

AKTUALISASI KAPASITAS DAYA DUKUNG AKSIAL PONDASI TIANG PANCANG BERDASARKAN PARAMETER TANAH DAN STATIC LOADING TEST KASUS: PERENCANAAN GEDUNG DEWI SARTIKA DI UNJ

Tri Mulyono¹, Sittati Musalamah², Nurul Hanifah³

¹Manajemen Pelabuhan, FT UNJ, Jakarta, Indonesia

²Pendidikan Vokasional Teknik Bangunan, FT UNJ, Jakarta, Indonesia

³Alumni Pendidikan Vokasional Teknik Bangunan FT UNJ, Jakarta, Indonesia

*Email: trimulyono@unj.ac.id

Abstrak

Pengaruh besarnya hasil hitungan nilai kohesi terhadap aktualisasi hasil perencanaan pondasi menggunakan beberapa metode perencanaan pondasi yang berbeda merupakan hasil penelitian yang dilakukan pada kapasitas daya dukung aksial pondasi tiang pancang untuk kasus perencanaan gedung Dewi Sartika di Universitas Negeri Jakarta. Tujuan utamanya untuk membandingkan hasil hitungan perencanaan yang menggunakan metode Meyerhof N-SPT, dengan membandingkan hasil hitungan kapasitas daya dukung tiang yang memperhitungkan nilai kohesi—yaitu metode Meyerhof (Clay) dan Vesic (Clay) untuk daya dukung ujung, serta metode α (Terzaghi, Peck dan Mesri serta Tomlinson) dan λ untuk daya dukung kulit. Sedangkan untuk menentukan aktualisasi dari beberapa metode perencanaan tersebut, digunakan hasil interpretasi static loading test. Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa metode Meyerhof N-SPT merupakan metode yang lebih aktual untuk digunakan dalam perencanaan pondasi, karena nilai daya dukungnya paling mendekati hasil static loading test. Akan tetapi, hasil penurunan pondasi berdasarkan metode tersebut melebihi batas aman penurunan pondasi yang diijinkan. Sedangkan perencanaan menggunakan metode yang memperhitungkan nilai kohesi, hasil penurunan pondasinya masih memenuhi batas yang diijinkan.

Kata kunci: Kapasitas Daya Dukung, Static Loading Test, Penurunan Pondasi

1. PENDAHULUAN

Hakikat suatu bangunan adalah dapat menahan beban struktur di atasnya agar stabilitas dan fungsi bangunan dapat terpenuhi, yaitu memenuhi persyaratan keselamatan (*safety*) dan kelayakan (*serviceability*) sesuai SNI konstruksi bangunan gedung, yang dibuktikan dengan analisis struktur. Struktur pondasi harus memenuhi spesifikasi teknis struktur bangunan, yaitu harus diperhitungkan mampu menjamin kinerja bangunan sesuai fungsinya dan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban hidup, dan gaya-gaya luar seperti tekanan angin dan gempa termasuk stabilitas lereng apabila didirikan di lokasi yang berlereng. (Peraturan Menteri Pekerjaan Umum, 2007).

Kondisi tanah pada lokasi proyek pembangunan gedung diketahui dengan melakukan penyelidikan tanah untuk menghitung daya dukung pondasi. Metode untuk menghitung daya dukung aksial pondasi tiang dikelompokkan menjadi tiga, yaitu: (a) Metode statik adalah metode untuk menghitung daya dukung dengan menggunakan prinsip-prinsip mekanika tanah klasik menggunakan data parameter tanah berdasarkan hasil uji laboratorium dan uji lapangan; (b) Metode dinamik adalah metode untuk menghitung kapasitas daya dukung pondasi tiang berdasarkan gaya dinamis saat pemancangan atau rambatan gelombang (*wave propagation*); dan (c) Uji beban skala penuh (*static loading test*) adalah metode yang paling dapat dipercaya tapi memiliki beberapa kekurangan, yaitu: membutuhkan biaya yang besar; waktu yang relatif lama; bahaya bagi pekerja karena menggunakan tumpukan blok-blok beton pada saat pengujian (Setio dkk., 2000; Coduto, 2001)

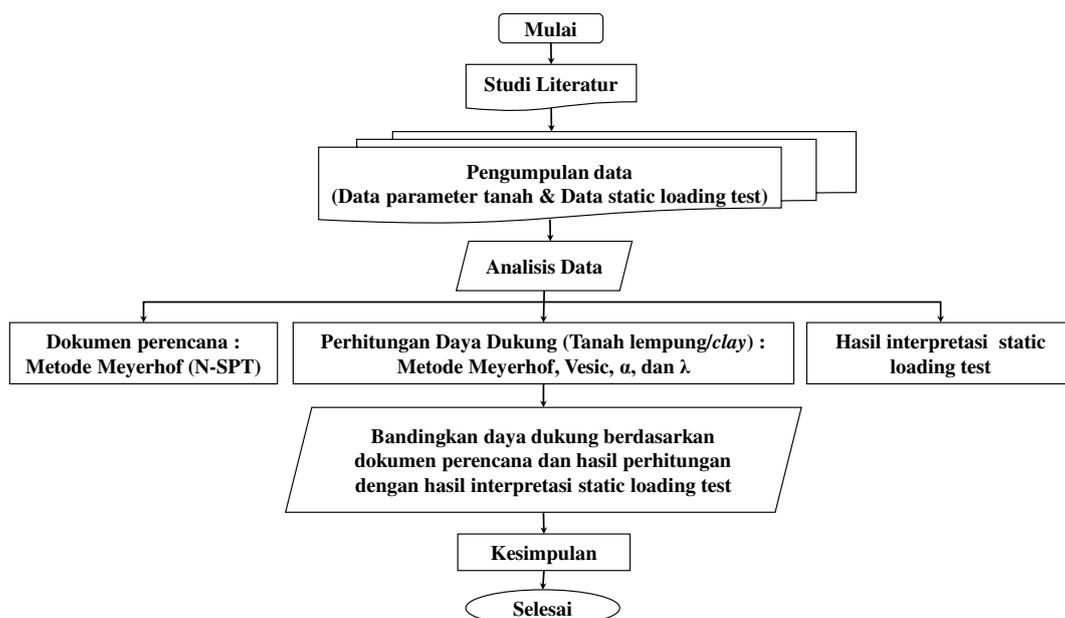
Kondisi tanah di proyek gedung Dewi Sartika UNJ, daerah Rawamangun, terdiri dari lapisan lanau dan lempung yang memiliki nilai kohesi. Perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan

parameter tanah sangat dipengaruhi oleh nilai daya dukung ujung dan daya dukung kulit yang dihasilkan. Nilai kohesi yang dimiliki oleh tanah dalam kadar tertentu, dapat meningkatkan daya dukung tanah sehingga akan mempengaruhi daya dukung pondasi, terutama daya dukung kulitnya.

Perencanaan pondasi yang telah dilakukan pihak perencana hanya menggunakan hasil pembacaan nilai SPT dan tidak memperhitungkan nilai kohesinya. Berdasarkan kondisi tersebut, maka dalam penelitian ini akan dilakukan perhitungan kapasitas daya dukung pondasi berdasarkan parameter tanah menggunakan metode yang berbeda, dengan memperhitungkan nilai kohesi. Selanjutnya, akan dibandingkan dengan *static loading test* sebagai metode yang dianggap lebih aktual karena menggunakan beban yang sebenarnya. Kontrolnya adalah penurunan pondasi untuk keamanan struktur bangunan. Penurunan yang dihasilkan tidak boleh melebihi batas penurunan yang diijinkan.

2. METODE PENELITIAN

Metode penelitian mengikuti digram alur seperti Gambar 1. Fokus perhitungan pada tiang pancang tunggal dengan dimenso 450×450 mm dengan panjang 18 m. Hitungan kapasitas daya dukung pondasi didasarkan data parameter tanah hasil seluruh titik *deep boring* di gedung Dewi Sartika, yaitu DB 4, DB 5, dan DB 6. Data N-SPT terkoreksi yang digunakan terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60% untuk menghitung nilai kohesi (c_u), yang kemudian digunakan sebagai faktor perhitungan kapasitas daya dukung pada tanah lempung (clay). Hitungannya menggunakan metode Meyerhof (1965) dan (Vesic 1977) sesuai Persamaan 1 dan 2. Daya dukung ujung dan daya dukung kulit dihitung menggunakan metode α (Terzaghi, Peck and Mesri 1996) dan (M. J. Tomlinson 1994, 2001, 2008, 2015) sesuai Persamaan 3 dan 4 serta Pers. 5 untuk metode λ (Vijayvergiya dan Focht 1972).



Gambar 1. Diagram alur penelitian

$$Q_p = 9c_u A_p \quad (1)$$

$$Q_p = A_p c_u N_c^* \quad (2)$$

$$Q_s = \sum \alpha c_u p \Delta L \quad (3)$$

$$Q_s = \sum F \alpha_p c_u p \Delta L \quad (4)$$

$$Q_s = \sum f_{av} p \Delta L \quad (5)$$

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_{v0} + 2c_u) \quad (6)$$

Dimana:

Q_p = Kapasitas daya dukung ujung

Q_p = Kapasitas daya dukung kulit

c_u = Nilai kohesi tanah

A_p = Luas penampang pondasi tiang

N_c^* = faktor daya dukung vesic (1977) dari Tabel 1

α = nilai alpha menurut Terzaghi, Peck, & Mesri, (1996) seperti Tabel 2.

α_p = Faktor adhesi puncak menurut Tomlinson M. J., (1994; 2001; 2008; 2015) seperti Gambar 2 (a).

F = faktor panjang tiang seperti Gambar 2(b).

p = keliling penampang pondasi tiang

ΔL = pertambahan panjang pondasi

f_{av} = unit satuan daya dukung (Pers. 6) menggunakan metode λ (Gambar 3 atau Tabel 3)

$\bar{\sigma}'_{v0}$ = tegangan vertikal efektif rata-rata (Pers. 7)

$A_1 + A_2 + \dots + A_n$ = luasan area tegangan vertikal efektif tanah.

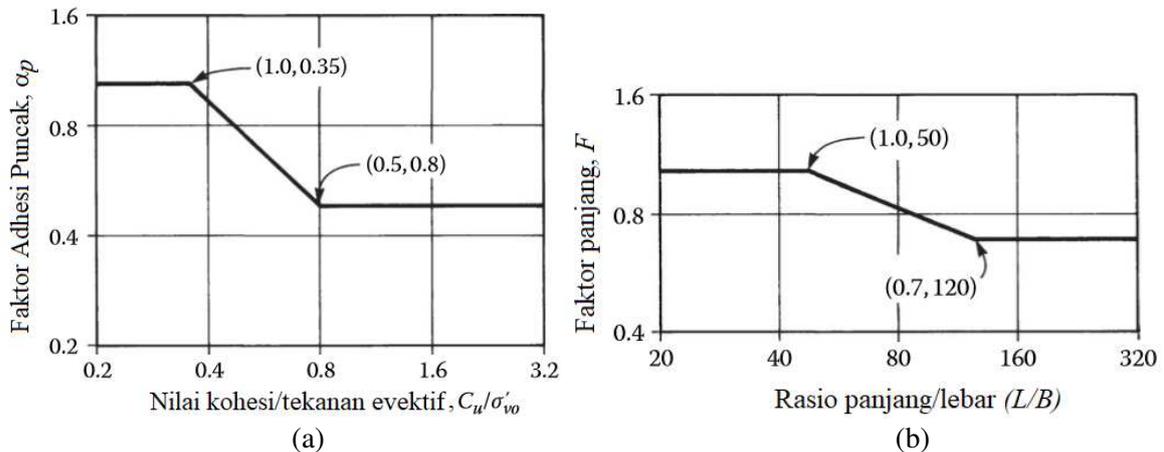
L = panjang tiang pondasi.

$$\bar{\sigma}'_{v0} = \frac{A_1 + A_2 + \dots + A_n}{L} \quad (7)$$

Tabel 1. Faktor daya dukung Vesic (1977)

I_r	10	20	40	60	80	100	200	300
N_c^*	6,97	7,90	8,82	9,36	9,75	10,04	10,97	11,51

Sumber: (B. M. Das 2011, 563).



Gambar 2. Faktor Adhesi untuk pancang sampai kedalaman tanah lempung (a) Faktor adhesi dengan kekuatan geser/tekanan efektif tanah, α_p (b) faktor kedalaman (Dari Semple, R.M dan Rigden, W.J., Capacity of driven pipe in clay, symposium on analysis and design of pile foundation, American Society of Civil Engineers, San Francisco, CA, 59 – 79, 1984) dalam (Tomlinson dan Woodward, Pile Design and Construction Practice 2015, 148)

Menurut O'Neill and Reese (1999), variasi nilai N_c^* dapat dicari berdasarkan teori Vesic ditentukan dari hubungan dengan pengurangan Indeks kekakuan (*reduced rigidity index, I_{rr}*). Untuk tanah lempung, $I_{rr} = I_r$, dimana I_r adalah *rigidity index*. O'Neill and Reese (1999) memberikan

pendekatan hubungan untuk I_r dan nilai kohesi, c_u (Pers. 8). Nilai N_c^* didapatkan dari Tabel 2 (B. M. Das 2011, 2016).

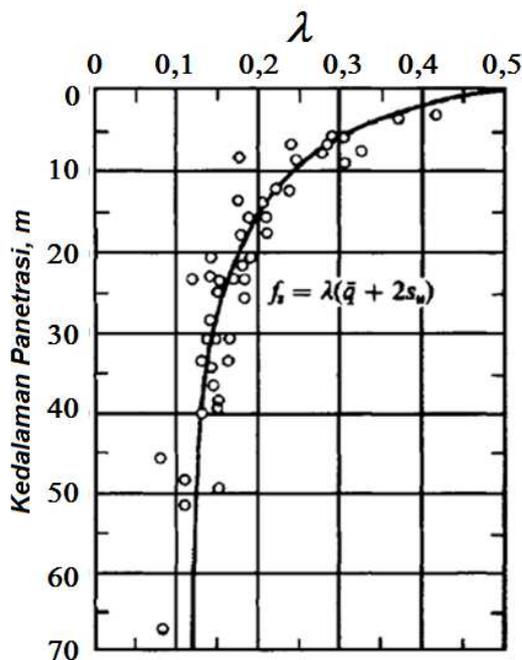
$$I_r = 347 \left(\frac{c_u}{p_a} \right) - 33 \leq 300 \quad (8)$$

Tabel 2. Variasi nilai α Terzaghi, Peck, & Mesri, (1996)

c_u/p_a	Faktor Adhesi, α	c_u/p_a	Faktor Adhesi, α	c_u/p_a	Faktor Adhesi, α
$\leq 0,10$	1,00	0,80	0,54	1,80	0,36
0,20	0,92	1,00	0,48	2,00	0,35
0,30	0,82	1,20	0,42	2,40	0,34
0,40	0,74	1,40	0,40	2,80	0,34
0,60	0,62	1,60	0,38		

$p_a = 100 \text{ kN/m}^2$ adalah tekanan atmosfer

Sumber: (B. M. Das 2016, 457)



Tabel 3. Interpretasi Nilai λ

Panjang Panetrasi Tiang	λ
0	0,5
5	0,336
10	0,245
15	0,2
20	0,173
25	0,15
30	0,136
35	0,132
40	0,127
50	0,118
60	0,113
70	0,11
80	0,11
90	0,11

Gambar 3. Hubungan nilai λ dengan kedalaman pondasi (Vijayvergiya dan Focht 1972). Sumber: (B. M. Das 2016, 434)

Kapasitas daya dukung ultimit dihitung dengan menjumlahkan daya dukung ujung dengan daya dukung kulit. Kapasitas daya dukung ijin dihitung dengan membagi hasil kapasitas daya dukung ultimit dengan faktor keamanan sebesar 3. Selanjutnya dilakukan kombinasi hitungan, yaitu: Meyerhof + α Terzaghi, Peck, and Mesri; Meyerhof + α Tomlinson; Meyerhof + λ ; Vesic + α Terzaghi, Peck, dan Mesri; Vesic + α Tomlinson; dan Vesic + λ . Hasil kombinasi dibandingkan dengan kapasitas daya dukung pondasi berdasarkan static loading test (SLT) untuk titik TP 114 dan TP 020 dengan ukuran keduanya masing-masing adalah 450x450 mm. Hasil interpretasi daya dukung ultimit SLT nilai dibagi dengan faktor keamanannya untuk mendapatkan daya dukung ijin.

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Data parameter tanah untuk yang digunakan terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60% untuk menghitung nilai kohesi (c_u), dikoreksi untuk perhitungan sebagai Data N-SPT dikoreksi berdasarkan SNI 4153-2008, yaitu dengan memperhitungkan tegangan tanah dan alat yang digunakan hasilnya seperti Tabel 4. Nilai kohesi tanah, c_u dihitung secara empiris dari

hubungannya dengan N-SPT, yaitu $c_u = 2/3N_{60}$, yang hasilnya seperti Tabel 5. Nilai c_u dijadikan faktor utama dalam perhitungan selanjutnya. Nilai tekan vertikal efektif, σ'_{v0} dihitung berdasarkan berat isi tanah untuk semua titik bor. Hitungan kapasitas daya dukung ujung menggunakan metode Mayerhof (1965) dan (Vesic 1977) menggunakan Persamaan 1 dan 2 disajikan di Tabel 6.

Tabel 4. Nilai N-SPT Terkoreksi (N_{60}) pada Lokasi DB 4, DB 5, dan DB 6

Kedalaman (m)	N-SPT Terkoreksi (N_{60})			Nilai σ'_{v0}
	DB 4	DB 5	DB 6	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,50	21,70	12,76	19,14	9,29
3,00	26,67	19,05	25,40	18,57
4,50	28,94	25,17	27,68	28,61
6,00	29,47	29,47	31,83	38,64
7,50	35,46	24,46	34,24	50,93
9,00	28,52	27,38	28,52	63,21
10,5	30,38	30,38	29,26	75,50
12,0	24,35	27,53	28,59	87,78
13,5	27,99	22,99	23,99	100,07
15,0	24,62	24,62	27,46	112,35
16,5	54,12	54,12	54,12	123,89
18,0	51,68	51,68	51,68	135,42

Tabel 5. Nilai c_u Pada Lokasi DB 4, DB 5, dan DB 6

Kedalaman (m)	Nilai Kohesi Tanah, c_u (kN/m^2)		
	DB 4	DB 5	DB 6
0,00	0,00	0,00	0,00
1,50	144,64	85,08	127,63
3,00	177,82	127,01	169,35
4,50	192,95	167,78	184,56
6,00	196,46	196,46	212,18
7,50	236,40	163,03	228,25
9,00	190,13	182,52	190,13
10,5	202,56	202,56	195,06
12,0	162,35	183,53	190,59
13,5	186,61	153,29	159,95
15,0	164,12	164,12	183,06
16,5	360,83	360,83	360,83
18,0	344,53	344,53	344,53

Tabel 6. Kapasitas Daya Dukung Ujung pada Lokasi DB 4, DB 5, dan DB 6

Kedalaman (m)	c_u (kN/m^2)	A_p (m^2)	Metode Mayerhof (1965)			Metode Vesic (1977)		
			$Q_p = 9c_u A_p$			$Q_p = A_p c_u N_c^*$		
			DB 4	DB 5	DB 6	DB 4	DB 5	DB 6
18,00	344,53	0,2025	627,91	627,91	627,91	803,02	803,02	803,02
Kapasitas Daya dukung ujung (kN)			627,91	627,91	627,91	803,02	803,02	803,02
Kapasitas Daya dukung ujung (Ton)			62,79	62,79	62,79	80,30	80,30	80,30

Catatan: $I_r = 300$ dan $N_c^* = 11,51$

Kapasitas daya dukung kulit untuk lokasi di titik *boring*, DB 4, 5 dan 6 menggunakan Persamaan 3 dengan Nilai α (Terzaghi, Peck and Mesri 1996) didapatkan dari Tabel 2 seperti Tabel 7. Hasil hitungan untuk kapasitas daya dukung kulit menggunakan metode α (Terzaghi, Peck and Mesri 1996) untuk keliling penampang tiang, $p = 1,80$ m, berturut-turut untuk titik DB 4, 5 dan 6 adalah 2449,26 kN; 2302,83 kN dan 2439,13 kN.

Kapasitas daya dukung kulit dihitung menggunakan metode (M. J. Tomlinson 1994, 2001, 2008, 2015) hasilnya seperti Tabel 8, untuk nilai α_p , dan faktor panjang tiang, $F = 1$ dan $L/B = 40$. Kapasitas daya dukung didapatkan berturut turut sebesar 3455,19 kN, 3146,51 kN dan 3437,24 kN.

Menggunakan Pers. 5 untuk metode λ (Vijayvergiya dan Focht 1972), di setiap kedalaman dengan $\Delta L = 1,5$ m sepanjang 18 meter serta, $p = 1,8$ m menggunakan λ (hasil interpolasi) hasilnya seperti Tabel 9. Rekapitulasi hasil hitungan ditunjukkan pada Tabel 10. Kapasitas daya dukung dihitung dengan, $Q_u = Q_p + Q_s$. Hasil hitungan rata-rata untuk kombinasi daya dukung ujung dan kulit dan kapasitas daya dukung Ijin, $Q_a = Q_u/SF$, dibandingkan dengan metode perencana Meyerhof (1965) yang menggunakan N-SPT dan hasil interpretasi static loading

test/SLT (Geotech Engineering, PT 2010) ditunjukkan pada Tabel 11.

Tabel 7. Kapasitas Daya Dukung Kulit Metode α Terzaghi, Peck, dan Mesri (1996)

Kedalaman (m)	ΔL (m)	c_u (kN/m ²)			c_u/p_a			α		
		DB 4	DB 5	DB 6	DB 4	DB 5	DB 6	DB 4	DB 5	DB 6
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,50	1,50	144,64	85,08	127,63	1,45	0,85	1,28	0,40	0,52	0,41
3,00	1,50	177,82	127,01	169,35	1,78	1,27	1,69	0,36	0,41	0,37
4,50	1,50	192,95	167,78	184,56	1,93	1,68	1,85	0,35	0,37	0,36
6,00	1,50	196,46	196,46	212,18	1,96	1,96	2,12	0,35	0,35	0,35
7,50	1,50	236,40	163,03	228,25	2,36	1,63	2,28	0,34	0,38	0,34
9,00	1,50	190,13	182,52	190,13	1,90	1,83	1,90	0,35	0,36	0,35
10,50	1,50	202,56	202,56	195,06	2,03	2,03	1,95	0,35	0,35	0,35
12,00	1,50	162,35	183,53	190,59	1,62	1,84	1,91	0,38	0,36	0,35
13,50	1,50	186,61	153,29	159,95	1,87	1,53	1,60	0,36	0,39	0,38
15,00	1,50	164,12	164,12	183,06	1,64	1,64	1,83	0,38	0,38	0,36
16,50	1,50	360,83	360,83	360,83	3,61	3,61	3,61	0,34	0,34	0,34
18,00	1,50	344,53	344,53	344,53	3,45	3,45	3,45	0,34	0,34	0,34

Tabel 8. Kapasitas Daya Dukung Kulit Metode α (M. J. Tomlinson 1994, 2001, 2008, 2015)

Kedalaman (m)	ΔL (m)	σ'_{v0} (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)			c_u/σ'_{v0}			α		
			DB 4	DB 5	DB 6	DB 4	DB 5	DB 6	DB 4	DB 5	DB 6
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00
1,50	1,50	9,29	144,64	85,08	127,63	15,58	9,16	13,75	0,50	0,50	0,50
3,00	1,50	18,57	177,82	127,01	169,35	9,58	6,84	9,12	0,50	0,50	0,50
4,50	1,50	28,61	192,95	167,78	184,56	6,75	5,87	6,45	0,50	0,50	0,50
6,00	1,50	38,64	196,46	196,46	212,18	5,08	5,08	5,49	0,50	0,50	0,50
7,50	1,50	50,93	236,40	163,03	228,25	4,64	3,20	4,48	0,50	0,50	0,50
9,00	1,50	63,21	190,13	182,52	190,13	3,01	2,89	3,01	0,50	0,50	0,50
10,50	1,50	75,50	202,56	202,56	195,06	2,68	2,68	2,58	0,50	0,50	0,50
12,00	1,50	87,78	162,35	183,53	190,59	1,85	2,09	2,17	0,50	0,50	0,50
13,50	1,50	100,07	186,61	153,29	159,95	1,86	1,53	1,60	0,50	0,50	0,50
15,00	1,50	112,35	164,12	164,12	183,06	1,46	1,46	1,63	0,50	0,50	0,50
16,50	1,50	123,89	360,83	360,83	360,83	2,91	2,91	2,91	0,50	0,50	0,50
18,00	1,50	135,42	344,53	344,53	344,53	2,54	2,54	2,54	0,50	0,50	0,50

Tabel 9. Kapasitas Daya Dukung Kulit Metode λ (Vijayvergiya dan Focht 1972)

Kedalaman (m)	λ (m)	σ'_{v0} (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)			A_i	$\bar{\sigma}'_{v0}$	$f_{av} \cdot p$		
			DB 4	DB 5	DB 6			DB 4	DB 5	DB 6
0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,50	0,451	9,29	144,64	85,08	127,63	6,97	4,65	239	142	211
3,00	0,385	18,57	177,82	127,01	169,35	20,90	9,29	253	183	241
4,50	0,352	28,61	192,95	167,78	184,56	35,39	14,06	254	222	243
6,00	0,318	38,64	196,46	196,46	212,18	50,44	18,95	236	236	254
7,50	0,291	50,93	236,40	163,03	228,25	67,18	24,12	260	183	251
9,00	0,263	63,21	190,13	182,52	190,13	85,61	29,61	194	187	194
10,50	0,241	75,50	202,56	202,56	195,06	104,03	35,29	191	191	184
12,00	0,227	87,78	162,35	183,53	190,59	122,46	41,08	149	167	173
13,50	0,214	100,07	186,61	153,29	159,95	140,89	46,95	161	136	141
15,00	0,200	112,35	164,12	164,12	183,06	159,32	52,88	137	137	151
16,50	0,192	123,89	360,83	360,83	360,83	177,18	58,81	270	270	270
18,00	0,184	135,42	344,53	344,53	344,53	194,48	64,71	249	249	249

$$Q_s = \sum f_{av} p \Delta L \text{ (kN)} \quad 2593 \quad 2301 \quad 2562$$

Tabel 10. Kapasitas daya dukung

Hitungan	Lokasi	DB4		DB5		DB6	
		kN	Ton	kN	Ton	kN	Ton
Kapasitas Daya dukung Ujung (<i>end bearing</i>), Q_p							
A. Mayerhof (1965), <i>clay</i>		627,91	62,791	627,91	62,791	627,91	62,791
B. Vesic (1977), <i>clay</i>		803,02	80,302	803,02	80,302	803,02	80,302
Kapasitas Daya dukung kulit (<i>skin resistance</i>), Q_s							
C. α (Terzaghi, Peck and Mesri 1996)		2449,3	244,93	2302,8	230,28	2439,1	243,91
D. α_p , Tomlinson M. J., (1994; 2001; 2008; 2015)		3455,2	345,52	3146,5	314,65	3437,2	343,72
E. λ (Vijayvergiya dan Focht 1972)		2593	259,3	2301	230,1	2562	256,2

Tabel 11. Perbandingan Nilai Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Statik Dengan Static Loading Test, $Q_{SLT} = 166,42$ Ton serta nilai penurunan

Metode	F	G	H	I	J	K	L
Q_a (Ton)	151,01	100,83	132,47	103,77	100,83	132,47	103,77
% terhadap SLT	90,74	60,59	79,60	62,36	60,59	79,60	62,36
Penurunan (mm)	245,30	59,30	59,00	58,80	46,80	46,50	46,30

Keterangan:

F = Metode Meyerhof (N-SPT) hasil hitungan perencana (Geotech Engineering, PT 2010)

G = Metode Mayerhof (1965), *clay* + α (Terzaghi, Peck and Mesri 1996)

H = Metode Mayerhof (1965), *clay* + α_p , Tomlinson M. J., (1994; 2001; 2008; 2015)

I = Metode Mayerhof (1965), *clay* + λ (Vijayvergiya dan Focht 1972)

J = Metode Vesic (1977), *clay* + α (Terzaghi, Peck and Mesri 1996)

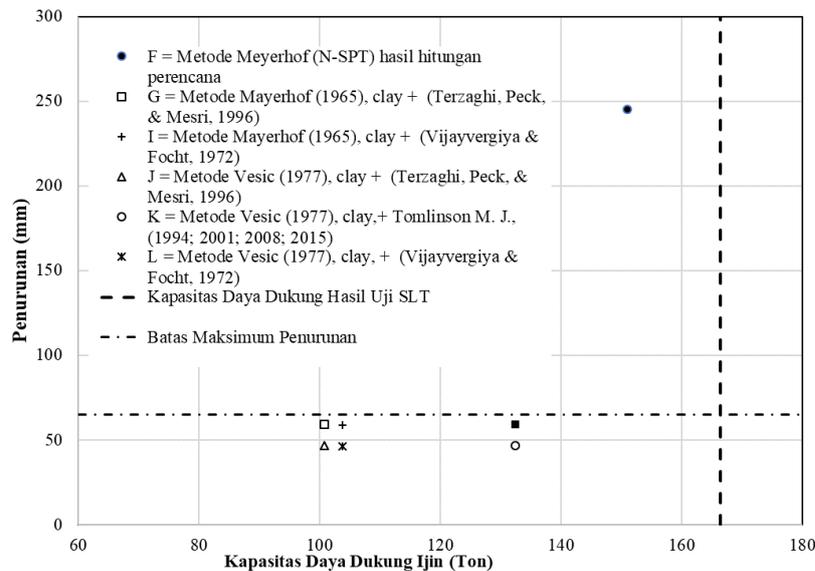
K = Metode Vesic (1977), *clay*, + α_p , Tomlinson M. J., (1994; 2001; 2008; 2015)

L = Metode Vesic (1977), *clay*, + λ (Vijayvergiya dan Focht 1972)

Metode eksisting Meyerhof (N-SPT) yang digunakan oleh perencana merupakan metode yang lebih aktual untuk digunakan dalam menghitung kapasitas daya dukung pondasi karena nilainya paling mendekati nilai daya dukung yang dihasilkan oleh SLT yaitu sebesar 90,74% seperti ditunjukkan pada Tabel 11. Sedangkan metode yang memperhitungkan nilai kohesinya menunjukkan nilai yang lebih kecil. Hasil perhitungan kapasitas daya dukung metode statik yang menggunakan nilai kohesi menghasilkan nilai yang bervariasi. Hal ini dipengaruhi oleh perbedaan rumusan perhitungan dan faktor yang digunakan oleh setiap metode. Hitungan penurunan seperti Tabel 11 menunjukkan bahwa metode Meyerhof (N-SPT) menghasilkan penurunan sebesar 245,3 mm. Jika dibandingkan dengan batas penurunan maksimum, yaitu sebesar 65 mm, maka penurunan yang dihasilkan metode ini melebihi batas yang diijinkan. Sedangkan metode-metode lainnya yang memperhitungkan nilai kohesi, masih berada dalam batas yang diijinkan. Nilai kapasitas sangat mempengaruhi hasil penurunan. Semakin besar nilai daya dukung ujungnya, maka semakin besar penurunan yang terjadi. Gambar 4 menunjukkan bahwa metode-metode yang menggunakan nilai kohesi dalam perhitungan daya dukungnya masih berada dalam batas-batas yang diijinkan, sedangkan metode eksisting Meyerhof (N-SPT) melebihi batas penurunan maksimum walaupun nilai daya dukungnya paling mendekati SLT.

Nilai tekanan ujung (q_{wp}) terbesar terdapat pada metode N-SPT (hitungan perencana), yaitu sebesar 562,68 ton/m² sehingga menghasilkan penurunan ujung terbesar yang sangat mempengaruhi hasil akhir dari penurunan total. Sedangkan metode yang memperhitungkan nilai kohesi menghasilkan nilai daya dukung kulit yang besar, namun tidak banyak mempengaruhi hasil

penurunan totalnya. Oleh karena itu, diperlukan pertimbangan yang matang dalam pemilihan metode yang akan digunakan dalam perencanaan pondasi, mengingat nilai daya dukung pondasi sangat mempengaruhi mempengaruhi nilai akhir penurunan yang dihasilkan.



Gambar 4. Hubungan antara Kapasitas Daya Dukung Ijin dengan Penurunan

4. KESIMPULAN

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian ini yaitu: (1) Kapasitas daya dukung metode statik yang bervariasi dipengaruhi oleh perbedaan rumusan perhitungan dan faktor yang digunakan oleh setiap metode; (2) Metode Meyerhof, (1965) menggunakan N-SPT paling aktual untuk digunakan dalam menghitung daya dukung pondasi dengan akurasi 90,74% tetapi melebihi batas maksimum penurunan yang diijinkan; (3) Kombinasi metode Meyerhof (1965), *clay + α* , Terzaghi, Peck, and Mesri (1996) dengan *static loading test* berbeda besar potensi *over-estimate* perencanaan dan akan menghasilkan biaya yang tinggi; dan (4) Nilai kohesifitas yang dipertimbangkan akan menghasilkan nilai yang masih memenuhi batas keamanan penurunan pondasi; (5) Hasil penurunan dipengaruhi kapasitas daya dukung ujung.

DAFTAR PUSTAKA

- Das, Braja M. 2011. *Principles of Foundation Engineering*. Seventh. USA: Cengage Learning.
- Das, Braja M. 2016. *Principles of Foundation Engineering*. Eight. Boston, MA 02210 USA: Cengage Learning.
- Geotech Engineering, PT. 2010. "Laporan Hasil Pengujian Statik Loading Test, Proyek Gedung Fasilitas Pendidikan UNJ Jakarta." Jakarta: Universitas Negeri Jakarta.
- Mayerhof, G.G. 1965. "Shallow Foundations." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers* Vol. 91, No. SM2: 21-32.
- Terzaghi, K, R.B Peck, dan Mesri. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley.
- Tomlinson, M.J, dan R Boorman. 2001. *Foundation design and construction*. Seventh. England: Pearson Education Limited.
- Tomlinson, Michael J. 1994. *Pile Design and Construction Practice*. Fourth. New York: E & FN Spon.
- Tomlinson, Michael J, dan John C Woodward. 2015. *Pile Design and Construction Practice*. Sixth. New York: CRC Press.
- Tomlinson, Michael Jhon, dan John Woodward. 2008. *Pile Design and Construction Practice*. Fifth. New York: Taylor & Francis.
- Vesic, A.S. 1977. *Design of Pile Foundations*. NCHRP Synthesis of Practice No. 42, Washington, D.C: Transportation Research Board, 68.

Vijayvergiya, V.N, dan J.A.Jr Focht. 1972. "A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay."
OTC Paper 1718, 4th Offshore Technology Conference. Houston, TX.