

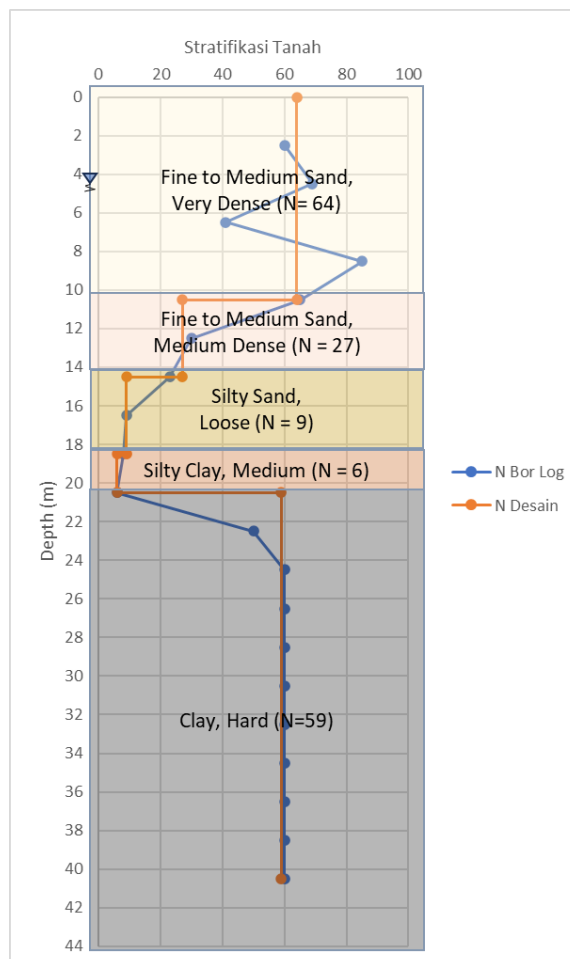
4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Tanah Dasar

Data tanah yang digunakan dalam penelitian ini merupakan data sekunder yang didapatkan dari UPTD (Unit Pelaksana Teknis Dinas) Pengelolaan Jalan dan Jembatan Wilayah Pelayanan V dari hasil penyelidikan tanah berupa *Standard Penetration Test* (SPT) dan uji laboratorium. Data penyelidikan tanah yang digunakan dalam penelitian ini berfokus pada titik borhole BH-01.

4.1.1 Klasifikasi Lapisan Tanah

Klasifikasi lapisan tanah ditentukan berdasarkan data hasil penyelidikan tanah yaitu pada *borhole* BH-01. Klasifikasi ini dilakukan dengan mengklasifikasikan data bor berdasarkan sifat tanah, kemudian nilai N rata-rata serta konsistensinya. Hasil klasifikasi lapisan tanah disajikan pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Hasil Stratifikasi Tanah Borhole BH-01

4.1.2 Parameter Tanah

Dalam perhitungan daya dukung yang akan dibahas kemudian diperlukan beberapa parameter data tanah di antaranya N-SPT, berat isi tanah, berat isi tanah jenuh, berat isi tanah efektif, modulus elastisitas tanah, *poisson ratio*, kohesi *undrained* tanah (c_u), sudut geser dalam tanah, kohesi efektif, sudut geser efektif.

Penentuan parameter tanah dapat diambil melalui hasil uji laboratorium dan hasil dari korelasi empiris. Data yang belum didapatkan dari hasil uji laboratorium dilengkapi dengan data hasil korelasi empiris. Rekapitulasi data tanah dari hasil uji laboratorium disajikan dalam Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4.1 *Resume Laboratory Test Data* dari Proyek Pembangunan Jembatan dan Jalan Batukaras - Nusawiru

Bore Hole	Depth (m)	USCS	GS	Determination Unit Weight of dry density & moisture content					
				WN (%)	γ_m (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	Void Ratio (e)	Porosity (n)	sr (%)
BH.1 (DS)	9.5-10	SM	2,671	4,21	2,339	2,245	0,19	0,16	59,18
BH.1(UDS)	19.5-20	CH	2,659	48	1,661	1,122	1,37	0,58	93,21

Atterberg limits			Particle Size Distribution Analysis				Consolidation		
			(ASTM D 422)				Test		
wL (%)	wP (%)	iP (%)	Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	Cv (cm ² /sec)	Cc	Pc (Kg/cm ²)
NP	NP	NP	0	98	0	2	-	-	-
54,15	22,27	31,88	0	9	44	47	0,004	0,486	1,37

Triaxial UU		Direct Shear UU	
Total Stress		Total Stress	
C (Kg/cm ²)	ϕ (deg)	C (Kg/cm ²)	ϕ (deg)
-	-	0,01	33.9
0,05	14,9	-	-

4.1.2.1 Berat Isi Tanah Jenuh

Berat isi tanah jenuh ditentukan dengan memplot data lab, data lab yang dimiliki yaitu pada kedalaman 9,5-10 m dan 19,5-20 m dengan data yang didapatkan merupakan γ_m , tetapi karena posisi data tanah berada di bawah muka air tanah maka nilai parameter ini dapat digunakan sebagai parameter γ_{sat} karena kondisi tanah tersaturasi di bawah muka air tanah. Kemudian untuk lapisan yang tidak memiliki data lab ditentukan dengan korelasi mengacu pada Tabel 2.2 dan Tabel 2.3 (Halaman 10 Bab 2).

Korelasi dilakukan dengan menyesuaikan jenis tanah, baik untuk tanah kohesif maupun tanah *granular*. Maka, Tabel 4.2 berikut merupakan rekapitulasi nilai berat volume tanah jenuh dari hasil data lab dan hasil korelasi.

Tabel 4.2 Rekapitulasi hasil korelasi nilai Berat Volume tanah jenuh

Layer	Soil Layer (m)	N	Soil Type	Consistency	γ_{sat} (kN/m³)
1	0-10,5	64	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Very Dense</i>	22,94
2	10,5-14,5	27	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Medium Dense</i>	21,50
3	14,5-18,5	9	<i>Silty Sand</i>	<i>Loose</i>	20,00
4	18,5-20,5	6	<i>Silty Clay (shell inserts)</i>	<i>Medium</i>	16,29
5	20,5-40,5	59	<i>Clay</i>	<i>Hard</i>	20,00

Keterangan :

	Hasil Data Lab
	Hasil Korelasi

4.1.2.2 Berat Isi Tanah Efektif

Nilai berat isi tanah efektif didapatkan dengan menggunakan persamaan (2.2) berikut ini :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Selanjutnya, nilai berat isi tanah efektif dihitung untuk masing-masing lapisan, dan hasilnya disajikan pada Tabel 4.3 berikut :

Tabel 4.3 Rekapitulasi hasil perhitungan nilai berat volume tanah efektif

No	Soil Layer (m)	N	Soil Type	Consistency	γ_{sat} (kN/m³)	γ' (kN/m³)
1	0-10,5	64	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Very Dense</i>	22,94	12,94
2	10,5-14,5	27	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Medium Dense</i>	21,50	11,50
3	14,5-18,5	9	<i>Silty Sand</i>	<i>Loose</i>	20,00	10,00

No	Soil Layer (m)	N	Soil Type	Consistency	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)
4	18,5-20,5	6	Silty Clay (shell inserts)	Medium	16,29	6,29
5	20,5-40,5	59	Clay	Hard	20,00	10,00

Keterangan :

	Hasil Data Lab
	Hasil Korelasi

Hasil nilai berat isi tanah efektif dihasilkan dengan menggunakan persamaan (2.2) dengan $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. Keterangan di atas menunjukkan kondisi data mentah yang digunakan untuk mencari nilai berat volume tanah efektif ini.

4.1.2.3 Berat Isi Tanah Kering

Berat isi tanah jenuh ditentukan dengan memplot data lab, data lab yang dimiliki yaitu pada kedalaman 9,5-10 m diplotkan pada lapisan ke 1 dan 19,5-20 m diplotkan pada lapisan ke 4. Kemudian untuk lapisan yang tidak memiliki data lab ditentukan dengan korelasi mengacu pada Tabel 2.3.

Tabel 4.4 Rekapitulasi hasil korelasi nilai Berat Volume tanah jenuh

Layer	Soil Layer (m)	N	Soil Type	Consistency	γ_d (kN/m ³)
1	0-10,5	64	Fine to Medium Sand	Very Dense	22,02
2	10,5-14,5	27	Fine to Medium Sand	Medium Dense	17,00
3	14,5-18,5	9	Silty Sand	Loose	15,00
4	18,5-20,5	6	Silty Clay (shell inserts)	Medium	16,00
5	20,5-40,5	59	Clay	Hard	18,00

Keterangan :

	Hasil Data Lab
	Hasil Korelasi

4.1.2.4 Modulus Elastisitas Tanah

Nilai modulus elastisitas tanah didapatkan dengan menggunakan Tabel 2.4 (halaman 12). Data awal berupa jenis tanah dan kekuatan tanah digunakan untuk

mengkorelasikan nilai parameter modulus elastisitas ini. Kemudian dalam menggunakan tabel tersebut digunakan pendekatan dengan interpolasi yaitu dengan rumus :

$$E = E_{\text{bawah}} + \frac{(E_{\text{atas}} - E_{\text{bawah}}) \times (N - N_{\text{bawah}})}{(N_{\text{atas}} - N_{\text{bawah}})}$$

Berikut merupakan contoh perhitungan penentuan nilai modulus elastisitas untuk layer 1 kedalaman 0-10,5 m :

$$E = 40 + \frac{(100 - 40) \times (64 - 50)}{(50 - 0)} = 56,8$$

Maka didapatkan nilai modulus elastisitas tanah pada masing-masing lapisan yang disajikan pada Tabel 4.5 berikut :

Tabel 4.5 Rekapitulasi hasil korelasi nilai Modulus Elastisitas Tanah

<i>Layer</i>	<i>Soil Layer (m)</i>	<i>N</i>	<i>Soil Type</i>	<i>Consistensy</i>	<i>E (MPa)</i>
1	0-10,5	64	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Very Dense</i>	56,8
2	10,5-14,5	27	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Medium Dense</i>	26,7
3	14,5-18,5	9	<i>Silty Sand</i>	<i>Loose</i>	8,83
4	18,5-20,5	6	<i>Silty Clay (shell inserts)</i>	<i>Medium</i>	8,5
5	20,5-40,5	59	<i>Clay</i>	<i>Hard</i>	78,7

Keterangan :

Nilai modulus elastisitas yang digunakan merupakan hasil dari korelasi karena nilai modulus elastisitas tidak diberikan dalam data laboratorium.

4.1.2.5 Poisson Ratio

Nilai poisson ratio ditentukan dengan mengacu pada Tabel 2.5 (Halaman 13). Maka, dari hasil korelasi nilai tipikal dari *poisson ratio* dengan tabel tersebut didapatkan nilai *poisson ratio* untuk setiap lapisannya disajikan pada Tabel 4.6 berikut :

Tabel 4.6 Rekapitulasi hasil korelasi nilai *Poisson Ratio*

Layer	Soil Layer (m)	N	Soil Type	Consistensy	μ
1	0-10,5	64	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Very Dense</i>	0,33
2	10,5-14,5	27	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Medium Dense</i>	0,39
3	14,5-18,5	9	<i>Silty Sand</i>	<i>Loose</i>	0,27
4	18,5-20,5	6	<i>Silty Clay (shell inserts)</i>	<i>Medium</i>	0,5
5	20,5-40,5	59	<i>Clay</i>	<i>Hard</i>	0,5

Keterangan :

Nilai *poisson ratio* yang digunakan merupakan hasil dari korelasi karena nilai *poisson ratio* tidak diberikan dalam data laboratorium.

4.1.2.6 Kohesi *Undrained Tanah* (c_u) dan Sudut Geser (ϕ)

Nilai kohesi dan sudut geser ditentukan dari data N-SPT yang dapat dikorelasikan menggunakan Tabel 2.6 (halaman 14) yang merupakan tabel untuk mengkorelasikan nilai c_u serta Tabel 2.7 (halaman 15) untuk menentukan nilai ϕ .

Nilai - nilai tersebut didapatkan dengan pendekatan rumus interpolasi sebagai berikut :

$$c_u = c_{u\text{bawah}} + \frac{(c_{u\text{atas}} - c_{u\text{bawah}}) \times (N - N_{\text{bawah}})}{(N_{\text{atas}} - N_{\text{bawah}})}$$

$$\phi = \phi_{\text{bawah}} + \frac{(\phi_{\text{atas}} - \phi_{\text{bawah}}) \times (N - N_{\text{bawah}})}{(N_{\text{atas}} - N_{\text{bawah}})}$$

- Berikut merupakan contoh penentuan nilai c_u untuk layer 4 kedalaman 18,5 - 20,5 m :

$$c_u = 25 + \frac{(50 - 25) \times (6 - 4)}{(8 - 4)} = 37,5$$

- Berikut merupakan contoh penentuan nilai ϕ untuk layer 1 kedalaman 0 - 10,5 m :

$$\phi = 45 + \frac{(50 - 45) \times (64 - 50)}{(50 - 0)} = 46,4$$

Sehingga dengan pendekatan tersebut diperoleh rekapitulasi nilai c_u dan ϕ pada masing-masing lapisan tanah disajikan pada Tabel 4.7 berikut.

Tabel 4.7 Rekapitulasi hasil korelasi nilai c_u dan ϕ

Layer	Soil Layer (m)	N	Soil Type	Consistency	c_u	ϕ
1	0-10,5	64	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Very Dense</i>	-	46,40
2	10,5-14,5	27	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Medium Dense</i>	-	38,50
3	14,5-18,5	9	<i>Silty Sand</i>	<i>Loose</i>	-	29,50
4	18,5-20,5	6	<i>Silty Clay (shell inserts)</i>	<i>Medium</i>	37,50	-
5	20,5-40,5	59	<i>Clay</i>	<i>Hard</i>	200,00	-

Keterangan :

Nilai c_u dan ϕ yang digunakan merupakan hasil dari korelasi karena nilai c_u dan ϕ dalam data laboratorium kurang sesuai dengan kondisi c_u dan ϕ pada umumnya.

4.1.2.7 Kohesi Efektif Tanah (c') dan Sudut Geser Efektif Tanah (ϕ')

Kohesi efektif dan sudut geser efektif diperoleh dengan menggunakan Tabel 2.8, Tabel 2.9, serta Tabel 2.10 (halaman 15-16). Tabel-tabel tersebut digunakan untuk mencari parameter c' dan ϕ' dengan menyesuaikan konsistensi serta tipe tanah pada lapisan tersebut kemudian nilai tersebut dicari dengan menggunakan persamaan interpolasi sebagai berikut :

$$c' = c'_{\text{bawah}} + \frac{(c'_{\text{atas}} - c'_{\text{bawah}}) \times (N - N_{\text{bawah}})}{(N_{\text{atas}} - N_{\text{bawah}})}$$

$$\phi' = \phi'_{\text{bawah}} + \frac{(\phi'_{\text{atas}} - \phi'_{\text{bawah}}) \times (N - N_{\text{bawah}})}{(N_{\text{atas}} - N_{\text{bawah}})}$$

- Berikut merupakan contoh penentuan nilai c' untuk layer 4 kedalaman 18,5 - 20,5 m :

$$c' = 10 + \frac{(20-10) \times (6-4)}{(8-4)} = 15$$

- Berikut merupakan contoh penentuan nilai ϕ' untuk layer 1 kedalaman 0 - 10,5 m :

$$\phi' = 42 + \frac{(47-42) \times (64-50)}{(50-0)} = 43,4$$

Maka dari perhitungan tersebut didapat nilai c' dan ϕ' yang disajikan pada Tabel 4.8 berikut.

Tabel 4.8 Rekapitulasi hasil korelasi nilai c' dan ϕ'

<i>Layer</i>	<i>Soil Layer (m)</i>	<i>N</i>	<i>Soil Type</i>	<i>Consistency</i>	<i>c'</i>	<i>ϕ'</i>
1	0-10,5	64	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Very Dense</i>	-	43,40
2	10,5-14,5	27	<i>Fine to Medium Sand</i>	<i>Medium Dense</i>	-	36,25
3	14,5-18,5	9	<i>Silty Sand</i>	<i>Loose</i>	-	31,17
4	18,5-20,5	6	<i>Silty Clay (shell inserts)</i>	<i>Medium</i>	2,50	20,00
5	20,5-40,5	59	<i>Clay</i>	<i>Hard</i>	9,67	29,83

Keterangan :

	Hasil korelasi dengan Tabel 2.7
	Hasil korelasi dengan Tabel 2.8
	Hasil korelasi dengan Tabel 2.9

Nilai c' dan ϕ' yang digunakan merupakan hasil dari korelasi karena nilai c' dan ϕ' tidak diberikan dalam data laboratorium.

4.1.3 Rekapitulasi Parameter

Parameter-parameter yang diperlukan untuk perhitungan daya dukung tiang direkapitulasi dan disajikan ke dalam Tabel 4.9 berikut.

Tabel 4.9 Rekapitulasi Parameter Tanah

Depth	N	Soil Type	γ_d (kN/ m ³)	γ_{sat} (kN/ m ³)	γ' (kN/m ³)	E (Mpa)	μ	c_u (kN/ m ²)	ϕ	c' (kN/m ²)	ϕ'
0 - 10,5	64	<i>Very Dense, Sand</i>	22,02	22,94	12,94	32,00	0,33	-	46,40	-	37,84
10,5 - 14,5	27	<i>Medium Dense, Sand</i>	17,00	21,50	11,50	22,75	0,29	-	38,50	-	36,25
14,5 - 18,5	9	<i>Loose, Sand</i>	15,00	20,00	10,00	9,17	0,27	-	29,50	-	31,17
18,5 - 20,5	6	<i>Medium, Silty Clay</i>	16,00	16,29	6,29	8,50	0,50	37,50	-	2,50	25,00
20,5 - 40,5	59	<i>Hard, Clay</i>	18,00	20,00	10,00	78,67	0,50	200,00	-	9,67	29,83

Keterangan :

	Data Laboratorium
	Data Hasil Korelasi

4.2 Analisa Perhitungan Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal

Dengan menggunakan informasi dari pengujian lapangan, data lab dan hasil korelasi empiris. Daya dukung aksial dianalisis dengan menggunakan beberapa metode. Dalam hal ini metode yang digunakan adalah metode Meyerhoff, Vesic, α Terzaghi, Peck, dan Mesri, dan β .

4.2.1 Daya Dukung Ujung (Qp)

4.2.1.1 Metode Meyerhof

Berdasarkan informasi dan data yang dikumpulkan, daya dukung ujung dengan metode meyerhof dianalisis menggunakan persamaan (2.5) pada kondisi tanah pasir dan persamaan (2.6) pada tanah lempung. Berikut merupakan contoh perhitungan daya dukung tiang pancang dengan metode meyerhof.

a. Lapisan Tanah Pasir (kedalaman $z = 2,5$ m)

- Dimensi tiang

$$\begin{aligned} A_p \text{ (Luas ujung tiang)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1 \\ &= 0,79 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

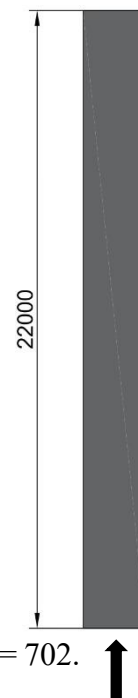
- Nilai tekanan *overburden* pada kedalaman 2,5 m

$$\begin{aligned} q' &= \gamma' \times z \\ &= 14,04 \times 2,5 \\ &= 55,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Nilai N_q^* didapat dari hasil interpolasi pada Tabel 2.11

berdasarkan nilai sudut geser efektif ϕ' didapat nilai $N_q^* = 702$.

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p q' N_q^* \\ &= 0,785 \times 55,04 \times 225,08 \\ &= 9724,87 \text{ kN} \\ &= 991,66 \text{ ton} \end{aligned}$$



b. Lapisan Tanah Lempung (kedalaman $z = 20,5$ m)

- Dimensi tiang

$$\begin{aligned} A_p \text{ (Luas ujung tiang)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1 \\ &= 0,79 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Nilai c_u pada kedalaman 20,5 m = 37,5 kN/m²
- Maka didapatkan nilai *End Bearing* (Q_p) pada kedalaman 20,5 m.

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 9c_u A_p \\
 &= 9 \times 37,5 \times 0,785 \\
 &= 264,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan daya dukung ujung dengan menggunakan metode Meyerhof pada setiap lapisan dapat dilihat pada Tabel 4.10 berikut.

Tabel 4.10 Rekapitulasi Daya Dukung Ujung dengan Metode Meyerhof

Depth	Tebal	γ_d	γ'	c_u	ϕ'	q'	A_p	N_q	N_c	Q_p	Q_p
m	m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	degrees	kN/m ²	m ²	-	-	kN	Ton
2,5	2,50	22,02	12,94	-	37,84	55,04	0,79	225,08	-	9724,87	991,66
4,5	2,00	22,02	12,94	-	37,84	99,07	0,79	225,08	-	17504,76	1784,99
5	0,50	22,02	12,94	-	37,84	110,08	0,79	225,08	-	19449,73	1983,32
6,5	1,50	22,02	12,94	-	37,84	129,49	0,79	225,08	-	22878,65	2332,97
8,5	2,00	22,02	12,94	-	37,84	155,36	0,79	225,08	-	27450,53	2799,18
10,5	2,00	22,02	12,94	-	37,84	181,24	0,79	225,08	-	32022,42	3265,38
12,5	2,00	17,00	11,50	-	36,25	204,24	0,79	174,25	-	27936,85	2848,77
14,5	2,00	17,00	11,50	-	36,25	227,24	0,79	174,25	-	31082,94	3169,58
16,5	2,00	15,00	10,00	-	31,17	247,24	0,79	70,33	-	13650,38	1391,95
18,5	2,00	15,00	10,00	-	31,17	267,24	0,79	70,33	-	14754,62	1504,55
20,5	2,00	16,00	6,29	37,50	25,00	279,81	0,79	-	9,00	264,94	27,02
22	1,50	18,00	10,00	200,00	29,83	294,81	0,79	-	9,00	1413,00	144,09

Keterangan :



Hasil perhitungan yang akan digunakan dalam perbandingan

4.2.1.2 Metode Vesic

Berdasarkan informasi dan data yang dikumpulkan, daya dukung ujung dengan metode Vesic dapat dianalisis menggunakan persamaan (2.7) untuk tanah pasir dan persamaan (2.14) untuk tanah lempung berikut merupakan contoh perhitungan daya dukung tiang pancang dengan metode Vesic.

a. Lapisan Tanah Pasir (kedalaman $z = 2,5$ m)

- Dimensi tiang

$$\begin{aligned}
 A_p \text{ (Luas ujung tiang)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1 \\
 &= 0,79 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Koefisien tekanan tanah didapat dengan menggunakan persamaan (2.9).

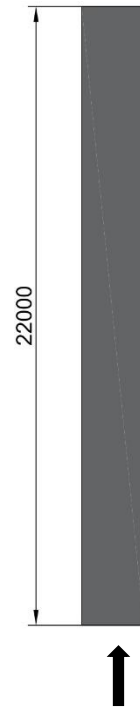
$$\begin{aligned} K_o &= 1 - \sin \phi' \\ &= 1 - \sin 37,84 \\ &= 0,39 \end{aligned}$$

- Nilai tekanan *overburden* pada kedalaman 2,5 m.

$$\begin{aligned} q' &= \gamma' \times z \\ &= 12,94 \times 2,5 \\ &= 55,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Rata-rata tegangan normal efektif tanah pada titik tiang pancang dihitung dengan persamaan (2.8).

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_o &= \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' \\ &= \left(\frac{1 + 2 \times 0,39}{3} \right) 55,04 \\ &= 32,53 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



- Nilai faktor daya dukung N^*_σ didapatkan dari fungsi nilai I_{rr} pada Persamaan (2.10) disimplifikasi pada Tabel 2.12 dengan menginterpolasi nilai I_{rr} dengan nilai sudut geser ϕ . Persamaan (2.11) digunakan untuk menentukan nilai tersebut, berikut merupakan contoh perhitungan nilai I_{rr} ,
- Nilai I_r dicari dengan persamaan (2.12), berikut merupakan hasil perhitungan untuk menentukan nilai I_r .

$$\begin{aligned} I_r &= \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q'tan\phi'} \\ &= \frac{32000}{2 \times (1 + 0,33) \times 55,04 \times \tan 37,84} \\ &= 281,80 \end{aligned}$$

- Menghitung nilai regangan volume rata-rata pada zona plastis di bawah tiang menggunakan persamaan (2.13).

$$\Delta = 0,005 \left(1 - \frac{\phi' - 25}{20} \right) \frac{q'}{p_a}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,005 \left(1 - \frac{37,84 - 25}{20} \right) \frac{55,04}{100} \\
&= 0,00099
\end{aligned}$$

- Nilai I_{rr} dihitung dengan parameter I_r dan Δ yang telah ditentukan sebelumnya.

$$\begin{aligned}
I_{rr} &= \left(\frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \right) \\
&= \left(\frac{281,80}{1 + 281,80 \times 0,00099} \right) \\
&= 220,56
\end{aligned}$$

Maka dari hasil interpolasi pada Tabel 2.12 dengan plot nilai I_{rr} dan nilai ϕ didapatkan nilai $N_{\sigma}^* = 163,58$.

- Berikut merupakan nilai *End Bearing* (Q_p) pada kedalaman 2,5 m dengan menggunakan persamaan (2.7).

$$\begin{aligned}
Q_p &= A_p \bar{\sigma}'_o N_{\sigma}^* \\
&= 0,79 \times 32,53 \times 163,58 \\
&= 4177,09 \text{ kN} \\
&= 425,94 \text{ ton}
\end{aligned}$$

b. Lapisan Tanah Lempung (kedalaman $z = 20,5$ m)

- Dimensi tiang

$$\begin{aligned}
A_p \text{ (Luas ujung tiang)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1 \\
&= 0,79 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

- Nilai c_u pada kedalaman 20,5 m = 37,5 kN/m² dari hasil korelasi data parameter tanah.
- Nilai faktor daya dukung N_c^* didapatkan dari fungsi nilai I_{rr} dimana pada tanah lempung nilai I_{rr} untuk kondisi tanah kohesif ($\phi = 0$) didapatkan dengan persamaan (2.15) di mana nilai $I_{rr} = I_r$.
- Nilai I_r dicari menggunakan persamaan (2.16).

$$\begin{aligned}
I_r &= \frac{E_s}{3c_u} \\
&= \frac{8500}{3 \times 37,5}
\end{aligned}$$

$$= 75,56$$

Karena $I_{rr} = I_r$, maka nilai $I_{rr} = 131,11$.

- Maka dari hasil interpolasi pada Tabel 2.13 dengan plot nilai I_{rr} didapatkan nilai $N_c^* = 9,66$.
- Berikut merupakan nilai *End Bearing* (Q_p) pada kedalaman 2,5 m dengan menggunakan persamaan (2.7).

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p c_u N_c^* \\ &= 0,785 \times 37,5 \times 9,66 \\ &= 284,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan pada setiap lapisan tanah disajikan pada Tabel 4.11 berikut.

Tabel 4.11 Rekapitulasi Daya Dukung Ujung dengan Metode Vesic

Depth	Tebal	γ_d	γ'	cu	ϕ'	E	μ	q'	Ko	σ'_{vo}	Ap	Ir	Δ	Irr	Nq	Nc	Qp	Qp
m	m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	(°)	kN/m ²	-	kN/m ²	-	kN/m ²	m ²	kN/m ²	-	kN/m ²	-	-	kN	Ton
2,50	2,50	22,02	12,94	-	37,84	32000,00	0,33	55,04	0,39	32,53	0,79	281,80	0,00099	220,56	163,58	-	4177,09	425,94
4,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	32000,00	0,33	99,07	0,39	58,55	0,79	156,55	0,00177	122,53	120,38	-	5533,26	564,24
5,00	0,50	22,02	12,94	-	37,84	32000,00	0,33	110,08	0,39	65,06	0,79	140,90	0,00197	110,28	114,71	-	5858,34	597,38
6,50	1,50	22,02	12,94	-	37,84	32000,00	0,33	129,49	0,39	76,53	0,79	119,78	0,00232	93,75	106,27	-	6384,45	651,03
8,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	32000,00	0,33	155,36	0,39	91,82	0,79	99,83	0,00278	78,14	96,94	-	6987,77	712,55
10,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	32000,00	0,33	181,24	0,39	107,12	0,79	85,58	0,00324	66,98	89,51	-	7526,33	767,47
12,50	2,00	17,00	11,50	-	36,25	22750,00	0,29	204,24	0,41	123,73	0,79	59,11	0,00447	46,76	64,56	-	6270,57	639,42
14,50	2,00	17,00	11,50	-	36,25	22750,00	0,29	227,24	0,41	137,66	0,79	53,13	0,00497	42,03	61,40	-	6634,88	676,57
16,50	2,00	15,00	10,00	-	31,17	9166,67	0,27	247,24	0,48	161,94	0,79	24,20	0,00855	20,05	27,66	-	3515,53	358,48
18,50	2,00	15,00	10,00	-	31,17	9166,67	0,27	267,24	0,48	175,04	0,79	22,39	0,00924	18,55	26,89	-	3694,34	376,72
20,50	2,00	16,00	6,29	37,50	25,00	8500,00	0,50	279,81	0,58	-	0,79	75,56	-	75,56	-	9,66	284,46	29,01
22,00	1,50	18,00	10,00	200,00	29,83	78666,67	0,50	294,81	0,50	-	0,79	131,11	-	131,11	-	10,33	1621,71	165,37

Keterangan :



Hasil perhitungan yang akan digunakan dalam perbandingan

4.2.2 Daya Dukung Selimut (Qs)

4.2.2.1 Kombinasi Metode α (Terzaghi, Peck dan Mesri) dan Metode β

Berdasarkan informasi dan data yang dikumpulkan, daya dukung selimut dihitung dengan menggunakan kombinasi metode α dan β . metode α Terzaghi, Peck, dan Mesri digunakan untuk menentukan daya dukung selimut pada lapisan tanah lempung menggunakan persamaan (2.19), dan metode β digunakan untuk menentukan daya dukung selimut pada lapisan tanah pasir menggunakan persamaan (2.21).

Berikut merupakan contoh perhitungan daya dukung tiang pancang dengan metode α (Terzaghi, Peck, dan Mesri) dan metode β .

a. Lapisan Tanah Pasir (kedalaman $z = 2,5$)

- Dimensi Tiang

$$\begin{aligned} A_s \text{ (Luas selimut tiang)} &= 2 \pi \times r \times \Delta L \\ &= 2 \times 3,14 \times 0,5 \times 2,5 \\ &= 7,85 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Menentukan Koefisien β (Bjerrum-Burland) menggunakan Tabel 2.15 untuk mendapatkan nilai koefisien tahanan gesek selimut tiang f . Maka, dengan $\phi = 43,4$ Nilai koefisien β Bjerrum-Burland $\beta = 0,7275$.

- Nilai tegangan vertikal efektif pada kedalaman 2,5 m.

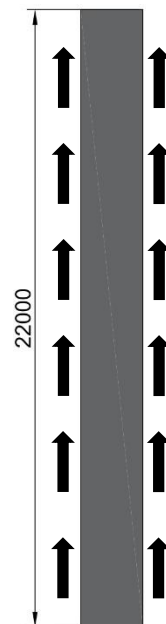
$$\begin{aligned} \sigma'_o &= \gamma' \times z \\ &= 12,94 \times 2,5 \\ &= 55,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Maka koefisien tahanan gesek selimut tiang f

$$\begin{aligned} f &= \beta \sigma'_o \\ &= 0,52 \times 55,04 \\ &= 28,57 \end{aligned}$$

- Maka dengan nilai f yang telah diketahui, total daya dukung selimut dengan metode β sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_s &= f p \Delta L \\ &= \beta \sigma'_o p \Delta L \end{aligned}$$



$$= 0,52 \times 55,04 \times 3,14 \times 2,5$$

$$= 224,24 \text{ kN}$$

b. Lapisan Tanah Lempung (kedalaman $z = 18,5$)

- Dimensi Tiang

$$A_p \text{ (Luas selimut tiang)} = 2 \pi \times r \times \Delta L$$

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

$$= 6,28 \text{ m}^2$$

- Nilai faktor adhesi empiris (α) didapatkan dengan menggunakan tabel perkiraan nilai variasi α yang diusulkan Terzaghi, Peck dan Mesri dengan menginterpolasi nilai c_u/Pa dengan nilai α pada Tabel 2.14.
- Maka, berikut merupakan Nilai c_u/Pa pada kedalaman 18,5 m.
 $c_u/Pa = 37,5/100 = 0,375$.
- Dengan menginterpolasi nilai C_u/Pa tersebut maka, nilai $\alpha = 0,76$.
- Koefisien tahanan gesek selimut tiang f

$$f = \alpha c_u$$

$$= 0,76 \times 37,5$$

$$= 28,5$$

- Dengan diketahuinya nilai-nilai tersebut didapatkan nilai daya dukung selimut pada kedalaman $z = 18,5$ sebagai berikut.

$$Q_s = fp\Delta L$$

$$= \alpha c_u p \Delta L$$

$$= 0,76 \times 37,5 \times 3,14 \times 2,5$$

$$= 178,98 \text{ kN}$$

Perhitungan tersebut merupakan hasil dari daya dukung selimut lokal yang kemudian dikumulatitkan antara kedua metode tersebut. Hasil dari perhitungan pada setiap lapisan tanah disajikan pada Tabel 4.12 berikut.

Tabel 4.12 Rekapitulasi Kombinasi Daya Dukung Selimut Metode α dan β

Depth	Tebal	γ_d	γ'	cu	ϕ'	q'	As	β	f	Cu/Pa	α	f	Qs	Qs	Qs Cum
m	m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	degrees	kN/m ²	m ²	-	kN/m ²	-	-	kN/m ²	kN	Ton	Ton
2,50	2,50	22,02	12,94	-	37,84	55,04	7,85	0,52	28,57	-	-	-	224,24	22,87	22,87
4,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	99,07	6,28	0,52	51,42	-	-	-	322,91	32,93	55,79
5,00	0,50	22,02	12,94	-	37,84	110,08	1,57	0,52	57,13	-	-	-	89,70	9,15	64,94
6,50	1,50	22,02	12,94	-	37,84	129,49	4,71	0,52	67,20	-	-	-	316,53	32,28	97,22
8,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	155,36	6,28	0,52	80,63	-	-	-	506,37	51,64	148,85
10,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	181,24	6,28	0,52	94,06	-	-	-	590,71	60,24	209,09
12,50	2,00	17,00	11,50	-	36,25	204,24	6,28	0,46	93,82	-	-	-	589,20	60,08	269,17
14,50	2,00	17,00	11,50	-	36,25	227,24	6,28	0,46	104,39	-	-	-	655,55	66,85	336,02
16,50	2,00	15,00	10,00	-	31,17	247,24	6,28	0,27	66,45	-	-	-	417,27	42,55	378,57
18,50	2,00	15,00	10,00	-	31,17	267,24	6,28	0,27	71,82	-	-	-	451,03	45,99	424,56
20,50	2,00	16,00	6,29	37,50	25,00	279,81	6,28	-	-	0,38	0,76	28,50	178,98	18,25	442,81
22,00	1,50	18,00	10,00	200,00	29,83	294,81	4,71	-	-	2,00	0,35	70,00	329,70	33,62	476,43

Keterangan :

	Lapisan Tanah Pasir
	Lapisan Tanah Lempung

4.2.2.2 Kombinasi Metode β dan β

Berdasarkan informasi dan data yang dikumpulkan, daya dukung selimut dengan metode β dapat dianalisis menggunakan persamaan (2.21) dan persamaan (2.22).

Berikut merupakan contoh perhitungan daya dukung tiang pancang dengan metode β untuk kondisi tanah pasir dan tanah lempung.

a. Lapisan Tanah Pasir kedalaman $z = 2,5$ m

- Dimensi Tiang

$$\begin{aligned} A_p \text{ (Luas selimut tiang)} &= 2 \pi \times r \times \Delta L \\ &= 2 \times 3,14 \times 0,5 \times 2,5 \\ &= 7,85 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Menentukan Koefisien β (Bjerrum-Burland) menggunakan Tabel 2.15 untuk mendapatkan nilai koefisien tahanan gesek selimut tiang f . Maka, dengan $\phi = 43,4$ Nilai koefisien β Bjerrum-Burland $\beta = 0,7275$.

- Nilai tegangan vertikal efektif pada kedalaman 2,5 m.

$$\begin{aligned} \sigma'_o &= \gamma' \times z \\ &= 12,94 \times 2,5 \\ &= 55,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Maka koefisien tahanan gesek selimut tiang f

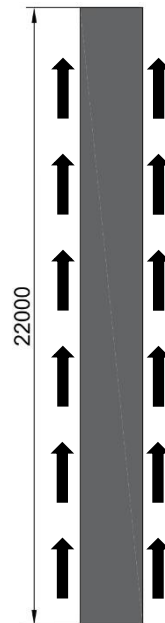
$$\begin{aligned} f &= \beta \sigma'_o \\ &= 0,52 \times 55,04 \\ &= 28,57 \end{aligned}$$

- Maka dengan nilai f yang telah diketahui, total daya dukung selimut dengan metode β sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_s &= f p \Delta L \\ &= \beta \sigma'_o p \Delta L \\ &= 0,52 \times 28,57 \times 3,14 \times 2,5 \\ &= 224,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Lapisan Tanah Lempung kedalaman $z = 18,5$ m

- Dimensi Tiang



$$\begin{aligned}
 A_p \text{ (Luas selimut tiang)} &= 2 \pi \times r \times \Delta L \\
 &= 2 \times 3,14 \times 0,5 \times 2 \\
 &= 6,28 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Menentukan Koefisien β (Bjerrum-Burland) menggunakan Tabel 2.15 untuk mendapatkan nilai koefisien tahanan gesek selimut tiang f . Maka, dengan $\phi = 21$ Nilai koefisien β Bjerrum-Burland $\beta = 0,094$.

- Nilai tegangan vertikal efektif pada kedalaman 20,5 m.

$$\begin{aligned}
 \sigma'_o &= \sigma'_o(\text{kedalaman } 18,5) + \gamma \times z \\
 &= 267,24 + 6,29 \times 2 \\
 &= 279,81 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Nilai c' pada kedalaman $z = 20,5$ m, $c' = 2,5 \text{ kN/m}^3$.

- Maka koefisien tahanan gesek selimut tiang f

$$\begin{aligned}
 f &= c' + \beta \sigma'_o \\
 &= 2,5 + 0,23 \times 279,81 \\
 &= 66,86
 \end{aligned}$$

- Maka dengan nilai f yang telah diketahui, total daya dukung selimut dengan metode β sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_s &= fp\Delta L \\
 &= c' + \beta \sigma'_o p \Delta L \\
 &= 2,5 + 0,23 \times 279,81 \times 3,14 \times 2 \\
 &= 422,36 \text{ kN} \\
 &= 43,07 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tersebut merupakan hasil dari daya dukung selimut lokal yang kemudian dikumulatikan antara lapisan kohesif dan non kohesif tersebut. Hasil dari perhitungan pada setiap lapisan tanah disajikan pada Tabel 4.13 berikut.

Tabel 4.13 Rekapitulasi Daya Dukung Selimut dengan Metode β

Depth	Tebal	γ_d	γ'	c'	ϕ'	q'	As	β	f	Qs	Qs	Qs Cum
m	m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	degrees	kN/m ²	m ²	-	kN/m ²	kN	Ton	Ton
2,50	2,50	22,02	12,94	-	37,84	55,04	7,85	0,52	28,57	224,24	22,87	22,87
4,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	99,07	6,28	0,52	51,42	322,91	32,93	55,79
5,00	0,50	22,02	12,94	-	37,84	110,08	1,57	0,52	57,13	89,70	9,15	64,94
6,50	1,50	22,02	12,94	-	37,84	129,49	4,71	0,52	67,20	316,53	32,28	97,22
8,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	155,36	6,28	0,52	80,63	506,37	51,64	148,85
10,50	2,00	22,02	12,94	-	37,84	181,24	6,28	0,52	94,06	590,71	60,24	209,09
12,50	2,00	17,00	11,50	-	36,25	204,24	6,28	0,46	93,82	589,20	60,08	269,17
14,50	2,00	17,00	11,50	-	36,25	227,24	6,28	0,46	104,39	655,55	66,85	336,02
16,50	2,00	15,00	10,00	-	31,17	247,24	6,28	0,27	66,45	417,27	42,55	378,57
18,50	2,00	15,00	10,00	-	31,17	267,24	6,28	0,27	71,82	451,03	45,99	424,56
20,50	2,00	16,00	6,29	2,50	25,00	279,81	6,28	0,23	66,86	422,36	43,07	467,63
22,00	1,50	18,00	10,00	9,67	29,83	294,81	4,71	0,39	125,92	602,76	61,46	529,09

Keterangan :

	Lapisan Tanah Pasir
	Lapisan Tanah Lempung

4.2.3 Perhitungan Daya Dukung *Ultimate* (Qu) dan Daya Dukung Izin (Qall)

Daya dukung ultimit dihitung sebagai kombinasi daya dukung ujung dan selimut dalam menentukan daya dukung ultimit digunakan Persamaan (2.3). Kemudian untuk nilai daya dukung ijin dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23).

Kombinasi perhitungan yang digunakan berdasarkan pada bab 3, berikut ini merupakan rekap hasil perhitungan kombinasi nilai Qu dan Qall.

1. Metode Meyerhof (Qp) + metode α (lempung) dan metode β (pasir) (Qs).

Pada Tabel 4.14 menunjukkan hasil daya dukung *ultimate* (Qu) pada setiap lapisannya hingga kedalaman 22 m. Berikut merupakan contoh perhitungan kombinasi nilai Qu dan nilai Qall.

Maka nilai Qu yang didapat :

$$\begin{aligned}
 Qu &= Qp + Qs \\
 &= 144,09 + 476,43 \\
 &= 620,52 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Maka nilai Qall yang didapat :

$$Qall = Qu/Fs$$

$$= 620,52/2,5$$

$$= 248,21 \text{ ton}$$

Tabel 4.14 Rekapitulasi hasil perhitungan kombinasi metode Meyerhof + α dan β

<i>Depth</i>	<i>Qp (End Bearing)</i>	<i>Qs (Skin Friction)</i>		<i>Qu (Bearing Capacity)</i>	<i>Qall (Allowable Bearing Capacity)</i>
		Lokal	Kumulatif		
m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
2,50	991,66	22,87	22,87	1014,53	405,81
4,50	1784,99	32,93	55,79	1840,78	736,31
5,00	1983,32	9,15	64,94	2048,26	819,30
6,50	2332,97	32,28	97,22	2430,19	972,08
8,50	2799,18	51,64	148,85	2948,03	1179,21
10,50	3265,38	60,24	209,09	3474,47	1389,79
12,50	2848,77	60,08	269,17	3117,94	1247,17
14,50	3169,58	66,85	336,02	3505,59	1402,24
16,50	1391,95	42,55	378,57	1770,52	708,21
18,50	1504,55	45,99	424,56	1929,11	771,64
20,50	27,02	18,25	442,81	469,83	187,93
22,00	144,09	33,62	476,43	620,52	248,21

2. Metode Meyerhof (Q_p) + metode β (lempung dan pasir) (Q_s).

Pada Tabel 4.15 menunjukkan hasil daya dukung ultimit (Q_u) pada setiap lapisannya hingga kedalaman 22 m. Berikut merupakan contoh perhitungan kombinasi nilai Q_u dan nilai Q_{all} .

Maka nilai Q_u yang didapat :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 144,09 + 529,09$$

$$= 673,18 \text{ ton}$$

Maka nilai Q_{all} yang didapat :

$$Q_{all} = Q_u / F_s$$

$$= 673,18/2,5$$

$$= 269,27 \text{ ton}$$

Tabel 4.15 Rekapitulasi hasil perhitungan kombinasi metode Meyerhof + β
(lempung dan pasir)

Depth	Qp (End Bearing)	Qs (Skin Friction)		Qu (Bearing Capacity)	Qall (Allowable Bearing Capacity)
		Lokal	Kumulatif		
m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
2,50	991,66	22,87	22,87	1014,53	405,81
4,50	1784,99	32,93	55,79	1840,78	736,31
5,00	1983,32	9,15	64,94	2048,26	819,30
6,50	2332,97	32,28	97,22	2430,19	972,08
8,50	2799,18	51,64	148,85	2948,03	1179,21
10,50	3265,38	60,24	209,09	3474,47	1389,79
12,50	2848,77	60,08	269,17	3117,94	1247,17
14,50	3169,58	66,85	336,02	3505,59	1402,24
16,50	1391,95	42,55	378,57	1770,52	708,21
18,50	1504,55	45,99	424,56	1929,11	771,64
20,50	27,02	43,07	467,63	494,65	197,86
22,00	144,09	61,46	529,09	673,18	269,27

3. Metode Vesic (Qp) + metode α (lempung) dan metode β (pasir) (Qs).

Pada Tabel 4.16 menunjukkan hasil daya dukung *ultimate* (Qu) pada setiap lapisannya hingga kedalaman 22 m. Berikut merupakan contoh perhitungan kombinasi nilai Qu dan nilai Qall.

Maka nilai Qu yang didapat :

$$\begin{aligned}
 Qu &= Qp + Qs \\
 &= 165,37 + 476,43 \\
 &= 641,80 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Maka nilai Qall yang didapat :

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= Q_u / F_s \\
 &= 641,80 / 2,5 \\
 &= 256,72 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.16 Rekapitulasi hasil perhitungan kombinasi metode Vesic + α dan β

Depth	Qp (End Bearing)	Qs (Skin Friction)		Qu (Bearing Capacity)	Qall (Allowable Bearing Capacity)
		Lokal	Kumulatif		
m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
2,50	425,94	22,87	22,87	448,81	179,52
4,50	564,24	32,93	55,79	620,03	248,01
5,00	597,38	9,15	64,94	662,32	264,93
6,50	651,03	32,28	97,22	748,25	299,30
8,50	712,55	51,64	148,85	861,41	344,56
10,50	767,47	60,24	209,09	976,56	390,62
12,50	639,42	60,08	269,17	908,59	363,44
14,50	676,57	66,85	336,02	1012,59	405,03
16,50	358,48	42,55	378,57	737,05	294,82
18,50	376,72	45,99	424,56	801,28	320,51
20,50	29,01	18,25	442,81	471,82	188,73
22,00	165,37	33,62	476,43	641,80	256,72

4. Metode Vesic (Qp) + metode β (lempung dan pasir) (Qs).

Pada Tabel 4.17 menunjukkan hasil daya dukung *ultimate* (Qu) pada setiap lapisannya hingga kedalaman 22 m. Berikut merupakan contoh perhitungan kombinasi nilai Qu dan nilai Qall.

Maka nilai Qu yang didapat :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 165,37 + 529,09 \\
 &= 694,46 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Maka nilai Qall yang didapat :

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= Q_u / F_s \\
 &= 694,46 / 2,5 \\
 &= 277,78 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.17 Rekapitulasi hasil perhitungan kombinasi metode Vesic + β (lempung dan pasir)

Depth	Qp (End Bearing)	Qs (Skin Friction)		Qu (Bearing Capacity)	Qall (Allowable Bearing Capacity)
		Lokal	Kumulatif		
m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
2,50	425,94	22,87	22,87	448,81	179,52
4,50	564,24	32,93	55,79	620,03	248,01
5,00	597,38	9,15	64,94	662,32	264,93
6,50	651,03	32,28	97,22	748,25	299,30
8,50	712,55	51,64	148,85	861,41	344,56
10,50	767,47	60,24	209,09	976,56	390,62
12,50	639,42	60,08	269,17	908,59	363,44
14,50	676,57	66,85	336,02	1012,59	405,03
16,50	358,48	42,55	378,57	737,05	294,82
18,50	376,72	45,99	424,56	801,28	320,51
20,50	29,01	43,07	467,63	496,64	198,65
22,00	165,37	61,46	529,09	694,46	277,78

Maka dari setiap hasil perhitungan di atas, hasil daya dukung *ultimate* dapat dirangkum dalam tabel berikut ini :

Tabel 4.18 Rangkuman hasil perhitungan kombinasi daya dukung aksial dengan metode analitik

Kombinasi Daya Dukung Aksial Metode Analitik					
Metode	Qp	+	Qs	Qult	Qall
Meyerhof + α dan β	144,09	+	476,43	620,52	248,21
Meyerhof + β dan β	144,09	+	529,09	673,18	269,27
Vesic + α dan β	165,37	+	476,43	641,80	256,72
Vesic + β dan β	165,37	+	529,09	694,46	277,78

4.2.4 Daya Dukung Hasil *Pile Driving Analyze (PDA)*

Nilai daya dukung PDA yang digunakan merupakan data yang sudah dianalisis oleh program CAPWAP. Hasil uji *Pile Driving Analyzer (PDA)* disajikan pada Tabel 4.19 berikut.

Tabel 4.19 Daya Dukung Tiang Pancang Hasil Uji PDA pada tiang SP 2 A1

Nama Tiang	PDA	CAPWAP				
	Daya Dukung (Ton)	Daya Dukung (Ton)	Gaya Gesek (Ton)	Gaya Ujung (Ton)	Penurunan Elastis (mm)	Penurunan Maksimum (mm)
	Ton	Ton	Ton	Ton	mm	mm
SP 2 A1 NW	736	707	583	124	15,89	16,88

Hasil analisa pada tiang SP 2 dengan diameter 1000 mm, panjang tiang dari sensor = 22,3 m, panjang tertanam = 22 m. Dengan diesel *hammer* 8.5 T tiang uji menunjukkan kapasitas dukung (RMX/RSU) sebesar 736 ton dan setelah dilakukan analisis CAPWAP nilai kapasitas dukung (Rs) yang ditunjukkan menjadi sebesar 707 ton dengan gaya gesek atau daya dukung selimut (SF) sebesar 583 ton, dan daya dukung ujung (EB) sebesar 124 ton dengan penurunan elastis (Dy) sebesar 15,89 mm, dan penurunan maksimum (Dx) sebesar 16,88 mm.

Berikut merupakan dokumentasi dari pengujian aksial tiang pancang SP2 pada Proyek Jembatan Sodongkopo :



Gambar 4.2 Uji PDA Tiang Pancang SP2 pada Abutment A1.



Gambar 4.3 Pemasangan alat uji PDA pada Tiang Pancang SP2.

4.3 Rekapitulasi dan Perbandingan Daya Dukung Aksial Tiang Metode Analitik berdasarkan Hasil uji tiang

Hasil perhitungan daya dukung aksial dengan metode analitik akan dibandingkan terhadap data hasil uji PDA yang dianggap lebih representatif untuk kondisi nyata di lokasi proyek. Dalam perbandingan ini akan digunakan kedalaman yang disesuaikan dengan hasil uji PDA. Berikut merupakan perbandingan dari hasil perhitungan analitik dengan hasil uji PDA.

4.3.1 Perbandingan Tahanan Ujung (Q_p)

Dalam kajian ini, pemahaman yang mendalam tentang dasar teori yang mendasari perhitungan daya dukung tiang pancang sangatlah penting. Metode analitik yang digunakan untuk tahanan ujung (Q_p) dalam penelitian ini adalah metode Meyerhof dan Vesic yang memiliki pendekatan yang berbeda dalam menghitung kapasitas dukung. Oleh karena itu akan dibahas prinsip dasar dari masing-masing metode sebelum membandingkan hasilnya dengan hasil uji lapangan.

Tabel 4.20 Perbedaan Persamaan Metode Meyerhof dan Vesic berikut disajikan perbedaan parameter yang digunakan antara metode Meyerhof dan metode Vesic.

Tabel 4.20 Perbedaan Persamaan Metode Meyerhof dan Vesic

Metode	Persamaan	
	Pasir	Lempung
Meyerhof	$Q_p = A_p \boxed{q'} N_q^*$	$Q_p \approx \boxed{N_c^*} c_u A_p = 9 c_u A_p$
Vesic	$Q_p = A_p \boxed{\bar{\sigma}_o'} N_{\sigma}^*$	$Q_p = A_p c_u \boxed{N_c^*}$

Keterangan :

 Parameter yang mempengaruhi perbedaan hasil tahanan ujung (Q_p)

Pada kondisi tanah pasir metode meyerhof menggunakan parameter q' (tegangan vertikal efektif) sedangkan metode vesic menggunakan parameter $\bar{\sigma}_o'$ (rata-rata tegangan normal efektif). Kemudian perbedaan perkiraan nilai faktor daya dukung, pada metode vesic parameter N_{σ}^* didasarkan dengan teori perluasan

rongga dengan langkah-langkah yang sangat spesifik yaitu dengan pendekatan nilai sudut geser dalam efektif (ϕ') dan Indeks kekakuan tanah yang berkurang (I_{rr}). Sedangkan pada metode meyerhof nilai N_q^* ditentukan dengan langkah yang lebih sederhana yaitu dengan pendekatan nilai sudut geser dalam efektif (ϕ').

Kemudian untuk kondisi tanah lempung perbedaan antara kedua metode tersebut yaitu pada nilai faktor daya dukung (N_c^*) pada metode Meyerhof nilai N_c yang digunakan tetap yaitu sebesar 9, Nilai ini dianggap cukup representatif untuk banyak kondisi tanah lempung yang umum ditemukan, sehingga metode ini memudahkan perhitungan tanpa memerlukan analisis tambahan. Sedangkan pada metode Vesic lebih kompleks dalam menentukan faktor daya dukung (N_c^*) dan bergantung pada parameter tanah yang lebih spesifik, parameter N_c pada metode Vesic didapatkan dengan pendekatan parameter indeks kekakuan tanah (I_{rr}).

Perbedaan perkiraan nilai faktor daya dukung serta hasil tahanan ujungnya pada setiap lapisan antara kedua metode analitik tersebut yang disajikan pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21 Rangkuman faktor daya dukung (N_q, N_c) pada masing-masing metode

Depth	Metode Meyerhof		Metode Vesic		Qp Meyerhof	Qp Vesic
	Nq	Nc	Nq	Nc	Ton	Ton
2,5	225,08	-	163,58	-	991,66	425,94
4,5	225,08	-	120,38	-	1784,99	564,24
5	225,08	-	114,71	-	1983,32	597,38
6,5	225,08	-	106,27	-	2332,97	651,03
8,5	225,08	-	96,94	-	2799,18	712,55
10,5	225,08	-	89,51	-	3265,38	767,47
12,5	174,25	-	64,56	-	2848,77	639,42
14,5	174,25	-	61,40	-	3169,58	676,57
16,5	70,33	-	27,66	-	1391,95	358,48
18,5	70,33	-	26,89	-	1504,55	376,72
20,5	-	9,00	-	9,66	27,02	29,01
22	-	9,00	-	10,33	144,09	165,37

Keterangan :

Hasil perhitungan yang akan digunakan dalam perbandingan

Berdasarkan Tabel 4.21 Rangkuman faktor daya dukung (N_q, N_c) pada masing-masing metode dapat disimpulkan pada lapisan tanah pasir metode Meyerhof sangat optimis dalam memperkirakan nilai tahanan ujung dengan nilai N_q bervariasi yang ditentukan menggunakan tabel yang mengaitkan nilai N_q dengan nilai sudut geser efektif (ϕ'), sedangkan metode Vesic lebih konservatif dalam memperkirakan nilai tahanan ujung dengan nilai N_q bervariasi yang ditentukan menggunakan tabel yang mengaitkan nilai N_q , sudut geser efektif (ϕ'), serta parameter indeks kekakuan tanah (I_{rr}).

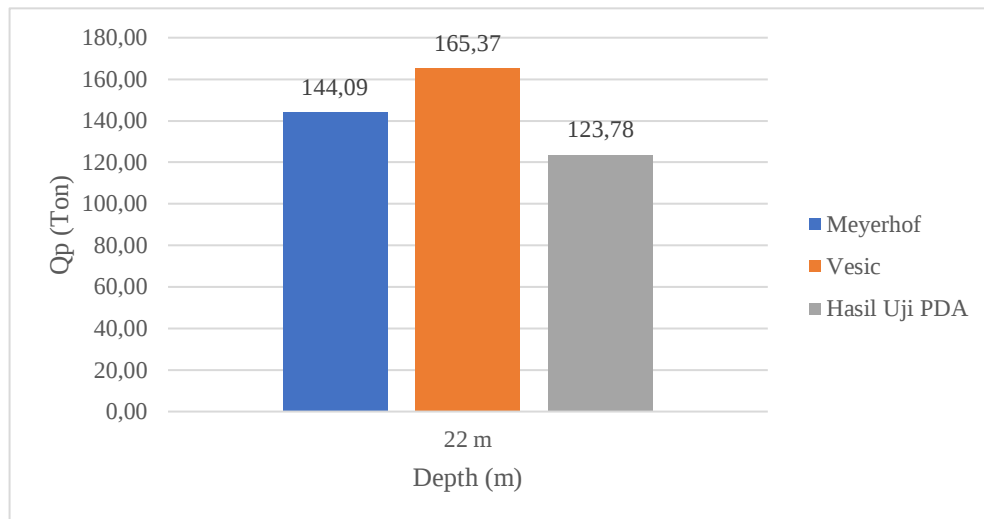
Kemudian pada lapisan tanah lempung metode Vesic terlalu optimis dalam memperkirakan nilai tahanan ujung pada kedalaman yang dibutuhkan dengan nilai faktor daya dukung (N_c) sebesar 10,33 sedangkan untuk metode Meyerhof dengan nilai faktor daya dukung (N_c) sebesar 9 yang didasarkan pada pendekatan empiris. Dalam perbandingan dengan hasil uji lapangan, hasil perhitungan yang digunakan berfokus pada kedalaman 22 m (kedalaman tiang).

Verifikasi hasil dari kedua metode terhadap hasil uji lapangan sangat penting untuk memastikan akurasi estimasi daya dukung dalam praktik konstruksi. Berikut merupakan hasil perbandingan nilai tahanan ujung (Q_p) serta rasio metode analitik yaitu metode Meyerhof dan Vesic terhadap daya dukung ujung hasil PDA disajikan pada Tabel 4.22 berikut :

Tabel 4.22 Hasil Perbandingan Daya Dukung Ujung berdasarkan Hasil Uji Tiang

No	Metode	<i>End Bearing (Q_p)</i>	Hasil uji PDA	Rasio
		Ton	Ton	
1	Meyerhof	144,09	123,78	1,16
2	Vesic	165,37	123,78	1,33

Hasil perbandingan daya dukung ujung (Q_p) metode analitik terhadap hasil uji PDA direpresentasikan pada Gambar 4.4 berikut :



Gambar 4.4 Perbandingan Daya Dukung Ujung (Q_p) dengan metode analitik terhadap hasil uji PDA

Berdasarkan Tabel 4.22 dan Gambar 4.4 tersebut nilai daya dukung ujung (Q_p) metode meyerhof dan Vesic terhadap hasil uji PDA berturut turut adalah 144,09 ton, 165, 37 ton dan 124 ton, dengan rasio masing-masing metode terhadap hasil uji PDA sebesar 1,16 dan 1,33. Maka metode Meyerhof merupakan metode yang lebih mendekati pada hasil uji PDA.

Dari hasil analisis tersebut metode Vesic terlalu optimis dalam memperkirakan nilai daya dukung ujung, sedangkan metode meyerhof lebih mendekati hasil uji PDA maka pada perhitungan selanjutnya nilai Faktor Keamanan (FK) pada metode analitik perlu lebih besar dibandingkan nilai Faktor Keamanan (FK) pada hasil uji PDA, agar nilai daya dukung izin (Q_{all}) hasil perhitungan analitik lebih konservatif dan sesuai dengan hasil uji PDA serta dapat digunakan untuk perencanaan fondasi.

Hasil dari perbandingan nilai daya dukung metode analitik dengan hasil uji PDA, sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 4.22 dan Gambar 4.4, adalah sebagai berikut :

1. Metode Vesic didasarkan pada teori pemuaian rongga dan mempertimbangkan interaksi antara tiang dan tanah dengan lebih

mendalam. Dengan menggunakan parameter seperti modulus elastisitas tanah dan kohesi, vesic dapat memberi estimasi yang lebih akurat dalam kondisi tanah yang bervariasi. Hal ini memungkinkan metode Vesic untuk menghasilkan nilai daya dukung yang lebih tinggi.

2. Metode Meyerhof meskipun mempertimbangkan faktor-faktor seperti kohesi dan tekanan efektif, pendekatan Meyerhof lebih empiris dan khusus untuk faktor daya dukung pada tanah lempung (N_c) sering kali menggunakan nilai tetap. Hal ini dapat membatasi akurasi perhitungan dalam beberapa kondisi tanah, terutama jika kondisi tanah tidak sesuai dengan asumsi dasar.
3. Metode Vesic memberikan nilai daya dukung yang jauh lebih tinggi (sebesar 165,37 ton) dibandingkan dengan metode Meyerhof (sebesar 144,09 ton) dan hasil uji PDA (sebesar 123,78 ton). Hal ini menunjukkan bahwa metode Vesic terlalu optimis dalam memperkirakan kapasitas dukung tiang.
4. Metode Meyerhof memberikan nilai yang lebih konservatif dan lebih mendekati hasil uji PDA. Karena hasil uji PDA merupakan data yang dianggap lebih representatif. Dengan demikian, metode Meyerhof cenderung dianggap lebih baik, terutama untuk menjaga faktor keamanan.
5. Keunggulan dari metode Vesic bisa menjadi kekurangan karena dalam penggunaannya diperlukan pengumpulan data parameter tanah yang sesuai, sedangkan dalam penelitian ini data hasil lab yang digunakan hanya sedikit maka memungkinkan untuk hasil dari metode ini melenceng. Sedangkan metode meyerhof lebih sederhana dalam penggunaan parameter tanahnya hal ini memudahkan penggunaan metode ini untuk digunakan dengan data tanah yang terbatas akan tetapi dengan hasil yang cukup baik. Hal ini dapat dibuktikan dengan hasil perbandingan antar metode di atas.

4.3.2 Perbandingan Tahanan Selimut (Q_s)

Metode analitik yang digunakan untuk tahanan selimut (Q_s) dalam penelitian ini adalah metode α dan β . Sama halnya pada pembahasan perbandingan

tahanan ujung (Q_p), dalam pembahasan ini sebelum membandingkan hasil dari tahanan gesek (Q_s) akan dibahas prinsip-prinsip dasar dari masing-masing metode. Tabel 4.23 berikut disajikan perbedaan parameter yang digunakan antara metode α dan β .

Tabel 4.23 Perbedaan Persamaan Metode α dan β

Metode	Persamaan ($Q_s = \Sigma p \Delta L f$)	
	Pasir	Lempung
α	-	$f = \alpha c_u$
β	$f = \beta \sigma'_o$	$f = c' + \beta \sigma'_o$

Keterangan :

 Parameter yang mempengaruhi perbedaan hasil tahanan selimut (Q_s)

Persamaan tahanan selimut pada prinsipnya memiliki persamaan yang sama, perbedaan antara metode α dan β terletak pada koefisien gesek (f) di mana dalam penelitian ini kita akan berfokus pada perbandingan tahanan gesek untuk tanah lempung karena untuk metode α hanya dapat menghitung kondisi tanah lempung.

Perbedaan utama antara metode α dan β terletak pada penggunaan parameter untuk mencari koefisien gesek (f) yaitu, dalam metode α :

1. Fokus pada kohesi tak terdrainase (c_u) dan faktor adhesi (α), kohesi tak terdrainase mungkin tidak mencerminkan kondisi jangka panjang
2. Metode α tidak secara eksplisit mempertimbangkan tegangan vertikal efektif dalam rumusnya, sehingga hasilnya mungkin tidak mencerminkan kondisi nyata di lapangan.
3. Penggunaan nilai c_u biasanya memberikan nilai yang lebih tinggi daripada nilai c' .

Sedangkan dalam metode β :

1. Mempertimbangkan kohesi efektif (c') dan tegangan vertikal efektif (σ'_o), tegangan vertikal efektif (σ'_o) memberikan gambaran yang lebih

akurat tentang kondisi tanah di bawah beban serta yang dapat menambah atau mengurangi nilai daya dukung yang dihitung. Kohesi efektif (c') memberikan hasil yang lebih realistis tentang kekuatan tanah untuk kondisi stabilitas jangka panjang, serta dalam penentuan nilai faktor β dikaitkan dengan nilai sudut geser efektif (ϕ')

2. Nilai c' biasanya lebih rendah dibandingkan c_u karena memperhitungkan efek konsolidasi dan tekanan air pori.

Perbedaan nilai faktor daya dukung (α dan β) serta hasil tahanan geseknya disajikan pada tabel berikut.

Tabel 4.24 Faktor daya dukung (α dan β) pada masing-masing metode

Depth	Faktor α dan β	Metode $\alpha + \beta$	Faktor β	Metode $\beta + \beta$
m	-	Ton	-	Ton
0 – 1,7	0,52	10,57	0,52	10,57
1,7 – 3,8	0,52	39,77	0,52	39,77
3,8 – 5,8	0,52	76,17	0,52	76,17
5,8 – 7,8	0,52	121,18	0,52	121,18
7,8 – 9,8	0,52	174,78	0,52	174,78
9,8 – 11,9	0,46	232,06	0,46	232,06
11,9 – 13,9	0,46	293,38	0,46	293,38
13,9 – 15,9	0,39	350,63	0,39	350,63
15,9 – 17,9	0,39	412,90	0,39	412,90
17,9 – 20	0,76	432,07	0,23	455,05
20 – 22	0,35	476,89	0,39	532,36

Keterangan :

	Lapisan tanah pasir
	Lapisan tanah lempung
	Lapisan yang dilakukan perbandingan

Berdasarkan tabel tersebut, dapat kita lihat nilai faktor daya dukung α cenderung lebih besar dari metode β , tetapi hasil tahanan ujung (Q_s) menunjukkan metode β memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan metode α , perbedaan hasil

ini disebabkan oleh penggunaan parameter kohesi yang berbeda, kemudian metode α tidak mempertimbangkan tegangan vertikal efektif, serta kondisi drainase dan karakteristik tanah.

Verifikasi tahanan gesek (Q_s) terhadap hasil uji lapangan sangat penting untuk memastikan akurasi estimasi daya dukung dalam praktik konstruksi. Tabel berikut merupakan hasil tahanan gesek (Q_s) dari hasil uji PDA beserta kedalamannya.

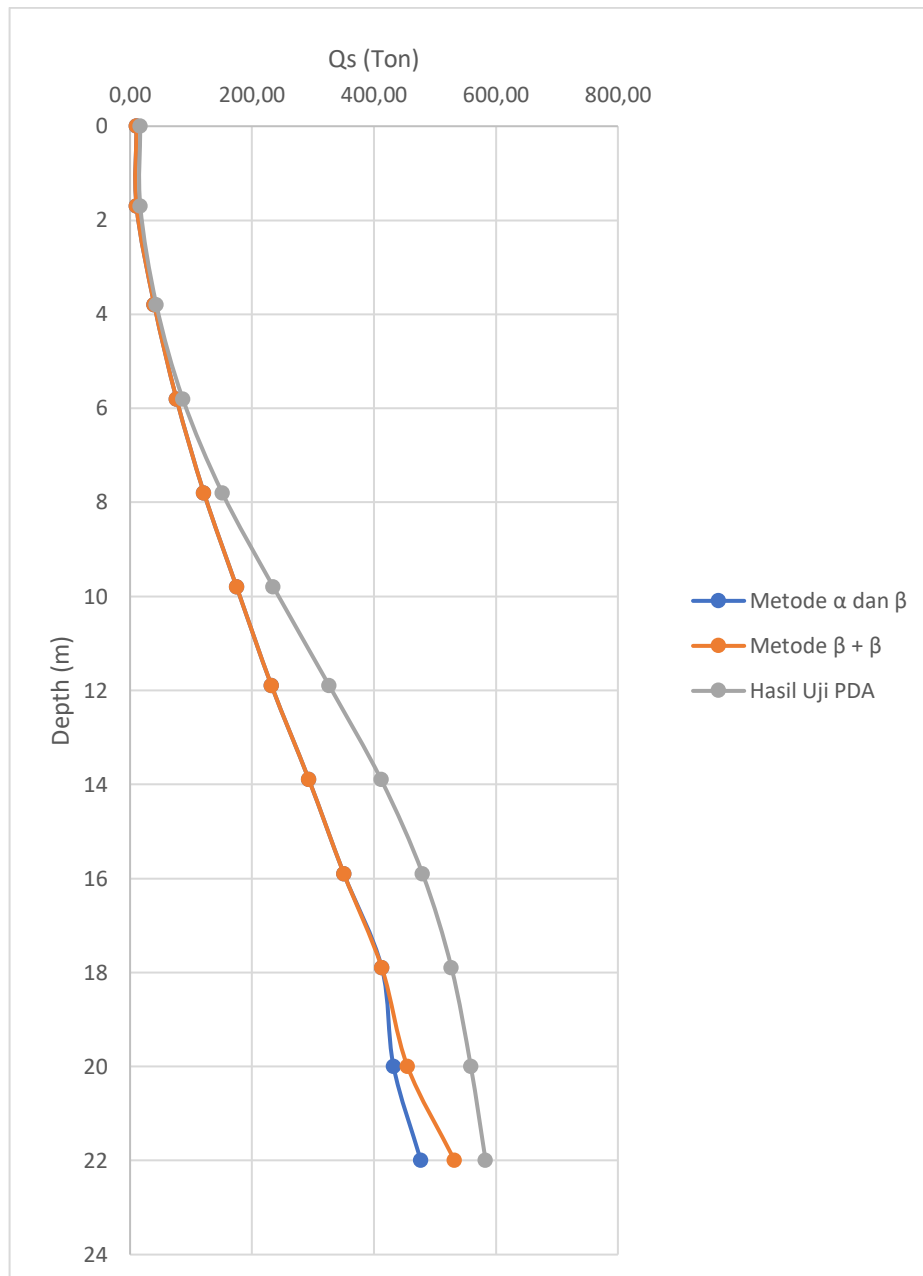
Berikut merupakan perbandingan tahanan selimut (Q_s) pada setiap lapisan terhadap hasil uji tiang disajikan pada Tabel 4.25 yang direpresentasikan dengan grafik pada Gambar 4.5.

Tabel 4.25 Perbandingan Daya Dukung Selimut tiap lapisan berdasarkan Hasil Uji Tiang

Depth	Metode $\alpha + \beta$	Metode $\beta + \beta$	Hasil Uji PDA
m	Ton	Ton	Ton
0 – 1,7	10,57	10,57	16,77
1,7 – 3,8	39,77	39,77	43,17
3,8 – 5,8	76,17	76,17	86,53
5,8 – 7,8	121,18	121,18	151,29
7,8 – 9,8	174,78	174,78	235,04
9,8 – 11,9	232,06	232,06	326,69
11,9 – 13,9	293,38	293,38	411,86
13,9 – 15,9	350,63	350,63	479,72
15,9 – 17,9	412,90	412,90	527,14
17,9 – 20	432,07	455,05	558,87
20 – 22	476,89	532,36	583,07

Keterangan :

	Lapisan tanah pasir
	Lapisan tanah lempung
	Lapisan yang dilakukan perbandingan



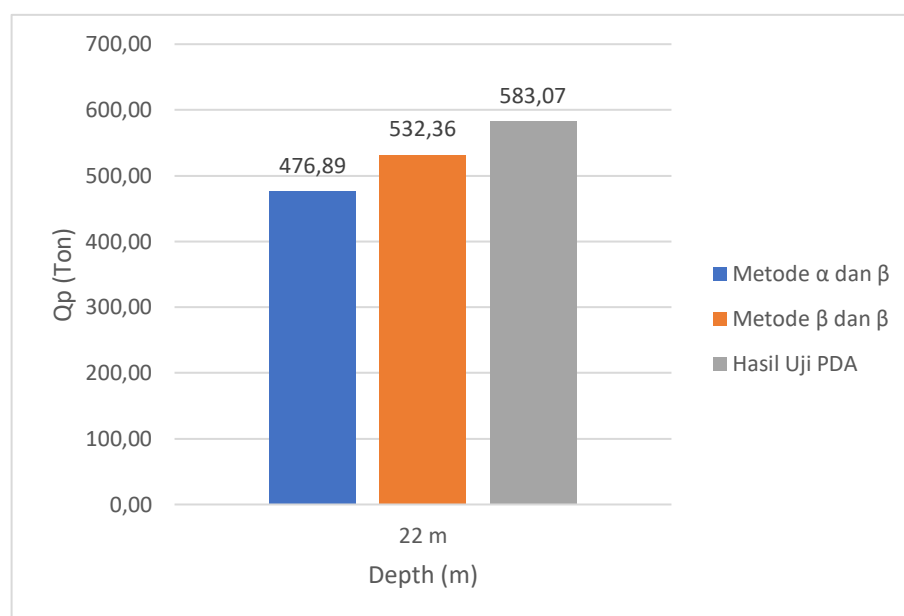
Gambar 4.5 Perbandingan Daya Dukung Selimut (Q_s) pada tiap lapisan dengan metode analitik terhadap hasil uji PDA

Berdasarkan Gambar 4.5 pola daya dukung metode $\alpha + \beta$ mendekati pola dari hasil uji PDA hanya saja nilai daya dukung selimutnya jauh berbeda, sedangkan untuk metode $\beta + \beta$ pola pada grafik daya dukung selimut mendekati hasil uji PDA tetapi pada lapisan tanah lempung daya dukung selimut dengan metode ini jauh lebih besar.

Hasil rasio nilai daya dukung selimut (Q_s) metode analitik yaitu metode $\alpha+\beta$ dan $\beta+\beta$ terhadap daya dukung selimut (Q_s) Hasil uji PDA disajikan pada Tabel 4.26 yang direpresentasikan dengan grafik pada Gambar 4.6 berikut :

Tabel 4.26 Hasil Perbandingan Total Daya Dukung Selimut berdasarkan Hasil Uji Tiang

No	Metode	Total Skin Friction (Ton)	Hasil uji PDA	Rasio
1	α dan β	476,89	583,07	0,82
2	β dan β	532,09	583,07	0,91



Gambar 4.6 Perbandingan Total Daya Dukung Selimut (Q_s) dengan metode analitik terhadap hasil uji PDA

Berdasarkan Tabel 4.26 dan Gambar 4.6 dari hasil perbandingan daya dukung selimut metode analitik terhadap hasil PDA metode β merupakan metode yang paling mendekati hasil uji PDA dengan rasio sebesar 0,91.

Berdasarkan hasil analisis tersebut metode analitik untuk daya dukung selimut nilainya lebih konservatif dari hasil uji PDA, hal ini dikarenakan perbedaan kondisi parameter yang kurang sesuai dengan kondisi di lapangan yang mana dalam perhitungan analitik data yang digunakan menggunakan data lab yang dilengkapi

dengan data hasil korelasi. Parameter penentu dalam perhitungan daya dukung selimut ini adalah nilai faktor α dan β .

Faktor daya dukung disesuaikan hingga nilai tahanan friksi (Q_s) mendekati pada hasil uji lapangan, akan tetapi penyesuaian ini masih dalam rentang yang telah ditentukan oleh masing-masing metode, untuk metode α dengan Tabel 2.14 dengan menyesuaikan juga nilai c_u yang digunakan yaitu menggunakan nilai yang maksimum dalam rentangnya, sedangkan untuk metode β dengan Tabel 2.15 disesuaikan berdasarkan jenis tanah serta nilai sudut gesernya dengan menggunakan nilai yang paling maksimum dalam rentangnya. Maka hasil penyesuaian faktor daya dukung disajikan dalam Tabel 4.27 berikut.

Tabel 4.27 Penyesuaian Faktor α dan β untuk Daya Dukung Selimut

Depth (m)	β	$f(\beta)$	β_{koreksi}	$f(\beta_{\text{koreksi}})$	α	$f(\alpha)$	α_{koreksi}	$f(\alpha_{\text{koreksi}})$
0 – 1,7	0,52	19,42	0,60	22,46	-	-	-	-
1,7 – 3,8	0,52	43,42	0,60	50,20	-	-	-	-
3,8 – 5,8	0,52	56,85	0,60	65,72	-	-	-	-
5,8 – 7,8	0,52	70,28	0,60	81,25	-	-	-	-
7,8 – 9,8	0,52	83,71	0,60	96,77	-	-	-	-
9,8 – 11,9	0,46	85,19	0,60	111,26	-	-	-	-
11,9 – 13,9	0,46	95,75	0,60	125,06	-	-	-	-
13,9 – 15,9	0,39	89,41	0,50	114,22	-	-	-	-
15,9 – 17,9	0,39	97,24	0,50	124,22	-	-	-	-
17,9 – 20	0,23	62,68	0,23	60,18	0,76	28,50	0,74	29,60
20 – 22	0,39	120,73	0,40	122,32	0,35	70,00	0,35	70,00

Keterangan :



Hasil perhitungan yang akan digunakan dalam perbandingan

Pada kedalaman 0-17,9 m perhitungan menggunakan metode β maka dalam hal ini perbandingan berfokus pada kedalaman 17,9-22 m. Berdasarkan tabel tersebut nilai faktor α pada kedalaman 17,9-20 m lebih besar dibanding nilai faktor β , sedangkan pada kedalaman 20-22 m metode β sedikit lebih besar. Tetapi karena dalam perhitungannya metode β mempertimbangkan parameter tegangan efektif

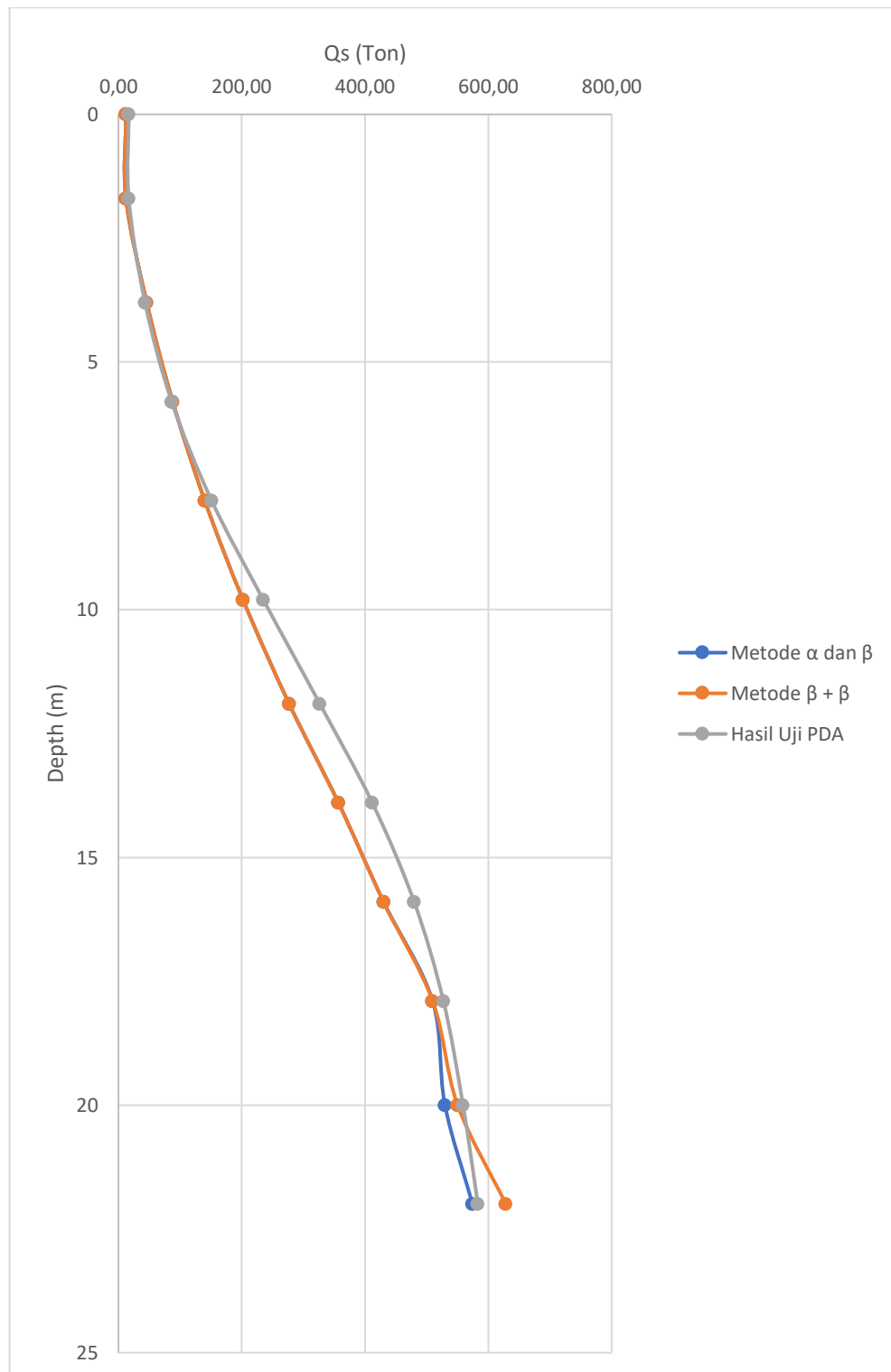
(σ'_o) maka nilai koefisien friksi (f) dari metode β lebih besar dari metode α . Karena perbedaan penggunaan parameter yang telah dijelaskan sebelumnya metode β terlalu optimis dalam memperkirakan nilai daya dukungnya, sedangkan metode α lebih konservatif sebagaimana disajikan pada Tabel 4.28 berikut.

Tabel 4.28 Perbandingan Daya Dukung Selimut Setelah Penyesuaian Faktor Daya Dukung

Depth	Metode $\alpha + \beta$	Metode $\beta + \beta$	Hasil Uji PDA
m	Ton	Ton	Ton
0 – 1,7	12,22	12,22	16,77
1,7 – 3,8	45,98	45,98	43,17
3,8 – 5,8	88,06	88,06	86,53
5,8 – 7,8	140,09	140,09	151,29
7,8 – 9,8	202,06	202,06	235,04
9,8 – 11,9	276,88	276,88	326,69
11,9 – 13,9	356,96	356,96	411,86
13,9 – 15,9	430,11	430,11	479,72
15,9 – 17,9	509,65	509,65	527,14
17,9 – 20	529,56	550,12	558,87
20 – 22	574,38	628,45	583,07

Keterangan :

Hasil perhitungan yang dilakukan perbandingan



Gambar 4.7 Grafik Daya Dukung Selimut Setelah Penyesuaian Faktor Daya Dukung

Berdasarkan hasil penyesuaian faktor daya dukung pada Tabel 4.27, maka didapatkan nilai daya dukung yang disajikan pada Tabel 4.28 dan direpresentasikan dalam grafik pada Gambar 4.7. Maka, pengambilan nilai ϕ' untuk faktor β sangat berpengaruh pada nilai daya dukung selimut karena nilai ϕ' pada penelitian ini diambil dari hasil korelasi bukan dari hasil uji tanah atau laboratorium langsung, sedangkan untuk faktor α pengambilan nilai c_u yang sangat berpengaruh terhadap nilai daya dukung selimut. Pada pengambilan faktor α ini tidak ada perubahan nilai karena hasil daya dukungnya sudah mendekati hasil dari uji PDA.

Tabel 4.29 Hasil Perbandingan Daya Dukung Selimut Total Setelah Penyesuaian Faktor Daya Dukung Berdasarkan Hasil Uji Tiang

No	Metode	<i>Skin Friction</i> (Ton)	Hasil uji PDA	Rasio
1	α dan β	574,38	583,07	0,99
2	β dan β	628,45	583,07	1,08

Berdasarkan Tabel 4.30 dan Gambar 4.7 dari hasil perbandingan daya dukung selimut metode analitik terhadap hasil PDA, kombinasi metode α dan β merupakan metode yang paling mendekati hasil uji PDA dengan rasio sebesar 0,99, serta metode ini memperkirakan nilai daya dukung dengan lebih konservatif sehingga keamanan perencanaan lebih tinggi. Maka dapat disimpulkan metode analitik α dan β untuk daya dukung selimut dapat direkomendasikan untuk perhitungan perencanaan akan tetapi dengan diperhatikannya parameter yang mempengaruhi nilai daya dukungnya yaitu nilai faktor daya dukung di mana untuk metode α nilai c_u merupakan parameter yang sangat mempengaruhinya sedangkan untuk metode β nilai ϕ' adalah parameter yang sangat mempengaruhi nilai daya dukung selimutnya.

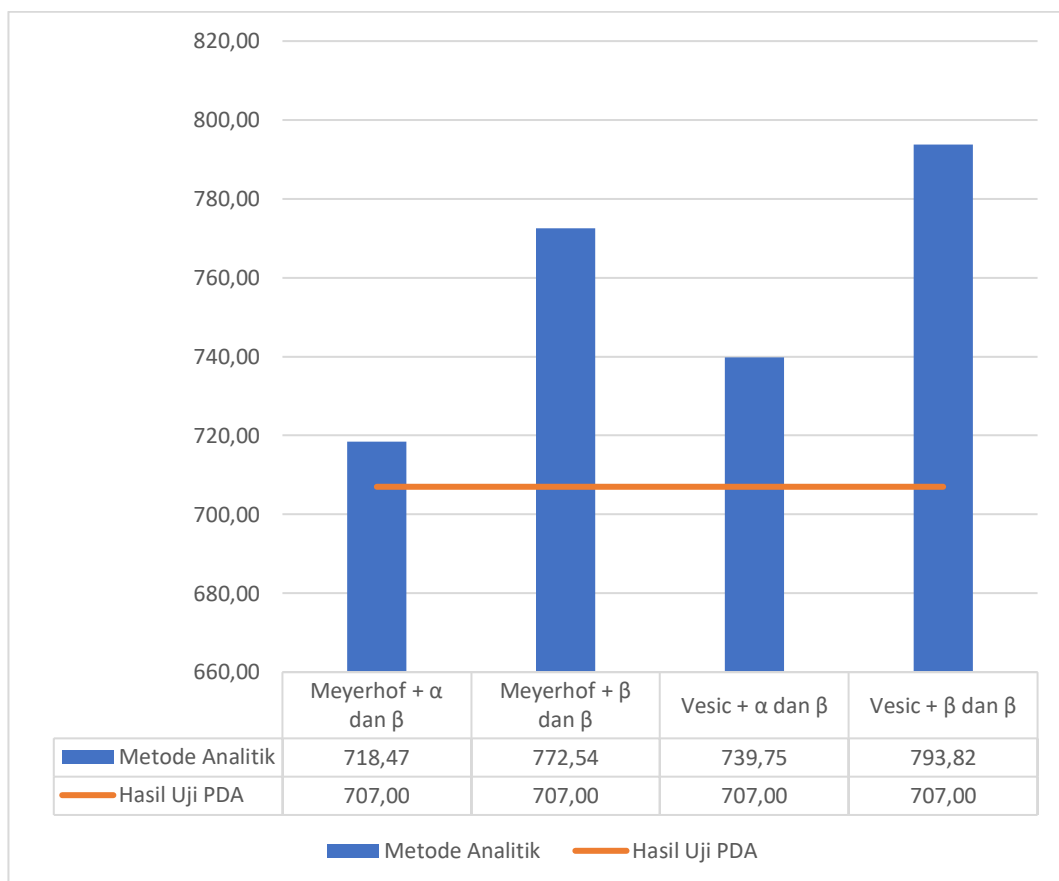
4.3.3 Perbandingan Daya Dukung Ultimit

Hasil dari tahanan ujung dan tahanan gesek kemudian dikombinasikan untuk mencari kombinasi metode yang paling mendekati pada hasil uji lapangan, khusus untuk nilai tahanan gesek (Q_s) yang digunakan merupakan nilai yang telah dilakukan koreksi, karena nilai tersebut lebih mendekati pada kondisi nyata di lapangan.

Hasil rasio perbandingan nilai daya dukung ultimit pada setiap lapisan terhadap hasil uji tiang disajikan pada Tabel 4.30 dan direpresentasikan dengan grafik pada

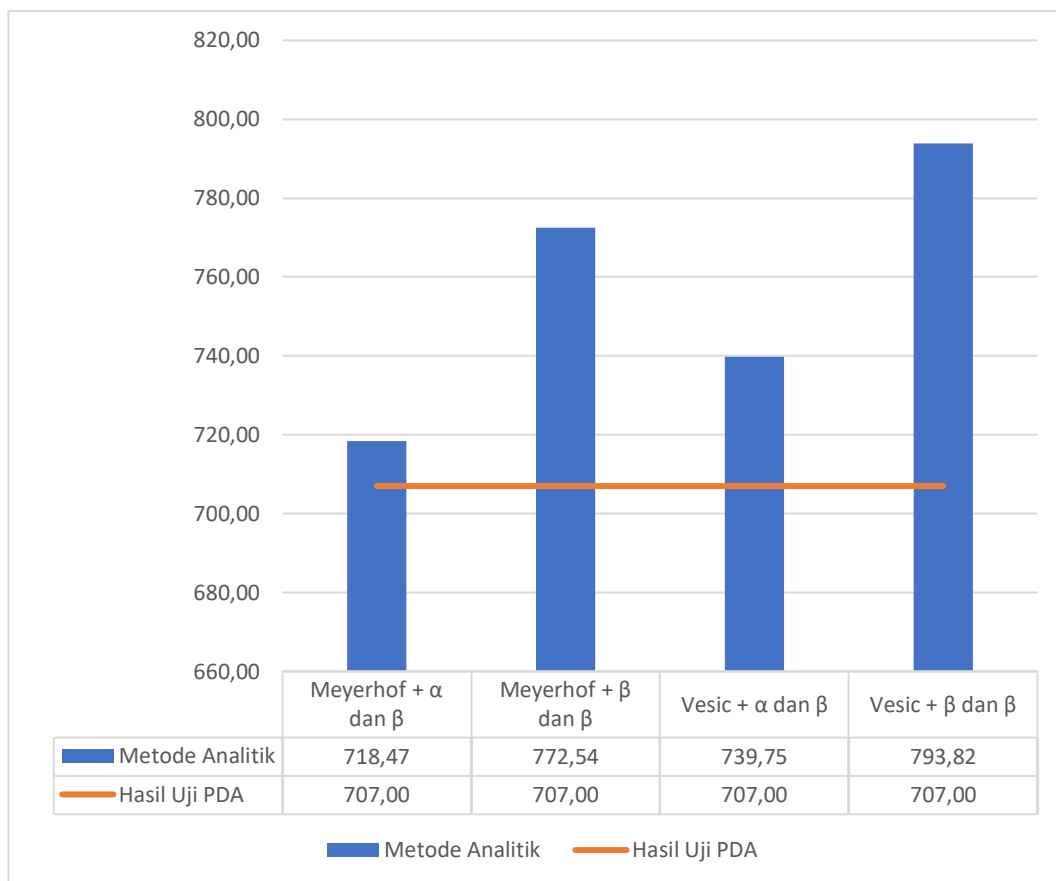
Tabel 4.30 Hasil Perbandingan Daya Dukung Ultimit Metode Analitik berdasarkan Hasil Uji Tiang

No	Metode	<i>Ultimate Capacity (Ton)</i>	Hasil uji PDA	Rasio
1	Meyerhof + α dan β	718,47	707,00	1,02
2	Meyerhof + β dan β	772,54	707,00	1,09
3	Vesic + α dan β	739,75	707,00	1,05
4	Vesic + β dan β	793,82	707,00	1,12



Gambar 4.8 Perbandingan Daya Dukung Ultimit (Q_u) dengan metode analitik terhadap hasil uji PDA

Berdasarkan Tabel 4.30 dan



Gambar 4.8 nilai daya dukung ultimit (Q_u) yang paling mendekati dengan hasil uji PDA adalah kombinasi metode Meyerhof dengan metode $\alpha+\beta$ dengan nilai daya dukung dan rasio terhadap hasil uji PDA berturut-turut sebesar 718,47 ton; 1,02, dan kombinasi metode Vesic dengan metode $\alpha+\beta$ nilai daya dukung ultimitnya mendekati hasil uji PDA akan tetapi masih lebih besar dari metode Meyerhof dengan $\alpha+\beta$ yaitu sebesar 739,75 ton. Sedangkan untuk kombinasi metode Meyerhof dengan $\beta+\beta$ dan kombinasi metode Vesic dengan $\beta+\beta$ terlalu optimis dengan nilai daya dukung berturut-turut sebesar 772,54 ton dan 793,82 ton. Kombinasi Meyerhof + α dan β dapat digunakan secara langsung untuk perencanaan dengan penerapan faktor keamanan yang sesuai, kemudian kombinasi metode lain dapat digunakan jika disertai verifikasi tambahan, terutama untuk memastikan kondisi tanah mendukung prediksi daya dukung yang lebih tinggi.

4.4 Analisa Perhitungan Daya Dukung Lateral dan Defleksi Tiang Pancang Tunggal

Dengan menggunakan informasi dari pengujian lapangan, data lab serta hasil korelasi empiris. Daya dukung lateral dianalisis dengan menggunakan dua metode. Dalam hal ini metode yang digunakan adalah metode Broms dan metode Meyerhof.

4.4.1 Daya Dukung Lateral dan Defleksi Metode Broms

Daya dukung lateral tiang dengan metode broms ditentukan dengan menggunakan grafik pada Gambar 2.4 atau Gambar 2.5, sedangkan untuk mencari nilai defleksi yang terjadi digunakan pendekatan menggunakan grafik pada Gambar 2.6. Dalam hal ini terdapat beberapa parameter yang perlu dicari terlebih dahulu. Berikut merupakan contoh perhitungan daya dukung lateral dan defleksi tiang pancang dengan menggunakan metode Broms.

a. Parameter Tiang Pancang

E	:	200000	MPa
I	:	0,0052685	m ⁴
S (I/c)	:	0,010536976	m ³
Yield Strength (Fy)	:	240	MPa
Panjang tiang tertanam (D)	:	21,3	m
Diameter tiang (d)	:	1	m
ec (p kepala tiang)	:	0,5	m
Cs (Faktor bentuk tak berdimensi)	:	1,3	
My (tahanan momen)	:	3287,54	kN-m

b. Parameter Tanah

ϕ	:	46,4	
γ' (kN/ m ³)	:	12,94	kN/m ³
Kp	:	6,25	
Kh	:	10857	kN/m ³

c. Menentukan Qu dengan Grafik

Sebelum menghitung nilai daya dukung lateral, ditentukan terlebih dahulu jenis dari tiang pancang.

Menentukan nilai η dengan persamaan (2.26).

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{K_h}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{10857}{200000 \times 0,0052685}} = 0,4005$$

Hitung faktor panjang tak berdimensi ηD kemudian sesuaikan dengan kriteria jenis tiang, didapatkan nilai $\eta D = 8,53$. Maka,

$\eta D = 8,53 > 4$ (Tiang panjang), digunakan grafik pada Gambar 2.5.

Nilai Q_u dicari dengan menggunakan grafik dengan cara berikut :

$$\frac{M_y}{b^4 \gamma K_p} = \frac{3287,54}{1^4 \times 12,94 \times 6,25} = 40,65$$

$$e_c/D = 0,5/21,3 = 0,0235$$

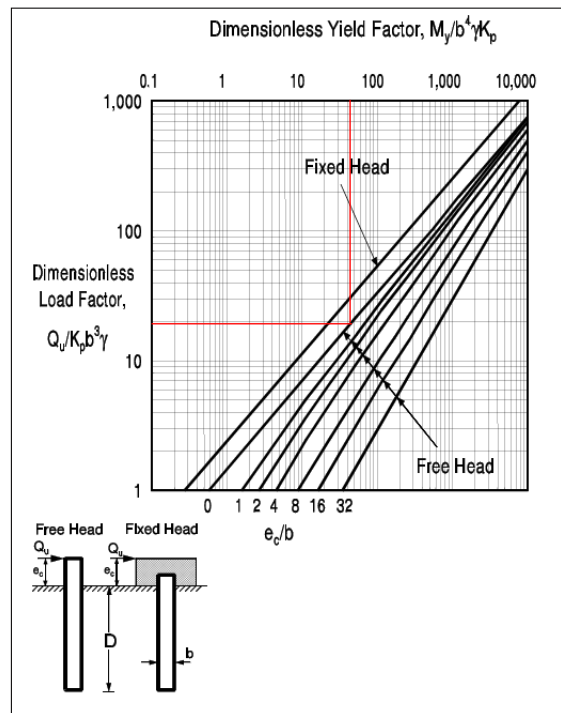
$$\frac{Q_u}{K_p b^3 \gamma} = 18,76 \text{ (nilai didapat dari hasil plot Gambar 2.5)}$$

$$Q_u = 18,76 K_p b^3 \gamma$$

$$= 19,15 \times 6,25 \times 1^3 \times 12,94$$

$$= 1516,96 \text{ kN}$$

$$= 154,69 \text{ ton}$$



Gambar 4.9 Hasil plotting nilai variabel $\frac{M_y}{b^4\gamma K_p}$ berbanding $\frac{Q_u}{K_p b^3\gamma}$

d. Menentukan Defleksi dengan Grafik

Menghitung maksimum beban kerja yang diizinkan untuk satu tiang (Q_m), hal ini dilakukan untuk memastikan bahwa tiang dapat menahan gaya-gaya lateral yang diberikan tanpa mengalami deformasi ekstrem. Berikut merupakan contoh perhitungannya :

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{2,5} \\
 &= \frac{1516,96}{2,5} \\
 &= 606,78 \text{ kN} \\
 &= 61,87 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai defleksi (y) dicari dengan cara berikut :

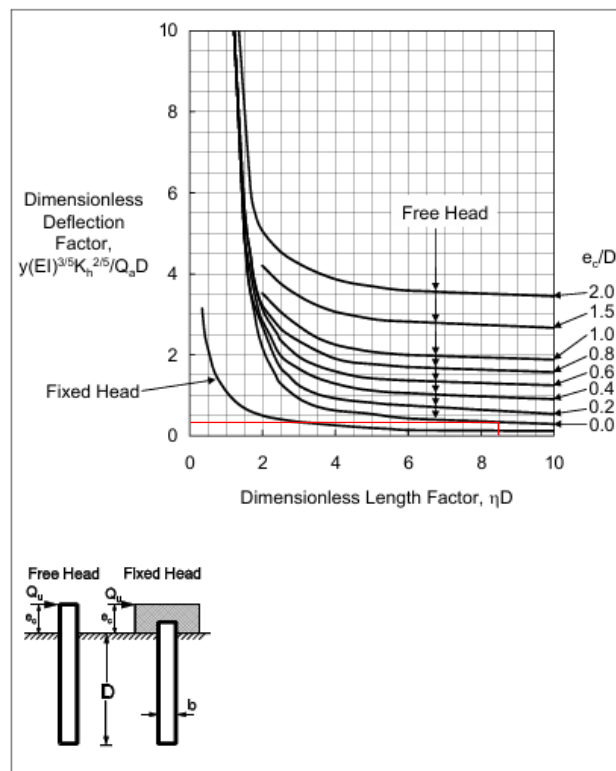
$$\begin{aligned}
 \eta D &= 8,53 \\
 e_c/D &= 0,5/21,3 \\
 &= 0,0235
 \end{aligned}$$

$$\frac{y(EI)^{\frac{3}{5}}K_h^{\frac{2}{5}}}{QaD} = 0,323 \text{ (nilai didapat dari hasil plot Gambar 2.6)}$$

$$\begin{aligned} y &= \frac{0,323 QaD}{(EI)^{\frac{3}{5}}K_h^{\frac{2}{5}}} \\ &= \frac{0,323 \times 606,78 \times 21,3}{(200000000 \times 0,0052685)^{\frac{3}{5}} \times 10857^{\frac{2}{5}}} \\ &= 0,0247 \text{ m} \\ &= 24,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai Defleksi dari Qm didapatkan 21,26 mm.

$y = 24,7 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$ (Batas Defleksi SNI)



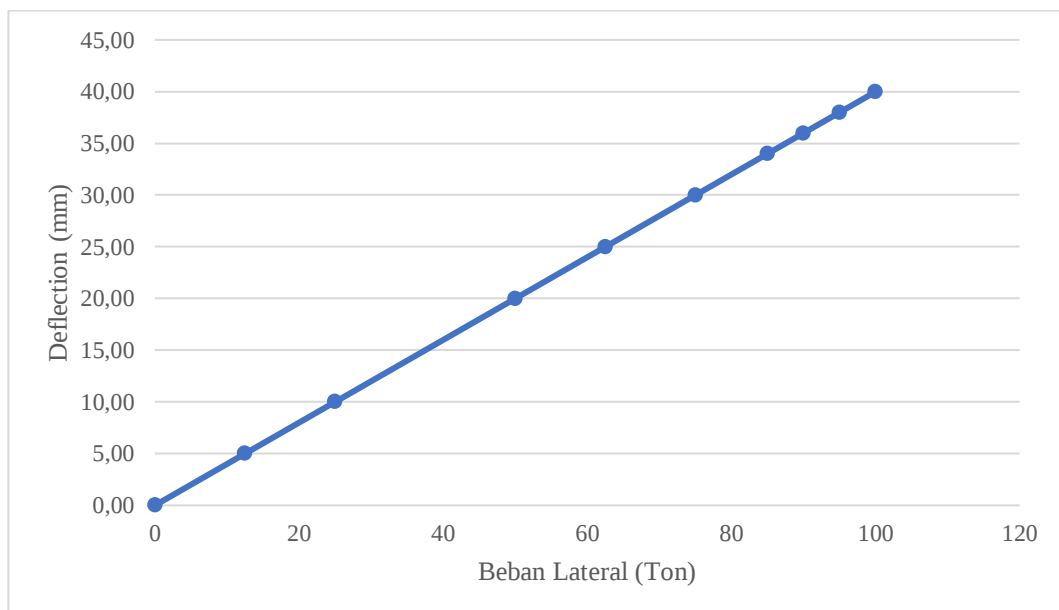
Gambar 4.10 Hasil plotting nilai ηD dibandingkan $\frac{y(EI)^{\frac{3}{5}}K_h^{\frac{2}{5}}}{QaD}$

Analisis daya dukung lateral tiang pancang dalam penelitian ini didasarkan pada hasil uji lateral tiang, maka berikut disajikan pada Tabel 4.31 hasil perhitungan menggunakan metode Broms dengan beban desain sesuai hasil uji lateral.

Tabel 4.31 Hasil Perhitungan Defleksi Metode Broms Berdasarkan Beban Desain

Qu (Ton)	Defleksi (m)	Defleksi (mm)
0,00	0,00	0,00
12,5	0,0050	5,00
25	0,0099	9,99
50	0,0199	19,99
62,5	0,0249	24,99
75	0,0299	29,98
85	0,0339	33,98
90	0,0359	35,98
95	0,0379	37,98
100	0,0399	39,98

Gambar 4.11 berikut menampilkan hubungan antara beban dan defleksi yang terjadi dengan menggunakan perhitungan metode Broms.



Gambar 4.11 Hubungan Beban dan Defleksi Metode Broms

4.4.2 Daya Dukung Lateral dan Defleksi Metode Meyerhof

Daya dukung lateral dengan metode Meyerhof ditentukan dengan persamaan (2.28) untuk kasus tiang pendek pada tanah pasir, dan menyubstitusikan persamaan (2.29) ke persamaan (2.28) untuk tiang panjang. Penentuan jenis tiang ditentukan dengan persamaan (2.25). Berikut merupakan contoh perhitungan kapasitas dukung lateral tiang :

a. Parameter tiang

E	:	200000	Mpa
I	:	0,0052685	m ⁴
Yield Strength (Fy)	:	240	MPa
Panjang tiang tertanam (D)	:	21,3	m
Diameter tiang (d)	:	1	m
ec (p kepala tiang)	:	0,5	m

b. Parameter Tanah

ϕ	:	46,4
γ' (kN/ m ³)	:	14,04201681
Kp	:	6,250891843
Es	:	56,8 Mpa

c. Penentuan Jenis Tiang

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$$

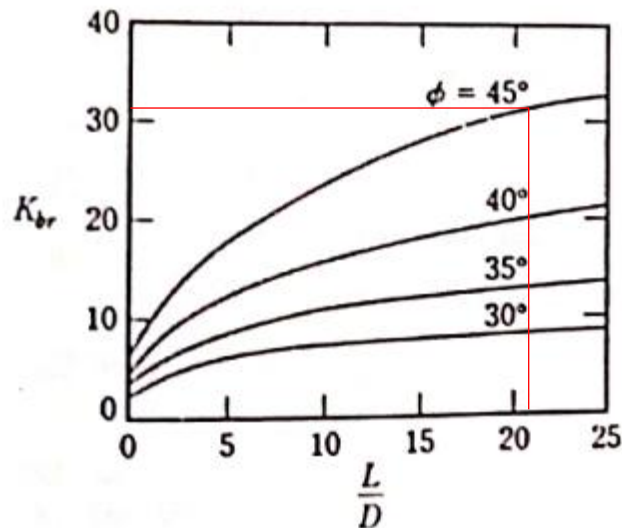
$$= \frac{200000000 \times 0,00527}{56800 \times 21,3^4} = 0,0000901 < 0,01 \text{ (Tiang Flexible/Panjang)}$$

d. Menentukan koefisien tekanan tanah lateral (Kbr) dengan grafik pada gambar (2.8).

$$L/D = 21,3/1 = 21,3$$

$$\phi = 46,4 \text{ (digunakan grafik } \phi = 45 \text{ yang mendekati)}$$

$$K_{br} = 33,34$$



Gambar 4.12 Hasil Plot nilai L/D berbandingkan K_{br}

e. Menghitung Q_u dan Defleksi tiang

$$Q_{u(g)} = 0,12\gamma DL^2 K_{br}$$

$$Q_{u(g)} = 0,12 \times 14,04 \times 1 \times 21,3^2 \times 33,34$$

$$= 7421,08 \text{ kN}$$

$$= 756,7 \text{ ton}$$

Untuk defleksi tiang digunakan persamaan (2.30).

$$y_o = \frac{I_{yh}H}{E_h L_e}$$

$$y_o = \frac{3,753 \times 7421,1}{78666,67 \times 11,49}$$

$$= 0,0465 \text{ m}$$

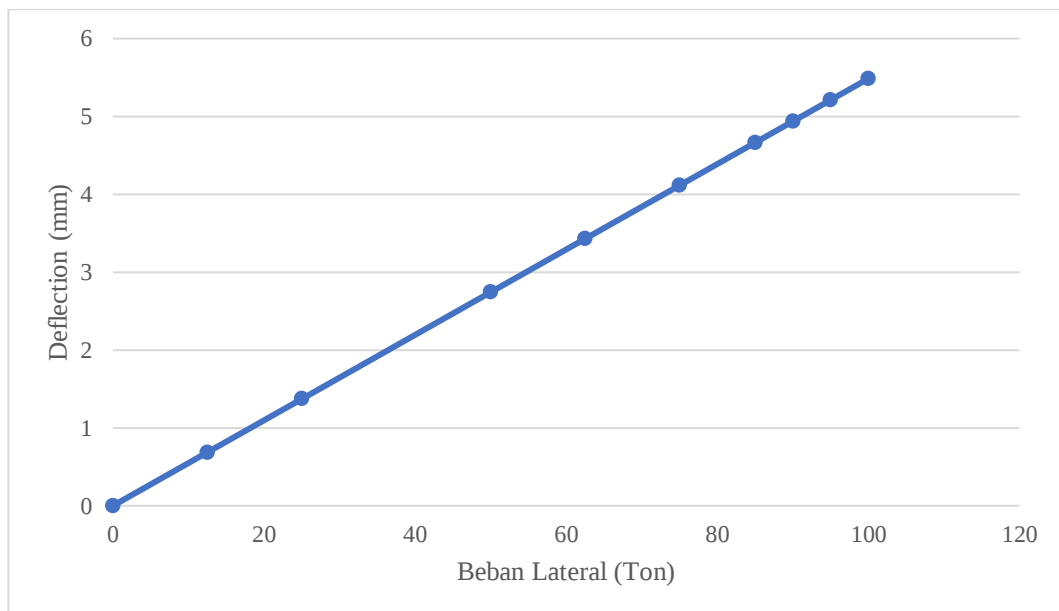
$$= 46,5 \text{ mm}$$

Pada analisis daya dukung lateral tiang pancang ini didasarkan pada hasil uji lateral tiang, maka berikut disajikan pada Tabel 4.32 hasil perhitungan menggunakan metode meyerhof dengan beban desain sesuai hasil uji lateral.

Tabel 4.32 Hasil Perhitungan Defleksi Metode Meyerhof Berdasarkan Beban
Desain

Beban (Ton)	Defleksi (m)	Defleksi (mm)
0	0	0
12,5	0,00069	0,69
25	0,00137	1,37
50	0,00274	2,74
62,5	0,00343	3,43
75	0,00411	4,11
85	0,00466	4,66
90	0,00494	4,94
95	0,00521	5,21
100	0,00549	5,49

Gambar 4.13 berikut menampilkan hubungan antara beban dan defleksi yang terjadi dengan menggunakan perhitungan metode Meyerhof.



Gambar 4.13 Hubungan Beban dan Defleksi Metode Meyerhof

4.4.3 Daya Dukung dan Defleksi Hasil Uji Lateral Tiang

Nilai daya dukung dan defleksi dari hasil uji tiang dilaksanakan berdasarkan ASTM D3966-07 dengan ketelitian alat ukur $\pm 0,01$ milimeter. Tiang SP 14 pada uji lateral ini di desain untuk beban kerja 50 ton dan pembebanan dilakukan dalam 4 siklus. Tabel 4.33 berikut merupakan hasil pembebanan yang dilakukan pada tiang SP14 dan telah dirangkum pada Tabel 4.34 .

Tabel 4.33 Data Pembacaan Dial Uji Lateral Tiang SP14

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
12-Agustus-2023	14:10	0%	0	0	0	0	0	0	0
	14:12	25%	12,5	0,9	0,92	0,91	0,4	0,1	0,25
	14:17			0,91	0,92	0,92	0,41	0,1	0,26
	14:22			0,91	0,92	0,92	0,41	0,1	0,26
	14:24	50%	25	2,18	2,23	2,21	0,82	0,49	0,66
	14:29			2,18	2,23	2,21	0,82	0,49	0,66

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	14:34			2,18	2,23	2,21	0,82	0,49	0,66
	14:36	25%	12,5	1,87	1,87	1,87	0,71	0,41	0,56
	14:41			1,87	1,87	1,87	0,71	0,41	0,56
	14:46			1,87	1,87	1,87	0,71	0,41	0,56
	14:48	0%	0	0,56	0,56	0,56	0,21	0,13	0,17
	14:53			0,54	0,54	0,54	0,2	0,13	0,17
	14:58			0,54	0,54	0,54	0,2	0,13	0,17
	15:00	50%	25	2,25	2,25	2,25	0,89	0,72	0,81
	15:05			2,26	2,26	2,26	0,91	0,74	0,83
	15:10			2,26	2,26	2,26	0,91	0,74	0,83
	15:12	75%	37,5	3,96	4,00	3,98	1,51	1,31	1,41

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	15:17			3,98	4,00	3,99	1,54	1,35	1,45
	15:22			3,98	4,00	3,99	1,54	1,35	1,45
	15:27			3,98	4,00	3,99	1,54	1,35	1,45
	15:29	100%	50	5,65	5,69	5,67	2,23	1,97	2,1
	15:34			5,67	5,7	5,69	2,25	2	2,13
	15:39			5,67	5,7	5,69	2,25	2	2,13
	15:44			5,67	5,7	5,69	2,27	2,02	2,15
	15:49			5,67	5,7	5,69	2,27	2,02	2,15
	15:51	50%	25	4,69	4,67	4,68	1,95	1,72	1,84
	15:56			4,69	4,67	4,68	1,95	1,72	1,84
	16:01			4,69	4,67	4,68	1,95	1,72	1,84
	16:03	0%	0	1,58	1,55	1,57	0,75	0,64	0,7

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	16:08			1,51	1,5	1,51	0,71	0,61	0,66
	16:13			1,51	1,5	1,51	0,71	0,61	0,66
	16:15	50%	25	3,93	3,95	3,94	1,66	1,46	1,56
	16:20			3,93	3,95	3,94	1,66	1,46	1,56
	16:25			3,93	3,95	3,94	1,66	1,46	1,56
	16:27	100%	50	6,18	6,22	6,20	2,42	2,25	2,34
	16:32			6,18	6,22	6,20	2,44	2,26	2,35
	16:37			6,18	6,22	6,20	2,44	2,26	2,35
	16:39	125%	62,5	9,14	9,22	9,18	3,49	3,34	3,42
	16:44			9,15	9,23	9,19	3,52	3,37	3,45
	16:49			9,15	9,23	9,19	3,53	3,39	3,46
	16:54			9,15	9,23	9,19	3,53	3,39	3,46

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	16:59			9,15	9,23	9,19	3,53	3,39	3,46
	17:01	150%	75	10,97	11,11	11,04	4,15	4,04	4,1
	17:06			11,02	11,13	11,08	4,15	4,06	4,11
	17:11			11,02	11,13	11,08	4,15	4,06	4,11
	17:16			11,03	11,14	11,09	4,15	4,06	4,11
	17:21			11,03	11,14	11,09	4,15	4,06	4,11
	17:23	75%	37,5	9,47	9,54	9,51	3,62	3,48	3,55
	17:28			9,46	9,53	9,50	3,61	3,46	3,54
	17:33			9,46	9,53	9,50	3,61	3,46	3,54
	17:35	0%		3,22	3,27	3,25	1,29	1,21	1,25
	17:40			3,1	3,14	3,12	1,22	1,15	1,19
	17:45			3,08	3,12	3,10	1,22	1,15	1,19

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	17:47	50%	25	6,21	6,29	6,25	2,44	2,3	2,37
	17:52			6,22	6,3	6,26	2,45	2,32	2,39
	17:57			6,22	6,3	6,26	2,45	2,32	2,39
	17:59	100%	50	9,48	9,58	9,53	3,55	3,45	3,5
	18:04			9,48	9,58	9,53	3,55	3,45	3,5
	18:09			9,48	9,58	9,53	3,55	3,45	3,5
	18:11	150%	75	12,54	12,68	12,61	4,63	4,56	4,6
	18:16			12,54	12,69	12,62	4,63	4,56	4,6
	18:21			12,55	12,69	12,62	4,64	4,57	4,61
	18:23	170%	85	13,81	13,99	13,90	5,11	5,06	5,09
	18:28			13,82	14	13,91	5,14	5,08	5,11

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	18:33			13,83	14,01	13,92	5,15	5,1	5,13
	18:38			13,84	14,02	13,93	5,16	5,11	5,14
	18:43			13,84	14,02	13,93	5,16	5,11	5,14
	18:45	180%	90	15,48	15,71	15,60	5,77	5,74	5,76
	18:50			15,51	15,72	15,62	5,8	5,77	5,79
	18:55			15,52	15,73	15,63	5,82	5,78	5,8
	19:00			15,53	15,73	15,63	5,83	5,79	5,81
	19:05			15,53	15,73	15,63	5,83	5,79	5,81
	19:07	190%	95	17,13	17,37	17,25	6,5	6,53	6,52
	19:12			17,25	17,45	17,35	6,58	6,6	6,59
	19:17			17,32	17,58	17,45	6,64	6,63	6,64
	19:22			17,38	17,63	17,51	6,67	6,69	6,68
	19:27			17,4	17,64	17,52	6,68	6,7	6,69

[illegible]

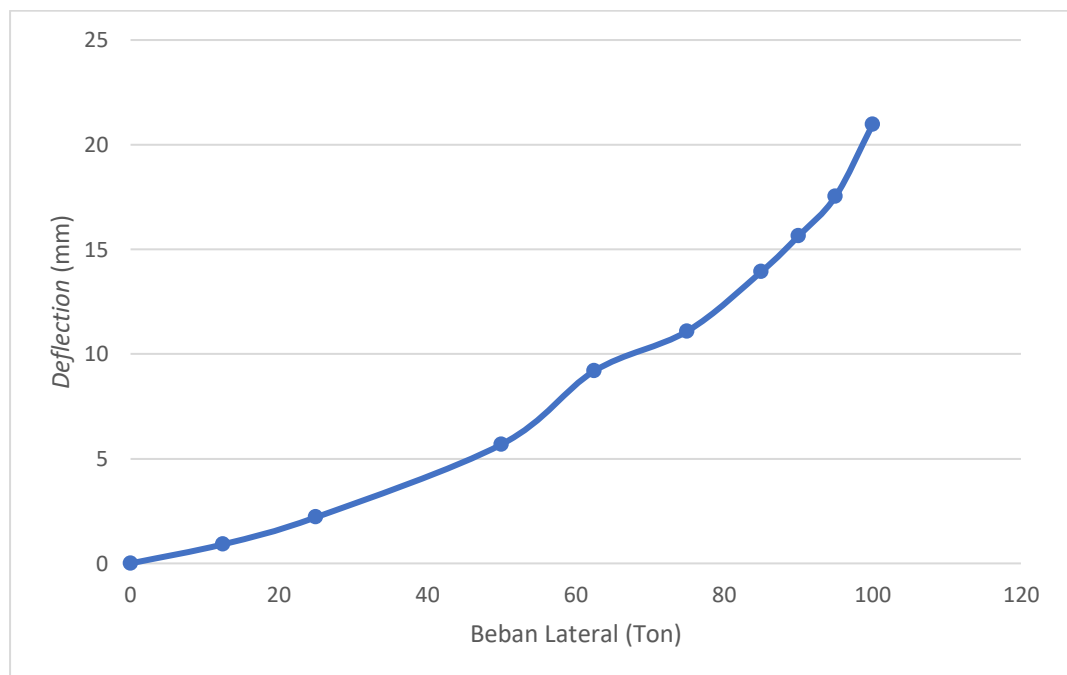
Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation			-4,122
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation			-3,922
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation			-4,222
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)			21,8
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	20:32	150%	75	19,91	20,15	20,03	7,85	7,88	7,87
	20:37			19,9	20,14	20,02	7,83	7,86	7,85
	20:42			19,9	20,14	20,02	7,82	7,85	7,84
	20:42	100%	50	16,85	17,04	16,95	6,68	6,65	6,67
	20:47			16,85	17,04	16,95	6,68	6,65	6,67
	20:52			16,85	17,04	16,95	6,68	6,65	6,67
	20:54	50%	25	12,67	12,84	12,76	5,38	5,3	5,34
	20:59			12,67	12,84	12,76	5,38	5,3	5,34
	21:04			12,67	12,84	12,76	5,38	5,3	5,34
	21:06	0%	0	7	7,12	7,06	2,63	2,6	2,62
	21:11			6,8	6,99	6,90	2,54	2,52	2,53
	21:16			6,76	6,95	6,86	2,53	2,5	2,52

Project	Jembatan Sodongkopo			Gauge 1	WEB 519	Ground Level Elevation		-4,122	
Location	Pangandaran	Pile No.	SP 14	Gauge 2	WCL 447	Pile Top Elevation		-3,922	
Pile Size (cm)	ø 100	Testing Date	12-Aug-23	Gauge 3	WCL 449	C.O.L Elevation		-4,222	
Working Load (Ton)	50	Test Load (Ton)	100	Gauge 4	WCL 445	Actual pile length during test (m)		21,8	
Date	Time	Load		Dial Gauge Reading					
				Test Pile SP 14			Reaction Pile 13		
		(%)	(Ton)	Gauge 1	Gauge 2	Deflection	Gauge 3	Gauge 4	Deflection
	21:21			6,75	6,92	6,84	2,52	2,5	2,51
	21:26			6,74	6,91	6,83	2,51	2,49	2,5
	21:31			6,73	6,9	6,82	2,5	2,48	2,49
	21:36			6,73	6,9	6,82	2,5	2,48	2,49

Tabel 4.34 Resume Hasil *Lateral Test* pada tiang SP14

Test Pile SP14			
Load (%)	Load (Ton)	Deflection (mm)	Deflection (m)
0%	0	0	0
25%	12,5	0,92	0,000915
50%	25	2,21	0,002205
100%	50	5,69	0,005685
125%	62,5	9,19	0,00919
150%	75	11,09	0,011085
170%	85	13,93	0,01393
180%	90	15,63	0,01563
190%	95	17,52	0,01752
200%	100	20,96	0,020955

Pergeseran total yang terukur dikepala tiang uji SP14 pada pembebanan 50%, 100%, 150%, dan 200% berturut-turut sebesar 2,21 mm; 5,69 mm; 11,09 mm; dan 20,96 mm.



Gambar 4.14 Hubungan Beban dan Defleksi *Lateral Test*

Berikut merupakan dokumentasi dari pengujian lateral tiang pancang SP14 pada Proyek Jembatan Sodongkopo :



Gambar 4.15 Pengujian Lateral Tiang Pancang SP14 pada Abutment A1.



Gambar 4.16 Tiang Uji SP14 beserta alat-alat pengujian lateral.

4.5 Rekapitulasi dan Perbandingan Daya Dukung Lateral Tiang Metode Analitik dan Hasil Uji Tiang

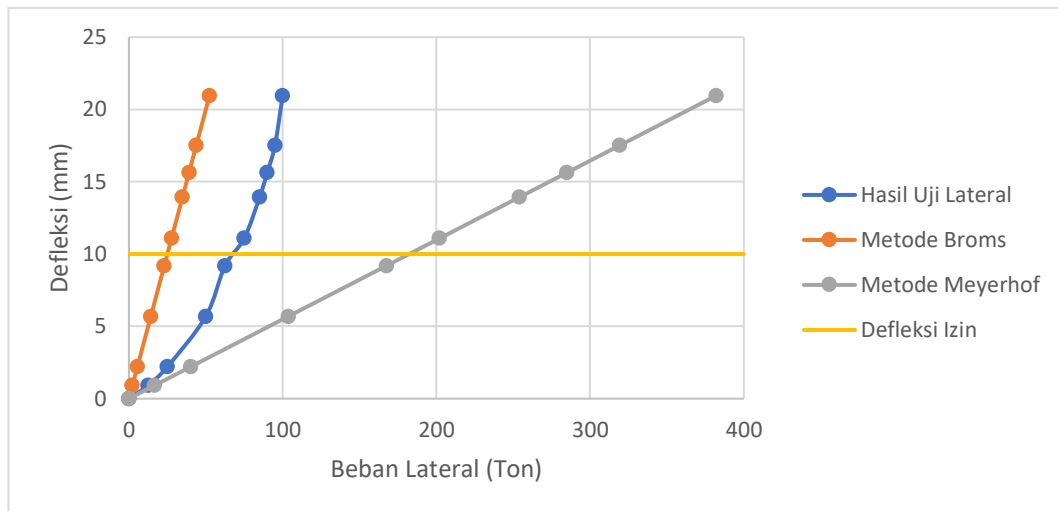
Hasil perhitungan daya dukung lateral dengan metode analitik dibandingkan terhadap data hasil uji lateral yang dianggap aktual. Berikut merupakan perbandingan dari hasil perhitungan analitik dengan hasil uji lateral tiang.

Pada perbandingan daya dukung ini digunakan beban desain pada hasil uji lateral tiang SP14 sebagai acuan untuk perbandingan. Berikut merupakan hasil perhitungan masing-masing metode.

Berdasarkan perhitungan menggunakan metode Broms, metode Meyerhof serta hasil uji *lateral test* maka didapatkan perbandingan nilai defleksi lateral. Berikut ini disajikan pada Tabel 4.35 dan direpresentasikan dalam grafik pada Gambar 4.17.

Tabel 4.35 Perbandingan Nilai Daya Dukung Lateral Berdasarkan Hasil Uji Lateral

<i>Lateral Test</i>			Daya Dukung Metode Analitik	
(%)	(Ton)	<i>Deflection</i> (mm)	Broms (Ton)	Meyerhof (Ton)
0%	0,00	0,00	0	0,0
25%	12,50	0,92	2,80	16,68
50%	25,00	2,21	6,75	40,20
100%	50,00	5,69	17,41	103,63
125%	62,50	9,19	28,14	167,53
150%	75,00	11,09	33,94	202,07
170%	85,00	13,93	42,65	253,93
180%	90,00	15,63	47,86	284,92
190%	95,00	17,52	53,65	319,38
200%	100,00	20,96	64,16	381,99



Gambar 4.17 Perbandingan Daya Dukung Lateral Tiang

Menurut SNI 8460 : 2017, defleksi yang diperbolehkan maksimal 10 mm pada beban 100% dan maksimal 25 mm pada beban 200%. Berdasarkan Tabel 4.35 dan Gambar 4.17, pada defleksi 9,19 mm (beberapa dekat dengan 10 mm), daya dukung metode Broms masih jauh lebih rendah dibandingkan dengan hasil uji lapangan, sehingga bisa dianggap lebih konservatif yaitu sebesar 28,14 ton. Sedangkan daya dukung metode Meyerhof jauh lebih tinggi dari pada uji lapangan pada defleksi 9,19 mm yaitu sebesar 167,53 ton, ini menunjukkan bahwa metode Meyerhof lebih agresif dan mungkin overestimasi untuk kondisi tanah dan tiang yang diuji.

Pola grafik pada Gambar 4.17 pada awal grafik menunjukkan metode Meyerhof lebih mendekati pada grafik hasil uji lateral akan tetapi seiring penambahan defleksi, perkiraan nilai daya dukung yang dihasilkan terlalu optimis. Sedangkan untuk metode Broms pola grafik menunjukkan metode ini konservatif dalam memperkirakan nilai daya dukung lateral dengan grafik yang linear mendekati hasil uji lateral.

Daya dukung yang dihitung menggunakan metode Broms lebih rendah daripada hasil uji lapangan (Lateral Test) pada hampir semua titik defleksi. Ini menunjukkan bahwa Broms mungkin terlalu konservatif dalam menghitung daya dukung lateral. Walaupun hasilnya aman, nilai daya dukung yang dihasilkan cenderung lebih kecil dari nilai yang terukur di lapangan. Sedangkan Daya dukung

yang dihitung menggunakan metode Meyerhof lebih tinggi daripada hasil uji lapangan pada hampir semua titik defleksi. Ini menunjukkan bahwa Meyerhof mungkin overestimate daya dukung lateral, yang dapat menyebabkan ketidakakuratan dan berisiko jika digunakan sebagai patokan perencanaan. Maka metode Broms lebih disarankan karena meskipun hasilnya lebih rendah dari uji lapangan, hasilnya lebih konservatif dan lebih dekat dengan batas aman perencanaan.

Perbedaan perkiraan nilai daya dukung ini terjadi dikarenakan berbagai faktor yang mempengaruhi nilai daya dukung lateral pada masing-masing metodenya. Pada metode Broms yang mempengaruhi nilai daya dukung adalah parameter koefisien reaksi tanah dasar (K_h), kekakuan tiang (EI), dan faktor defleksi tak berdimensi. Sedangkan pada metode Meyerhof yang mempengaruhi nilai daya dukung lateral adalah parameter modulus elastisitas tanah (E_h) dan faktor pengaruh daya dukung (I_{yh}).