

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

A. Penelitian Sebelumnya

Penelitian yang dilaksanakan oleh Jusi (2018), yang berjudul “ANALISA KUAT DUKUNG PONDASI BORED PILE BERDASARKAN DATA PENGUJIAN LAPANGAN (CONE DAN N-STANDARD PENETRATION TEST)” bertujuan untuk menghitung kapasitas dukung tiang bored pile berdasarkan hasil uji sondir dan uji penetrasi standar (SPT), serta melakukan perbandingan antara keduanya. Dalam perhitungan kapasitas dukung menggunakan data sondir, metode yang digunakan adalah metode Schmertmann dan Nottingham, serta metode Meyerhoff. Sementara itu, untuk data SPT, digunakan metode O'Neil dan Reese, Meyerhoff, dan Coyle dan Castello. Berdasarkan hasil uji sondir, metode Schmertmann dan Nottingham menghasilkan kapasitas dukung tekan pada titik sondir S-3 sebesar $Q_u = 2026,44$ kN, sedangkan metode Meyerhoff memberikan nilai $Q_u = 2276,20$ kN. Untuk data SPT, metode O'Neil dan Reese menghasilkan $Q_u = 476,21$ kN, metode Meyerhoff sebesar $Q_u = 1948,87$ kN, dan metode Coyle dan Castello sebesar $Q_u = 734,37$ kN. Dari hasil ini, metode Schmertmann dan Nottingham untuk data sondir tampak memberikan hasil yang lebih optimis, sementara metode O'Neil dan Reese menunjukkan hal yang serupa untuk data N-SPT, meskipun dengan faktor keamanan yang relatif kecil.

Penelitian yang dilakukan oleh Mina et al. (2018), yang berjudul “ANALISA DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG BERDASARKAN DATA UJI STANDARD PENETRATION TEST (SPT) DAN DATA UJI CONE PENETRATION TEST (CPT) (Studi kasus proyek Apartemen Maqna Residence Kebon Jeruk - Jakarta)” bertujuan untuk menentukan kapasitas dukung pondasi tiang pancang secara manual menggunakan data uji SPT di titik B6 dengan metode Reese & Wright dan Meyerhof, serta data uji CPT di titik S5 dengan metode Schmertmann & Nottingham dan Meyerhof. Selain itu, penelitian ini juga menggunakan perangkat lunak Geo5 v.18 untuk menganalisis data CPT. Hasil perhitungan manual untuk tiang tunggal dari data SPT menunjukkan bahwa metode Reese & Wright menghasilkan kapasitas ultimit (Qult) sebesar 3726,2 kN dengan faktor keamanan (SF) 3,3, sementara metode Meyerhof memberikan Qult sebesar 3583,04 kN dengan SF 3,2. Dari analisis manual data CPT, metode Schmertmann & Nottingham menghasilkan Qult sebesar 2348,78 kN dengan SF 2,3, dan metode Meyerhof memberikan Qult sebesar 2414,8 kN dengan SF 2,4. Sedangkan, hasil dari perangkat lunak Geo5 v.18 untuk tiang tunggal berdasarkan data CPT menggunakan metode Schmertmann menunjukkan Qult sebesar 4767,26 kN dengan faktor keamanan 4,24. Penelitian ini juga bertujuan untuk mengidentifikasi kapasitas dukung serta penurunan tiang pancang dalam mendukung struktur bangunan. Empat varian dimensi tiang pancang digunakan, yaitu dengan diameter 50 cm, 60 cm, 70 cm, dan 80 cm dengan

panjang 15 meter. Kapasitas dukung dihitung secara statis berdasarkan data laboratorium dan hasil uji N-SPT.

Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas dukung kelompok tiang berdasarkan data laboratorium untuk masing-masing diameter adalah 607,48 Ton, 664,152 Ton, 641,576 Ton, dan 526,473 Ton untuk diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m. Sementara itu, analisis berdasarkan data N-SPT menghasilkan kapasitas dukung sebesar 675,045 Ton, 602,192 Ton, 785,562 Ton, dan 992,036 Ton untuk masing-masing dimensi yang sama. Dari segi penurunan, berdasarkan data laboratorium, penurunan tiang pancang untuk diameter 0,5 m adalah 0,056 m, diameter 0,6 m sebesar 0,038 m, diameter 0,7 m sebesar 0,032 m, dan diameter 0,8 m sebesar 0,024 m. Berdasarkan data N-SPT, penurunan yang dihitung adalah 0,043 m untuk diameter 0,5 m, 0,029 m untuk diameter 0,6 m, 0,026 m untuk diameter 0,7 m, dan 0,024 m untuk diameter 0,8 m. Berdasarkan analisis tersebut, tiang dengan diameter 0,8 m dipilih sebagai alternatif terbaik berdasarkan data N-SPT, dengan konfigurasi kelompok tiang berisi 2 tiang. Pemilihan ini didasarkan pada kapasitas dukung tertinggi dan penurunan terkecil, sehingga pondasi dapat berfungsi lebih aman dan efisien.

Penelitian yang dilakukan oleh Chairullah (2013), yang berjudul “ANALISA DAYA DUKUNG PONDASI DENGAN METODA SPT, CPT, DAN MEYERHOF PADA LOKASI RENCANA KONSTRUKSI PLTU NAGAN RAYA PROVINSI ACEH” bertujuan untuk menganalisis

kondisi lapisan tanah di lokasi rencana pembangunan Pembangkit Listrik Tenaga Uap (PLTU) di Nagan Raya, Provinsi Aceh. Penelitian ini mengkaji lapisan tanah berdasarkan hasil log bor yang diperoleh selama proses pengeboran dengan menggunakan mesin bor dalam. Analisis daya dukung tanah dilakukan dengan menggunakan data SPT, CPT, serta hasil laboratorium, yang diolah dengan metode Meyerhof. Hasil penelitian menunjukkan bahwa hingga kedalaman 16 meter, ditemukan lapisan pasir lanauan kerikil dengan nilai SPT Navrg 28, diikuti oleh lapisan lempung lanauan dengan konsistensi sedang dari kedalaman 16 hingga 25 meter. Pada kedalaman 25 hingga 40 meter, terdapat lapisan batuan lanau lempungan berkerikil yang sangat padat dengan nilai SPT Navrg >70. Perhitungan daya dukung tanah menunjukkan perbedaan hasil sekitar 2% hingga 8% antara metode SPT, CPT, dan Meyerhof. Berdasarkan hasil analisis lapisan tanah dan daya dukungnya, disarankan penggunaan pondasi dangkal jenis tapak, karena lapisan tanah pendukung yang baik dapat ditemukan pada kedalaman dangkal. Selain itu, metode SPT lebih disarankan dibandingkan metode lainnya dalam kondisi ini.

B. Dasar Teori

Penyelidikan tanah merupakan kegiatan yang bertujuan untuk memahami daya dukung dan karakteristik tanah serta kondisi geologisnya. Aktivitas ini mencakup pengkajian susunan dan sifat-sifat lapisan tanah, kekuatan lapisan tersebut, serta kepadatan dan daya dukungnya. Penyelidikan ini juga digunakan untuk mengetahui sifat korosivitas tanah, yang sangat penting dalam perencanaan dan pembangunan pondasi bangunan, jalan, serta berbagai struktur lainnya (Alexander Assa dan Grace Mantiri, 2020).

Penyelidikan tanah adalah tahap awal yang penting dalam proyek konstruksi, terutama dalam perencanaan struktur bawah. Tujuan dari kegiatan ini adalah untuk memperoleh informasi yang menyeluruh tentang kondisi tanah di lokasi proyek, meliputi jenis tanah, kedalaman muka air tanah, lapisan-lapisan tanah, serta sifat-sifat tanah yang diperlukan untuk merancang pondasi yang sesuai dan tepat (Bela dan Sianto, 2022).

Pondasi merupakan bagian dari sub-struktur bangunan yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas (*upper structure*) ke lapisan tanah di bawahnya, sehingga bangunan dapat berdiri dengan stabil dan aman. Tujuan utamanya adalah untuk memastikan bahwa beban tersebut didistribusikan dengan baik tanpa menyebabkan keruntuhan geser pada tanah ataupun penurunan yang berlebihan pada tanah atau pondasi itu sendiri (Candra et al., 2018).

Hasil perencanaan pondasi, termasuk tipe, kedalaman, dan dimensi, yang didasarkan pada data SPT dapat dibandingkan dengan hasil dari data sifat fisis dan mekanis tanah yang diperoleh melalui pengujian laboratorium. Perhitungan daya dukung pondasi dapat dilakukan menggunakan metode Terzaghi atau Meyerhof, yang bergantung pada parameter seperti sudut geser dalam (ϕ), kohesi tanah (c), dan berat volume tanah (γ_s). Pada lokasi pengeboran dengan sampel tanah lempung, dilakukan juga pengujian sifat konsolidasi untuk memprediksi potensi penurunan tanah dan estimasi waktu penurunan. Perhitungan daya dukung pondasi dari data lapangan dapat menggunakan hasil uji SPT atau CPT, sesuai dengan rekomendasi teknis yang diberikan (Bowles, 1997).

C. Kapasitas Dukung Pondasi berdasarkan N-SPT

1. Metode O'Neil dan Reese (1989) dalam (Jusi, 2018).

a.) Tahanan Ujung Ulimit

$$Q_b = A_b f_b \quad (1)$$

O'Neil dan Reese (1989) merekomendasikan bahwa tahanan ujung tiang bor harus dirancang untuk mengalami penurunan sebesar 5% dari diameter dasar tiang pada kondisi pasir, dengan rumus:

$$f_b = 0,06 \sigma_r N_{60} \leq kPa \quad (2)$$

Keterangan :

A_b = Luas dasar pondasi (m^2)

f_b = Tahanan ujung satuan per luas (kPa)

N_{60} = Nilai N-SPT rata-rata N-SPT dari ujung bawah tiang pondasi sampai kedalaman $2d_b$ di bawahnya, tanpa koreksi *overburden*.

d_b = Diameter ujung bawah pondasi (m)

σ_r = Tegangan referensi = 100 kPa

Untuk menjaga penurunan agar tetap dalam batas yang diizinkan, O'Neil dan Reese (1989) merekomendasikan pengurangan nilai f_b direduksi menjadi f_{br} dengan :

$$f_{br} = 4,17 \frac{d_r}{d_b} f_b \text{ bila } d_b \geq 1200 \text{ mm} \quad (3)$$

Keterangan :

d_r = Lebar referensi = 300 mm

d_b = Lebar ujung bawah tiang bor

Nilai tahanan ujung yang digunakan dalam desain pondasi adalah f_{br} . Sebagai pilihan lain, O'Neil dan Reese (1989) juga menyarankan untuk melakukan analisis penurunan terlebih dahulu, lalu menyesuaikan desain tiang agar penurunan tetap dalam batas toleransi yang diizinkan. Jika penurunan yang diizinkan lebih besar atau lebih kecil dari 25 mm, dan diameter tiang menyebabkan penurunan berlebih, maka nilai f_b harus disesuaikan dalam perhitungan (Jusi, 2018).

b.) Tahanan gesek ultimit

Rumus untuk menghitung tahanan gesek adalah:

$$f_s = \beta \sigma_r \quad (4)$$

$$\beta = K \tan \delta \quad (5)$$

Keterangan:

f_s = Tahanan gesek satuan (kN/m²)

σ_r = Tekanan *overburden* tengah-tengah lapisan tanah
(kN/m²)

δ = Sudut gesek antara tanah dan tiang (derajat).

Metode ini disebut metode β . Nilai K dan δ bisa dilihat di tabel yang sudah disediakan. Koefisien β juga dapat dihitung dengan persamaan yang diberikan oleh O'Neil dan Reese (1989):

$$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{\frac{z}{d_r}} \quad (6)$$

$$\text{dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (7)$$

Keterangan:

d_r = Lebar referensi = 300 mm

z = Kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)

Tabel 2. 1 Nilai-nilai K/K_0 untuk tiang bor

Metode Pelaksanaan	K/K_0
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil, pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk	0,67
Dengan pipa selubung di bawah air	0,83

Sumber : Kulhawy, 1991 dalam Jusi (2015)

Tabel 2. 2 Nilai-nilai δ/ϕ' untuk tiang bor

Metode Pelaksanaan	δ/ϕ'
Lubang terbuka atau dengan pipa selubung sementara	1
Metode dengan cairan (slurry method) – minimum slurry cake	1
Metode dengan cairan (slurry method) – maksimal slurry cake	0,8
Pipa selubung permanan	0,7

Sumber : Kulhawy, 1991 dalam Jusi (2015)

Jika lebar opsi $d_r = 300\text{mm}$ dimasukkan ke dalam persamaan (6), maka persamaan menjadi:

$$\beta = 1,5 - 0,245\sqrt{z} \quad (8)$$

$$\text{dengan syarat } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (9)$$

Jika $N_{60} \leq 15$, maka nilai β pada persamaan (7) dikalikan dengan

$$N_{60}/15 \text{ atau } \beta = N_{60}/15(1,5 - 0,245\sqrt{z}) \quad (10)$$

$$\text{untuk } N_{60} \leq 15 \quad (11)$$

N_{60} adalah N-SPT yang tidak dikoreksi terhadap overburden dan hanya dikoreksi oleh pengaruh prosedur (alat) dilapangan.

Berapa nilai β untuk tanah nonkohesif yang disarankan oleh Reese dkk (2006) :

(1) Untuk pasir :

$$\beta = 0,25, \text{ jika } z > 26,14$$

(2) Untuk pasir yang banyak mengandung kerikil :

$$\beta = 2 - 0,15(z)^{0,75} ; 0,25 \leq \beta \leq 1,8$$

(3) Untuk pasir berkerikil :

$$\beta = 0,25, \text{ jika } z > 26,5$$

Pada tanah pasir dan pasir berkerikil, fungsi β mencapai nilai maksimum pada kedalaman antara 1,5 m hingga 26 m. Oleh karena itu, pembagian zona tanah harus mengikuti rentang kedalaman tersebut. Selain itu, batas lapisan juga perlu dibuat di sekitar permukaan air tanah, serta setiap interval 6 m, hingga batas lapisan pasir berakhir. Setelah itu, analisis dilakukan berdasarkan jenis tanah, apakah berupa lempung atau batuan.

2. Metode Meyerhoff (1976)

Daya dukung pondasi dalam dapat dihitung dengan menggunakan hasil uji N-SPT di lapangan. Berdasarkan Meyerhoff (1976) yang dikutip oleh Jusi (2018), metode ini mengklasifikasikan perhitungan daya dukung ke dalam dua kategori, yaitu untuk tanah kohesif dan tanah non-kohesif. Karena kondisi tanah di lokasi merupakan jenis pasir, maka persamaan yang digunakan harus sesuai dengan karakteristik tanah non-kohesif. Tanah non-kohesif, seperti pasir, tidak memiliki kohesi (gaya tarik antarmolekul), sehingga perhitungan daya dukung pondasi lebih mengandalkan parameter seperti sudut geser dalam (ϕ) dan berat volume tanah (γ), tanpa memperhitungkan kohesi (c).

a.) Kuat dukung ujung

$$Q_b = A_b q_b \quad (11)$$

dengan :

A_b = Luas penampang pondasi (m^2)

q_b = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

Q_b = Kuat dukung ujung pondasi (kN)

b.) Tahanan ujung

$$q_b = \sigma'_r N_q^* \leq 50 N_q^* \tan \Phi \quad (12)$$

Keterangan :

q_b = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

σ'_r = Tegangan efektif (*overburden*) (kN/m^2)

N_q^* = Faktor kuat dukung

Φ = Sudut geser dalam tanah

(1) Tegangan Efektif (σ_r')

Berat tanah yang berada dalam kondisi terendam dikenal sebagai berat tanah efektif. Tegangan yang dihasilkan dari berat tanah efektif ini disebut tegangan efektif, yang berperan dalam memengaruhi kekuatan geser serta perubahan volume atau bentuk permukaan tanah.

Hardiyatmo (2002) Tegangan efektif dapat di hitung dengan :

$$\sigma_r' = \gamma \times D_f \quad (13)$$

Keterangan :

γ = berat volume tanah (kN/m³)

D_f = kedalaman lapisan (m)

Berat volume tanah sangat bergantung pada kandungan air di dalam tanah, yang pada gilirannya mempengaruhi kapasitas daya dukungnya.

Menurut Hardiyatmo (1996), ketika muka air tanah berada pada kedalaman yang lebih besar daripada lebar pondasi, atau $z > B$, di mana z adalah jarak antara muka air tanah dan dasar pondasi, maka dalam perhitungan daya dukung, berat volume tanah yang digunakan adalah berat volume basah (γ_b) pada suku kedua dari persamaan.

(a) Hubungan antara angka pori dengan prioritas :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (14)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (15)$$

(b) Berat volume basah :

$$\gamma_b = \frac{G_s \gamma_w (1+w)}{1+e} \quad (16)$$

(c) Untuk jenis tanah jenuh air ($S = 1$) :

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1+e} \quad (17)$$

(d) Untuk tanah kering sempurna :

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \quad (19)$$

(e) Bila tanah terendam air, berat volume efektif atau berat apung dinyatakan sebagai γ' dengan :

$$\gamma' = \frac{G_s \gamma_w - \gamma_w}{1+e} \quad (20)$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1+e} \quad (21)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (22)$$

Dengan, $\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$ atau $9,81 \text{ kN/m}^3$

Tabel 2. 3 Nilai n , e , w , γ_d dan γ_b

Macam Tanah	N (%)	E	W (%)	γ_d (g/cm ³)	γ_b (g/cm ³)
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	1,43	1,89
Pasir seragam, padat	24	0,51	19	1,75	2,09
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	1,59	1,99
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	1,86	2,16
Lempung lunak sedikit organik	66	1,90	70	-	1,58
Lempung lunak sangat organik	75	3,00	110	-	1,43

Sumber : (Hardiyatmo, 2002).

Tabel 2. 4 Berat jenis tanah (G_s)

Macam Tanah	Berat jenis tanah
Kerikil	2,65 – 2,68
Pasir	2,65 – 2,68
Lanau anorganik	2,62 – 2,68
Lempung organik	2,58 – 2,65
Lempung anorganik	2,68 – 2,75
Humus	1,37
Gambut	1,25 – 1,80

Sumber : (Hardiyatmo, 2002).

(2) Sudut Gesek (Φ) dan Faktor Kuat Dukung (N_q)

Menurut Meyerhoff (1956), yang dikutip oleh Hardiyatmo (2002), sudut gesek tanah bisa dihitung dengan melihat hubungan antara sudut gesek dalam, tingkat kepadatan tanah, dan hasil dari uji Standard Penetration Test (SPT) serta uji tahanan kerucut statis (sondir) seperti dalam **tabel 2. 5.**

Menurut Terzaghi (1956), dalam Hardiyatmo (2002), nilai faktor kuat dukung bergantung dengan besarnya sudut gesek dalam, seperti **tabel 2. 6**.

Tabel 2. 5 Hubungan kerapatan relatif dan sudut gesek dalam tanah

Kondisi	Kerapatan Relatif (D_r)	Nilai SPT (N)	Nilai Tahanan Sondir (q_c) (kg/cm^2)	Sudut Gesek Dalam (ϕ)
Sangat tidak padat	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Tidak padat	0,2 – 0,4	4 – 10	20 – 40	30 – 35
Agak padat	0,4 – 0,6	10 – 30	40 – 120	35 – 40
Padat	0,6 – 0,8	30 – 50	120 – 200	40 – 45
Sangat padat	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Sumber : (Hardiyatmo, 2002).

Tabel 2. 6 Nilai-nilai faktor daya dukung

ϕ	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	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	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	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

Sumber : (Hardiyatmo, 2002).

c.) Kuat dukung selimut

$$Q_s = \sum A_s q_s \quad (13)$$

$$\text{Dengan } A_s = \Theta_i \cdot L_i \quad (14)$$

Keterangan :

A_s = Luas permukaan selimut tiang dalam satuan meter persegi (m^2).

q_s = Nilai tahanan pada sisi tiang sepanjang L_i , yang menunjukkan kekuatan tahanan per satuan luas sisi tiang dalam satuan kilonewton per meter persegi (kN/m^2).

Θ_i = Keliling tiang pada bagian L_i , diukur dalam meter (m).

L_i = Panjang bagian tiang dengan keliling Θ_i juga diukur dalam meter (m).

d.) Tahanan sisi tiang

$$q_s = K \sigma_r' \tan \delta \quad (15)$$

Keterangan :

K = Angka yang menunjukkan seberapa kuat tanah menekan sisi tiang.

σ_r' = Tegangan tanah yang terjadi di bawah tanah (dalam satuan kN/m^2).

δ = Sudut gesekan antara tiang dan tanah, yang bernilai antara setengah dari sudut geser dalam tanah Φ hingga nilai penuh dari Φ .

Φ = Sudut gesekan dalam tanah yang menunjukkan seberapa besar tanah bisa menahan gesekan.

Tabel 2. 7 Pemilihan parameter tahanan sisi

Jenis Kontruksi	Parameter tahanan sisi	
	Batas bawah	Batas atas
Tiang bor	$K = 1 - \sin \Phi$	
Low displacement driven piles	$K = 1 - \sin \Phi$	$K = 1.4(1 - \sin \Phi)$
Low displacement driven piles, Meyerhoff (1976)	-	$q_s = N_{spt} (\text{kN/m}^2)$
High displacement driven piles	$K = 1 - \sin \Phi$	$K = 1.8(1 - \sin \Phi)$
High displacement driven piles, Bhusan (1982)	$K = 0,5 + 0,008 D_r$ $D_r = \text{Kerapatan relatif (\%)}$	
Low displacement driven piles, Meyerhoff (1976)	-	$q_s = 2N_{spt} (\text{kN/m}^2)$

Dimana : N_{spt} adalah nilai pukulan test standard penetrasi rata-rata
 Sumber : Kulhawy, 1991 dalam (Jusi, 2018)