 38,68}{0+2 \times 0,09 \sqrt{H_u}/3}$$

$$= \frac{1222,16}{\sqrt{H_u}}$$

$$(H_u)^{3/2} = 1222,16$$

$$H_u = 1222,16^{2/3}$$

$$H_u = 114,31 \text{ kN}$$

Menggunakan Faktor aman $F = 3$

Maka gaya horisontal yang aman terhadap keruntuhan tiang :

$$H_s = H_u/F$$

$$= \frac{114,31}{3}$$

$$H_s = 38,103 \text{ kN}$$

Maka gaya horisontal (H_s) yang aman terhadap keruntuhan tiang untuk HB-2 = 38,103 Kn

5. PENUTUP

A. Kesimpulan:

1. Beban hidup dan beban mati dari data jembatan dan abutment existing maka didapat total beban (P) yang bekerja pada terhadap pondasi adalah = 8.958,30 kN dan geser terhadap abutment aman.
2. Daya dukung tanah (q_u) untuk pondasi pada HB-1 = sebesar 9.077,59 kN/m² dan untuk HB-2 = 6.834,04 kN/m².
3. Tahanan ujung tiang (Q_b) untuk HB-1 = 815,82 kN dan untuk HB-2 = 851,82 kN. Sedangkan untuk tahanan gesek satuan (Q_s) untuk HB-1 = 1.482,32 kN dan HB-2 = 1.890,81 kN, Kapasitas dukung netto (Q_u) untuk HB-1 = 2.252,36 kN dan untuk HB-2 = 2.672,30 kN, Kapasitas dukung ijin (Q_a) untuk HB-1 = 900,94 kN dan untuk HB-2 = 1.068,92 kN
4. Kapasitas dukung kelompok tiang dengan jumlah tiang (n) untuk HB-1 = 21 buah dan untuk HB-2 = 24 buah sedangkan jarak tiang (s) untuk HB-1 = 1,37 m dan HB-2 = 1,31 m, Efisiensi kelompok tiang (E_g) untuk HB-1 = 0,69 dan untuk HB-2 = 0,68 sedangkan untuk kapasitas dukung ijin kelompok tiang (Q_g) untuk HB-1 = 32.740,302 kN > P = 8.958,30 kN dan untuk HB-2 = 43.316,42 kN > P = 8.958,30 kN.
5. Penurunan pondasi tiang bor (bored pile) dengan penurunan tiang tunggal (S) untuk HB-1 = 0,6 cm dan untuk HB-2 = 0,5 cm dan penurunan kelompok tiang (S_g) untuk HB-1 = 1,42 cm dan untuk HB-2 = 1,28 cm
6. Daya dukung lateral dengan kriteria tiang untuk HB-1 termasuk jenis tiang panjang ($L/d = 26,67 \text{ m} > 12 \text{ m}$) dan untuk HB-2 termasuk jenis tiang panjang ($L/d = 20 \text{ m} > 12 \text{ m}$) serta gaya horisontal yang aman terhadap kepala tiang (H_s) untuk HB-1 = 54,015 kN dan untuk HB-2 = 38,103 kN.

B. Saran

Dalam perencanaan pondasi tiang bor (bored pile) agar sebaiknya data tanah tidak hanya diambil dari data perencanaan yang sudah ada tapi alangkah baiknya diambil data juga data dari lapangan secara langsung agar bisa dijadikan perbandingan supaya mendapatkan keakuratan hasil perhitungan.

DAFTAR PUSTAKA

- Endah Noor, Mochtar B. Indrasurya.1994. *Mekanika Tanah*.
- Fajasari E.J, 2013. *Perencanaan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Cikini Gold Center*. Bnadung: Jurnal Arsitek & Teknik Sipil Vol. 5, ISSN 71858-2559.
- Hadihardaja, Joetata. 1997. *Rekayasa Jalan Raya*. Jakarta: Gunadarma.
- Hardiyatmo H.C, 2010. *Mekanika Tanah 1* (edisi ke 5). Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo H.C, 2014. *Analisis dan Perancangan Fondasi I* (edisi ke 3). Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo H.C, 2015. *Analisis dan Perancangan Fondasi II* (edisi ke 3). Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Manual Pondasi Tiang* (edisi ke 3). Universitas Katolik Parahyangan
- Lapis. J.O, 2013. *Analisis Kestabilan Pondasi Jembatan Studi Khusus : jembatan Esang – Laue*. Manado: Jurnal Sipil Statistik Vol. 1, No 730-740. ISSN: 23337-6732.
- Pamungkas A & Harianti E, 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta.
- Standar Pembebanan Jembatan*. RSNI T-02-2005.
- Supriyadi B & Muntohar S.A, 2007. *Jembatan*. Yogyakarta.