

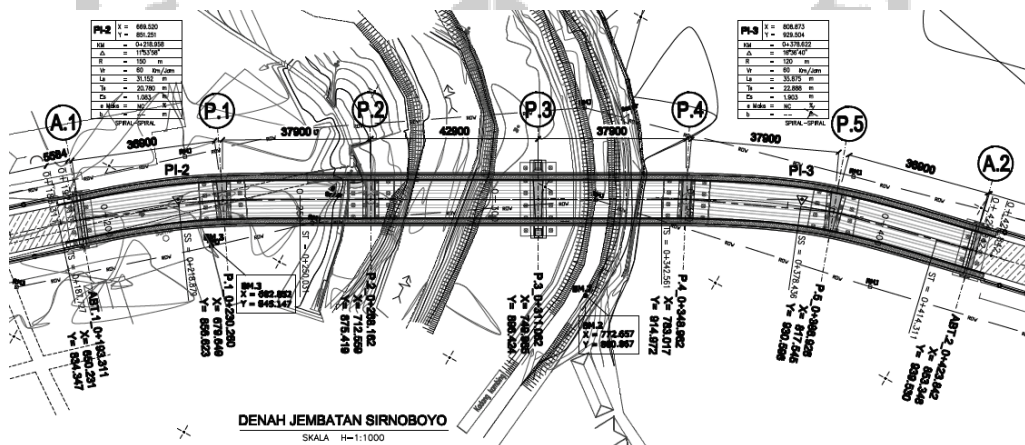
BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Pembebanan Jembatan Pilar 2

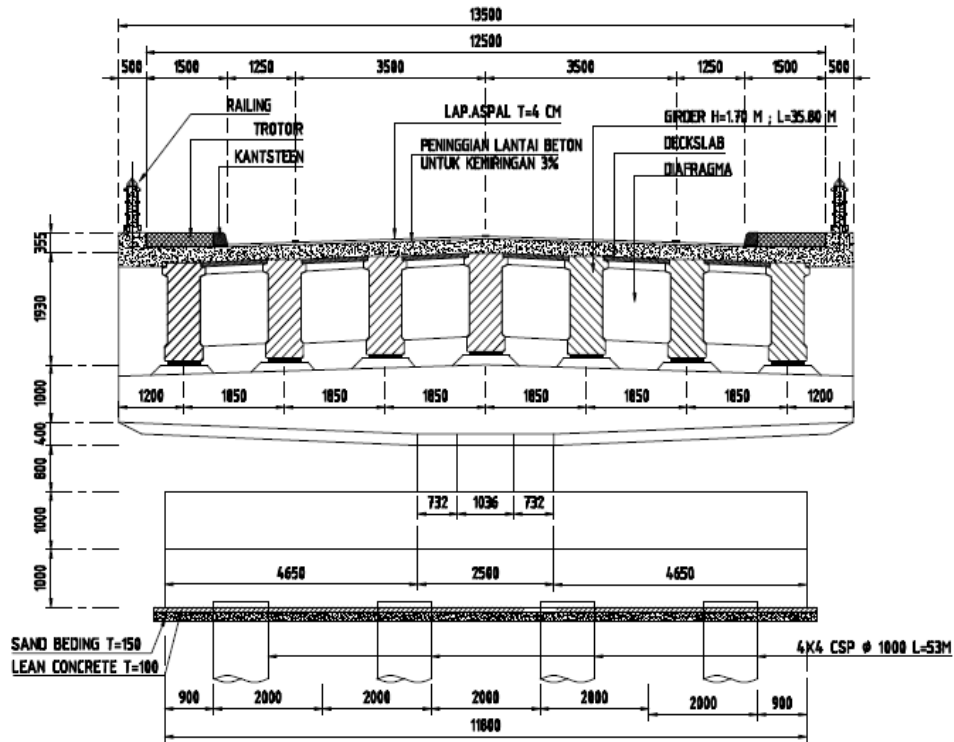
5.1.1 Data Teknis

Data yang terdapat pada jembatan Sironboyo terdapat 5 pilar dan 2 abutment berdasarkan Gambar 5.1 berikut

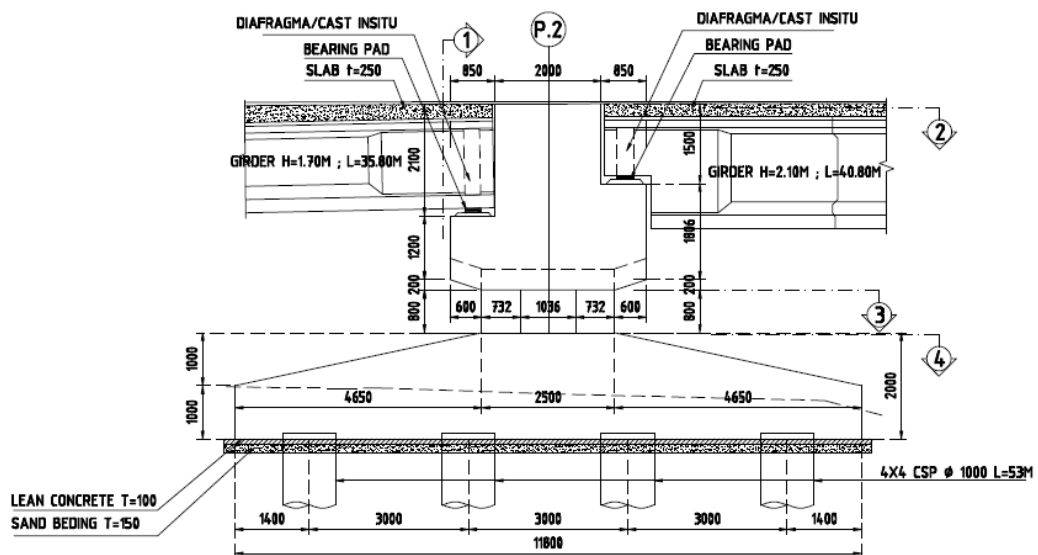


Gambar 5. 1 Denah Jembatan Sironboyo Pacitan

Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi membutuhkan data propertis tanah dan beban struktur dari pilar 2. Data propertis tanah berupa data standart penetration test dan hasil uji sampel tanah di laboratorium dapat dilihat pada Lampiran 3. Bentuk pilar 2 dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5. 2 Potongan Melintang Pilar 2



Gambar 5. 3 Potongan Memanjang Pilar 2

5.1.2 Analisis Pembebanan Pada Pilar

Desain struktur pilar dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan

dibawah ini, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban ultimate untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan pada SNI-1726-2016.

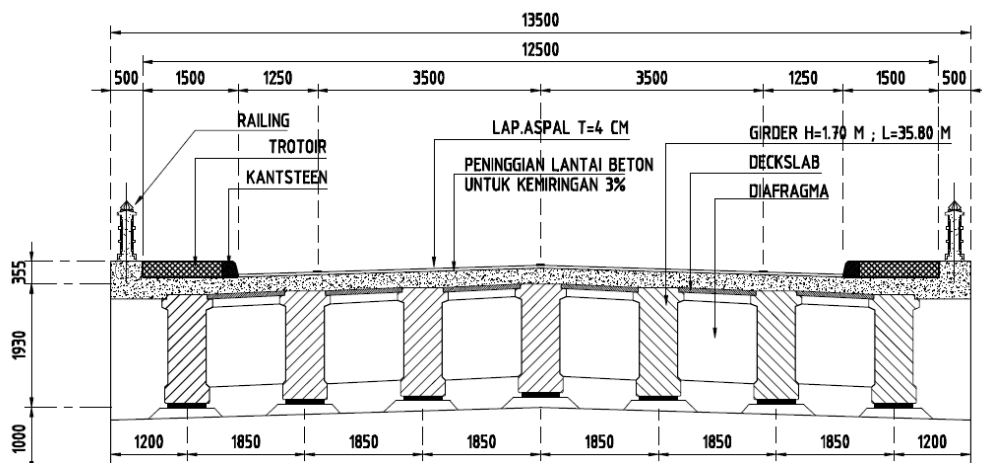
Pada perencanaan pilar di bawah ini dilakukan pengelompokan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi struktur dari pilar.

1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah. Struktur atas pada Jembatan Sirnobojo terdiri dari bentang-bentang berukuran 40,8 m dan 35,8 m dengan potongan melintang yang dapat dilihat pada Gambar 5.2. Data struktur atas bentang 40,8 m dan 35,8 m dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

a. Berat Sendiri Struktur Atas

Berat sendiri struktur atas meliputi trotoar dan balok prategang struktur atas sesuai Gambar 5.4 berikut.



Gambar 5. 4 Struktur Atas Bentang 40,8 m dan 35,8 m

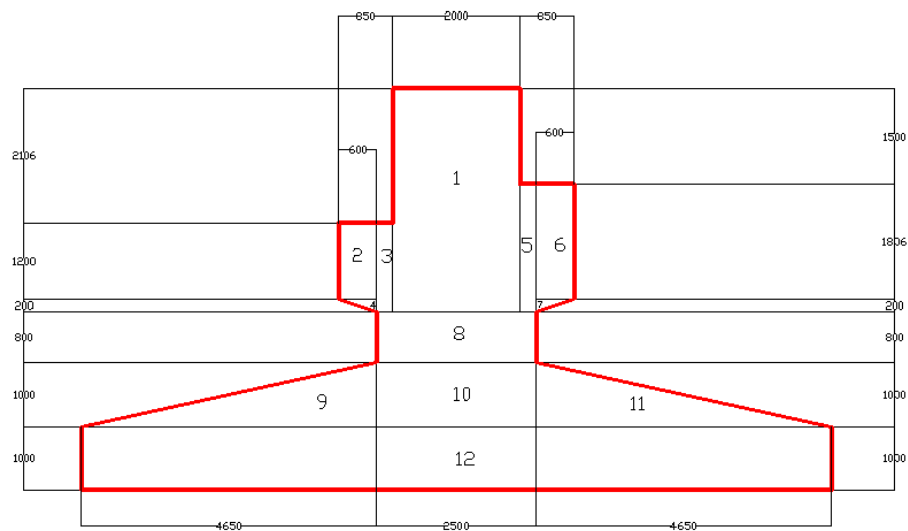
Berat sendiri struktur atas meliputi trotoar dan balok prategang. Perhitungan berat sendiri struktur atas sesuai Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5. 1 Berat Struktur Atas

No	Beban Struktur Atas	Luas	Panjang	Jumlah	Berat Volume	Berat
		(m ²)	m	(n)	T/m ³	Ton
1	Slab	3,38	38,3	1	2,4	310,23
2	Deck slab	0,09	38,3	6	2,4	49,80
3	Trotoar	0,54	38,3	2	2,2	91,00
4	Railing	0,40	38,3	2	2,2	67,41
5	Balok Prategang 40,8 m	1,14	20,4	7	2,4	390,70
6	Balok Prategang 35,8 m	0,94	17,9	7	2,4	282,44
7	Diafragma	1,69	0,2	36	2,4	29,16
Total						1220,74

b. Berat Sendiri Struktur Bawah

Pada beban struktur bawah, untuk memudahkan perhitungan maka pilar dibagi dalam pias-pias dari berat pilar sendiri yang ditunjukkan dengan Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Pias-Pias Perhitungan Beban Sendiri Pilar

Berdasarkan Gambar 5.5 diatas, didapatkan data struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5. 2 Berat Struktur Bawah Pilar 2

No	Parameter Berat Bagian				Berat Volume	L	Berat
	b (m)	h (m)	shape	A (m ²)	t/m ³	m	Ton
1	2	3,51	1	7,020	2,4	13,5	227,45
2	0,6	1,2	1	0,720	2,4	13,5	23,33
3	0,25	1,4	1	0,350	2,4	13,5	11,34
4	0,6	0,2	0,5	0,060	2,4	13,5	1,94
5	0,25	2,01	1	0,503	2,4	13,5	16,28
6	0,6	1,81	1	1,086	2,4	13,5	35,19
7	0,6	0,2	0,5	0,060	2,4	13,5	1,94
8	2,5	0,8	1	2,000	2,4	2,5	12,00
9	4,65	1	0,5	2,325	2,4	13,5	75,33
10	2,5	1	1	2,500	2,4	13,5	81,00
11	4,65	1	0,5	2,325	2,4	13,5	75,33
12	11,8	1	1	11,800	2,4	13,5	382,32
Total							943,45

Dari berat sendiri keseluruhan struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5. 3 Beban Total Akibat Berat Sendiri

No	Berat Sendiri	Berat (T)
1	Struktur Atas	1220,73808
2	Struktur Bawah	943,4514
Total		2164,18948

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 5.4 berikut ini.

Tabel 5. 4 Perhitungan Beban Mati Tambahan

No	Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (T/m ³)	berat (T)
1	Lap. Aspal dan overlay	0,09	9,5	36	1	2,2	67,716
2	Air hujan	0,05	9,5	36	1	0,98	16,758
						WMA =	84,474

3. Beban Lajur "D" (TD)

Beban Lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).

$$\text{Panjang bentang, } L = 38,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jalur lalu-lintas, } B = 9,5 \text{ m}$$

a. Beban Terbagi Merata (BTR)

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa, untuk } L > 30 \text{ m}$$

$$= 9 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{38,5} \right)$$

$$= 8,025 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur :

Beban merata pada balok (BTR) :

$$QTR = 6,75 \times 8,025$$

$$= 76,24 \text{ kN/m}$$

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis BGT mempunyai intensitas $p = 49,0 \text{ kN/m}$

Panjang jembatan (L) = 38,3 m < 50 m, sehingga

$$DLA = 0,4$$

Beban terpusat pada balok,

$$PGT = (1 + DLA) \cdot p \cdot b$$

$$= (1 + 0,4) \cdot 49 \cdot 9,5 = 651,7 \text{ kN}$$

Beban pada pilar akibat beban lajur D

$$P_{TD} = (QTR \cdot L) + PGT$$

$$= (76,24 \cdot 38,3) + 651,7$$

$$= 3571,53 \text{ kN}$$

$$= 364,07 \text{ Ton}$$

4. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

Besarnya beban pejalan kaki bergantung pada luas trotoar yang menopangnya. Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sebagai berikut.

$$\text{Lebar trotoar} > 600 \text{ m} : q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang trotoar tiap bentang (L)} = 38,3 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar (} b_t \text{)} = 1,5 \text{ m}$$

$$P_{TP} = q \cdot b_t \cdot L = 5 \cdot 1,5 \cdot 38,3 = 287,25 \text{ kN}$$

$$= 29,28 \text{ Ton}$$

5. Gaya Rem (TB)

Pengereman diperhitungkan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan, dan dianggap bekerja pada ketinggian 1.80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan (L) sebagai berikut.

- a. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$\text{Gaya rem} = 5\% \cdot (500 + 38,3 \times 76,24)$$

$$= 170,99 \text{ kN}$$

- b. 25% dari berat gandartruk desain

$$\text{Gaya rem} = 25\% \cdot 500$$

$$= 125 \text{ kN}$$

- c. Gaya rem digunakan = 170,99 kN

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{TB} = \text{tebal pilecap} + \text{tinggi pilar}$$

$$= 4,81 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB} \cdot Y_{TB} = 170,99 \cdot 4,81 = 822,46 \text{ kNm}$$

$$= 83,754 \text{ Tm}$$

6. Beban Angin (EW)

a. Beban angin arah y (melintang jembatan)

1) Beban angin pada struktur atas

$$\text{Kecepatan gesekan angin, } V_o = 13,2 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin rencana, } V_B = 100 \text{ m/dt}$$

$$\text{Kecepatan angin pada elevasi 10000 m, } V_{10} = 100 \text{ m/dt}$$

$$\text{Elevasi struktur, } Z = 8000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang gesekan di hulu jembatan, } Z_o = 70 \text{ mm}$$

Kecepatan angin rencana pada elevasi z,

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \cdot V_o \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right) \\ &= 2,5 \cdot 13,2 \cdot \left(\frac{100}{100}\right) \cdot \ln\left(\frac{8000}{70}\right) \\ &= 156,3 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan angin dasar, } P_B &= 0,0024 \text{ Mpa} \\ &= 2,4 \text{ Kpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan angin rencana, } P_D &= P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \\ &= 2,4 \cdot \left(\frac{156,3}{100}\right)^2 \\ &= 5,86 \text{ kN/m} > 4,4 \text{ kNm (oke)} \end{aligned}$$

$$\text{Bentang jembatan, } L = 38,3 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping jembatan, } h_a = 2,1 \text{ m}$$

$$\text{Luas bidang samping, } A_b = h_a \cdot L = 2,1 \cdot 38,3 = 80,43 \text{ m}^2$$

Beban akibat angin,

$$\text{TEW1} = P_D \cdot A_b = 5,86 \cdot 80,43 = 472,03 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$\begin{aligned} \text{YEW} &= h_{\text{girder}}/2 + h_{\text{pilar}} \\ &= 7,36 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin,

$$\text{MEW1} = \text{TEW1} \cdot \text{YEW} = 472,03 \cdot 7,36 = 3474 \text{ kNm}$$

2) Beban angin pada struktur bawah

$$\text{Tinggi bidang samping struktur bawah, } h = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Luas bidang samping, } A_b = \text{tebal} \cdot h$$

$$= 2,5 \cdot 0,8$$

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

Tekanan angin dasar, $P_D = 0,0019 \text{ Mpa}$

$$= 1,9 \text{ Kpa}$$

Beban akibat angin,

$$TEW2 = P_D \cdot A_b = 1,9 \cdot 2 = 3,8 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$YEW = h/2$$

$$= 0,8/2 = 0,4 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$$MEW1 = TEW1 \cdot YEW = 3,8 \cdot 0,4 = 1,52 \text{ kNm}$$

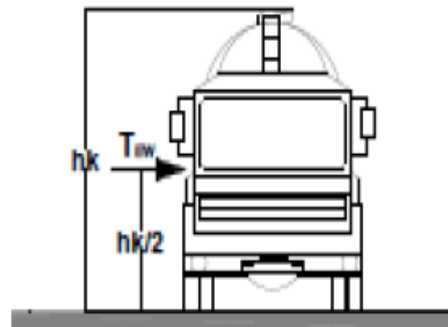
Total beban angin,

$$TEW = TEW1 + TEW2 = 475,8 \text{ kN}$$

Total momen pada fondasi akibat angin,

$$MEW = MEW1 + MEW2 = 3475,7 \text{ kNm}$$

3) Transfer beban angin pada kendaraan



Gambar 5. 6 Transfer Beban Angin ke Kendaraan

$$TEW = 1,46 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi, $h = 1,8 \text{ m}$ dan jarak antar roda, $x = 1,75 \text{ m}$

$$PEW = (h/x) \cdot TEW \cdot L$$

$$= (1,8/1,75) \cdot 1,46 \cdot 38,3$$

$$= 57,52 \text{ kN}$$

b. Arah x (memanjang jembatan)

Tinggi bidang samping struktur bawah, $h = 0,8\text{m}$

$$\begin{aligned}\text{Luas bidang samping, } A_b &= \text{tebal} \cdot h \\ &= 2,5 \cdot 0,8 \\ &= 0,4 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tekanan angin dasar, } P_D &= 0,0019 \text{ Mpa} \\ &= 1,9 \text{ Kpa}\end{aligned}$$

Beban akibat angin,

$$\begin{aligned}\text{TEW2} &= P_D \cdot A_b \\ &= 1,9 \cdot 0,4 \\ &= 3,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$\begin{aligned}\text{YEW} &= h/2 \\ &= 0,8/2 \\ &= 0,4 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin,

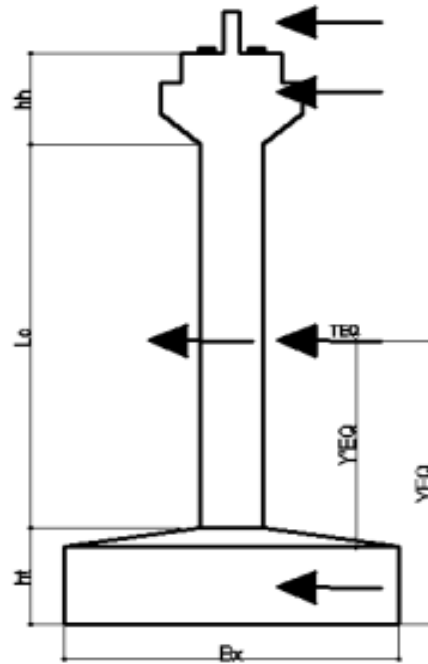
$$\begin{aligned}\text{MEW 1} &= \text{TEW1} \cdot \text{YEW} \\ &= 3,8 \cdot 0,4 \\ &= 1,52 \text{ kNm}\end{aligned}$$

7. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa pada Pilar dihitung dengan perhitungan beban gempa statik ekuivalen.

a. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Beban gempa arah memanjang jembatan (arah X) dapat dilihat gaya yang terjadi pada pilar 2 jembatan sirnoboyo pada Gambar 5.7 berikut.



Gambar 5. 7 Gaya Gempa Arah X Memanjang Jembatan

Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Luas penampang kolom Pilar, A_c	=	6,25 m ²
Tebal penampang kolom Pilar, h	=	2,5 m
Lebar ekuivalen kolom Pilar, B_e	=	$A/h = 2,5$ m
Tinggi kolom Pilar, L_c	=	0,8 m
Inersia penampang Pilar, I_c	=	$1/12 \cdot B_e \cdot h^3$
		$= 1/12 \cdot 2,5 \cdot 2,5^3 = 3,26$ m ⁴

Kuat tekan beton, f'_c	=	29 MPa
Modulus elastis beton, E_c	=	$4700 \cdot \sqrt{f'_c}$
		$= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000$
		= 23500000 Kpa

Nilai kekekakuan, K_p	=	$3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3$
		$= 3 \cdot 23500000 \cdot 3,26 / 0,8^3$
		= 448226929 kN/m

Berat total struktur,

$$\begin{aligned} WT &= P_{MS} \text{ (atas)} + P_{MS} \text{ (bawah)} + P_{MA} \\ &= 1776,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar (T)} &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{WT}{g \cdot Kp}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1776,9}{9,81 \cdot 1776,9}} \\ &= 0,004 \text{ detik} \end{aligned}$$

Koefisien batuan dasar, $A = 0,17 \text{ g}$

Koefisien tanah, $S = 1,5 \text{ (tanah lembek)}$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien dasar elastic (cms)} &= \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \cdot 0,17 \cdot 1,5}{0,004^{2/3}} \\ &= 12,155 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cms} < 2,5 A &= 2,5 \cdot 0,17 \\ &= 0,425 \end{aligned}$$

Sehingga,

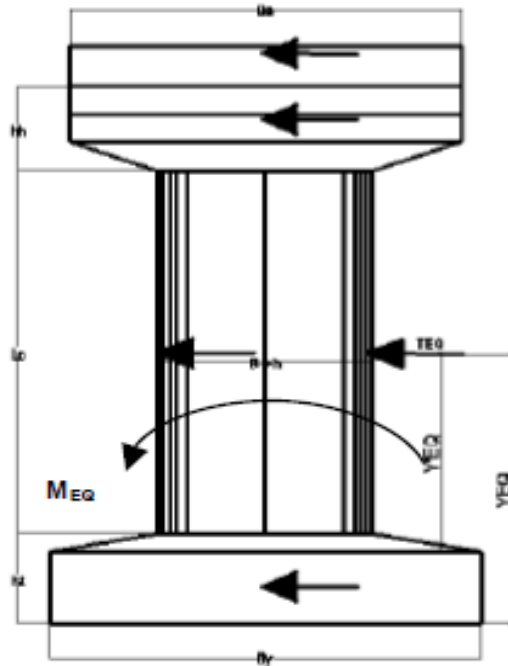
$$\text{Koefisien beban gempa horizontal (kh)} = \frac{\text{cms}}{Rd} = \frac{0,425}{2,5} = 0,17 \text{ WT (kN)}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa arah x dapat dilihat pada tabel 5.5 berikut.

Tabel 5. 5 Perhitungan Distribusi Gempa Arah X

No.	Jenis Beban Mati	W (kN)	TEQ (kN)	Lengan thd pondasi	z (m)	MEQ (kNm)
1	Berat sendiri str atas	1220,74	207,525	Za	7,36	1527,39
2	Beban mati tambahan	84,47	14,361	Za	7,36	105,69
3	Berat sendiri headstock	317,47	53,970	Zh	4,56	245,83
4	Berat sendiri kolom pilar	1,94	0,330	Zc	2,40	0,79
5	Berat sendiri pilecap	613,98	104,377	Zp	1,33	139,17
Gaya pada pondasi akibat gempa		TEQ	380,563		MEQ =	2018,88

b. Gempa arah Y (melintang jembatan)



Gambar 5. 8 Gaya Gempa Arah Y Melintang Jembatan

Perhitungan beban gempa arah melintang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Luas penampang kolom Pilar, A_c	=	6,25 m ²
Tebal penampang kolom Pilar, h	=	2,5 m
Lebar ekuivalen kolom Pilar, B_e	=	$A/h = 2,5$ m
Tinggi kolom Pilar, L_c	=	0,8 m
Inersia penampang Pilar, I_c	=	$1/12 \cdot B_e^3 \cdot h$
	=	$1/12 \cdot 2,5^3 \cdot 2,5 = 3,26$ m ⁴
Kuat tekan beton, f'_c	=	29 MPa
Modulus elastis beton, E_c	=	$4700 \cdot \sqrt{f'_c}$
	=	$4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000$
	=	23500000 Kpa
Nilai kekekakuan, K_p	=	$3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3$
	=	$3 \cdot 23500000 \cdot 3,26 / 0,8^3$
	=	448226928,7 kN/m

Berat total struktur,

$$\begin{aligned} WT &= P_{MS} \text{ (atas)} + P_{MS} \text{ (bawah)} + P_{MA} \\ &= 1776,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar (T)} &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{WT}{g \cdot Kp}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1776,93}{9,81 \cdot 448226928,7}} \\ &= 0,004 \text{ detik} \end{aligned}$$

Koefisien batuan dasar, $A = 0,17 \text{ g}$

Koefisien tanah, $S = 1,5 \text{ (tanah lembek)}$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien dasar elastic (cms)} &= \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \cdot 0,17 \cdot 1,5}{0,004^{2/3}} \\ &= 12,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cms < 2,5 A &= 2,5 \cdot 0,17 \\ &= 0,425 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal (kh)} = \frac{cms}{Rd} = \frac{0,425}{2,5} = 0,17 \text{ WT (kN)}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa arah Y dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5.6 Perhitungan Distribusi Gempa Arah Y

No.	Jenis Beban Mati	W (kN)	TEQ (kN)	Lengan Thd Pondasi	z (m)	MEQ (kNm)
1	Berat sendiri str atas	1220,74	207,53	Za	7,36	1527,387
2	Beban mati tambahan	84,47	14,36	Za	7,36	105,693
3	Berat sendiri headstock	317,47	53,97	Zh	4,56	245,833
4	Berat sendiri kolom pilar	1,94	0,33	Zc	2,40	0,793
5	Berat sendiri pilecap	613,98	104,38	Zp	1,33	139,168
Gaya pada pondasi akibat gempa		TEQ	380,56		MEQ =	2018,877

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan beban yang terjadi pada pilar yang dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Pembebanan Pada Pilar

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	21230,70				
2	MA (mati tambahan)	828,69				
3	TD (lajur)	3571,53				
4	TB (rem)		170,99		822,47	
5	TP (pejalan kaki)	287,25				
6	Ews (angin pada struktur)		3,80	475,84	1,52	3475,71
7	EWL (angin kendaraan)	57,52				
8	EQ (gempa)		380,56	380,56	2018,88	2018,88

5.1.3 Kombinasi pembebanan pada pilar

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan pada pilar berdasarkan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada Tabel 5.8 sampai dengan Tabel 5.14.

Tabel 5. 8 Kombinasi Pembebanan Pada Pilar

No	Beban	Keadaan Batas					
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	MS (mati)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
2	MA (mati tambahan)	2	2	2	2	2	2
3	TD (lajur)	1,8	1,4				0,5
4	TB (rem)	1,8	1,4				0,5
5	TP (pejalan kaki)	1,8	1,4				0,5
6	Ews (angin pada struktur)			1,4		0,4	
7	EWL (angin kendaraan)					1	
8	EQ (gempa)						1

Tabel 5. 9 Kombinasi Kuat 1

No	Beban	P (kn)	Tx (kn)	Ty (kn)	Mx (knm)	My (knm)
1	MS (mati)	25476,84				
2	MA (mati tambahan)	1657,38				
3	TD (lajur)	6428,75				
4	TB (rem)		307,78		1480,44	
5	TP (pejalan kaki)	517,05				
6	Ews (angin pada struktur)					
7	EWL (angin kendaraan)					
8	EQ (gempa)					
		34080,01	307,78		1480,44	

Tabel 5. 10 Kombinasi Kuat 2

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	25476,84				
2	MA (mati tambahan)	1657,38				
3	TD (lajur)	5000,14				
4	TB (rem)		239,39		1151,46	
5	TP (pejalan kaki)	402,15				
6	Ews (angin pada struktur)					
7	EWL (angin kendaraan)					
8	EQ (gempa)					
		32536,50	239,39		1151,46	

Tabel 5. 11 Kombinasi Kuat 3

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	25476,84				
2	MA (mati tambahan)	1657,38				
3	TD (lajur)					
4	TB (rem)					
5	TP (pejalan kaki)					
6	Ews (angin pada struktur)		5,32	666,17	2,13	4866,00
7	EWL (angina kendaraan)					
10	EQ (gempa)					
		27134,22	5,32	666,17	2,13	4866,00

Tabel 5. 12 Kombinasi Kuat 4

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	25476,84				
2	MA (mati tambahan)	1657,38				
3	TD (lajur)					
4	TB (rem)					
5	TP (pejalan kaki)					
6	Ews (angin pada struktur)					
7	EWL (angin kendaraan)					
10	EQ (gempa)					
		27134,22				

Tabel 5. 13 Kombinasi Kuat 5

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	25476,84				
2	MA (mati tambahan)	1657,38				
3	TD (lajur)					
4	TB (rem)					
5	TP (pejalan kaki)					
6	Ews (angin pada struktur)		1,52	190,33	0,61	1390,28
7	EWL (angin kendaraan)	57,52				
10	EQ (gempa)					
		27191,73	1,52	190,33	0,61	1390,28

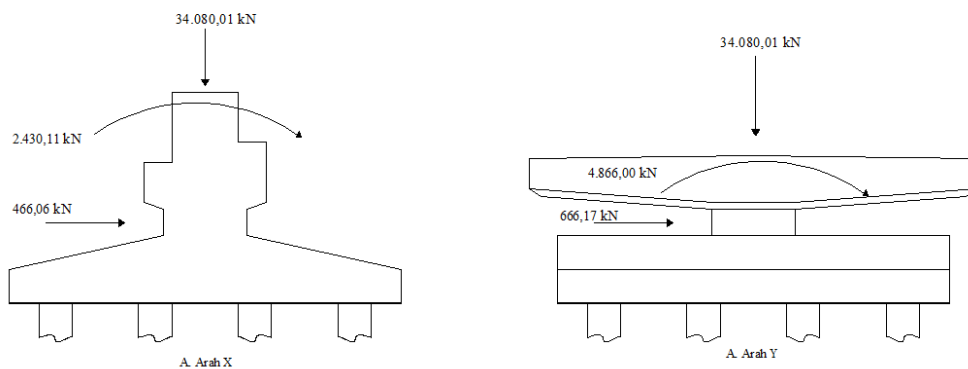
Tabel 5. 14 Kombinasi Ekstrem

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	25476,84				
2	MA (mati tambahan)	1657,38				
3	TD (lajur)	1785,76				
4	TB (rem)		85,50		411,23	
5	TP (pejalan kaki)	143,63				
6	Ews (angin pada struktur)					
7	EWL (angin kendaraan)					
10	EQ (gempa)		380,56	380,56	2018,88	2018,88
		29063,61	466,06	380,56	2430,11	2018,88

Tabel 5. 15 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pada Pilar

No	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	KUAT I	34080,01	307,78	0,00	1480,44	0,00
2	KUAT II	32536,50	239,39	0,00	1151,46	0,00
3	KUAT III	27134,22	5,32	666,17	2,13	4866,00
4	KUAT VI	27134,22	0,00	0,00	0,00	0,00
5	KUAT VI	27191,73	1,52	190,33	0,61	1390,28
6	EKSTREM	29063,61	466,06	380,56	2430,11	2018,88
	Max	34.080,01	466,06	666,17	2.430,11	4.866,00

Dalam melakukan analisis pondasi yang digunakan untuk beban aksial, beban momen dan beban horizontal dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.

**Gambar 5. 9 Gaya-Gaya Yang Dihasilkan Dari Pembebanan Pilar 2**

5.2 Data Tanah

Perhitungan daya dukung pondasi ini ditinjau berdasarkan data parameter tanah. Data parameter tanah ini dilakukan untuk mendapatkan data karakteristik kondisi tanah tiap lapis sehingga dapat menghitung daya dukung pondasi tiang pancang. Data tanah menggunakan kedalaman rencana pondasi tiang pancang 56 m berdasarkan data N-spt yang sangat kecil kurang dari 17 pukulan sehingga nilai kohesi (C_u) yang digunakan sebagai menghitung daya dukung kondisi tanah lempung. Diameter yang pondasi tiang pancang rencana 1 m menggunakan tiang pancang bulat (tiang pancang) dan tiang bor. Data parameter tanah yang ditinjau ditunjukkan pada Tabel 5.16 berikut ini.

Tabel 5. 16 Data Hasil Penyelidikan Tanah

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	Cu kN/m ²	
0		0 20 40 60 80	Urugan			
1			Lanau Kepasiran	Coklat	23,54	
2		• 6		Abu-abu Hitam	20,60	
3			Pasir Kelanauan	Hitam	15,70	
4		• 8				17,66
5						20,60
6		• 11				19,62
7						18,64
8		• 13				24,53
9						22,56
10		• 15				38,26
11						37,28
12		• 16				30,41
13			Lanau Kelempun gan	Hitam	34,34	
14		• 14				31,39
15						33,35
16		• 12				
17						
18		• 11				
19						
20		• 10				
21						
22		• 8				
23						
24		• 8				
25						
26		• 7				
27						
28		• 6				
29						
30		• 7				

Lanjutan Tabel 5. 16 Data Hasil Penyelidikan Tanah

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	Cu kN/m ²														
30		0 20 40 60 80	Lanau Kelempungan		35,32														
31		7					Hitam	21,58											
32		6							27,47										
33										22,56									
34		7									25,51								
35			23,54																
36		8		26,49															
37					29,43														
38		9										32,37							
39													ΣQs=						
40		9												187,37					
41															Lanau Kepasiran				
42		10														Lanau Kelempungan sedikit Pasir Halus			
43																			
44		11																	
45																			
46		14																	
47																			
48	15																		
49																			
50	14																		
51																			
52	15																		
53																			
54	16																		
55																			
56	17																		

2.3 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

5.3.1 Perhitungan Metode U.S. Army Corps

Pada Perencanaan diameter 1 meter ujung tiang pancang berada dikedalaman 56 m sehingga digunakan C_u adalah 32,37

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 32,373 \\ &= 291,357 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \end{aligned}$$

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 291,357 \times 0,785 \\ &= 228,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

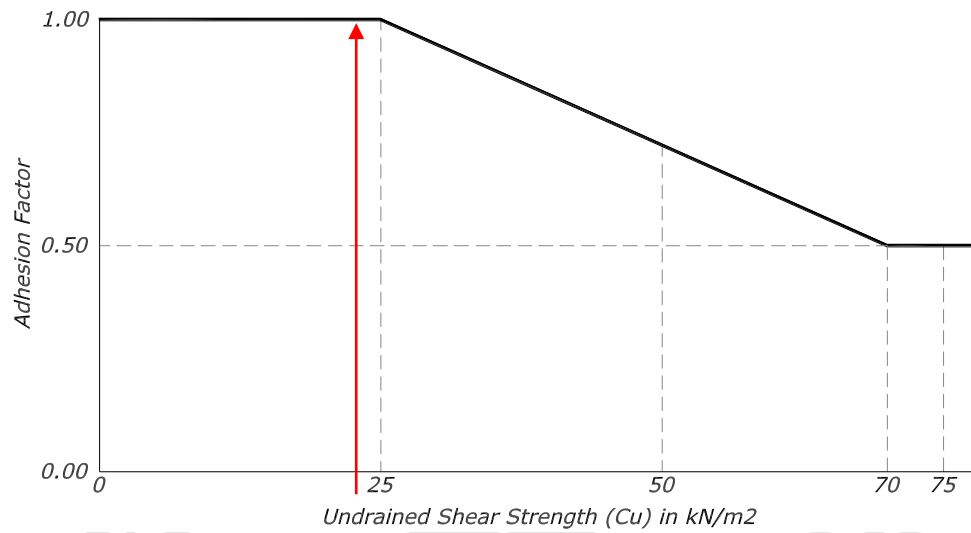
2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 23,544 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.1 Metode U.S. Army Corps dibawah,





Grafik 5.1 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter, C_u (kN/m^2)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$f_s = C_d = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 1 \times 23,544 \text{ kN/m}^2$$

$$= 23,544 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

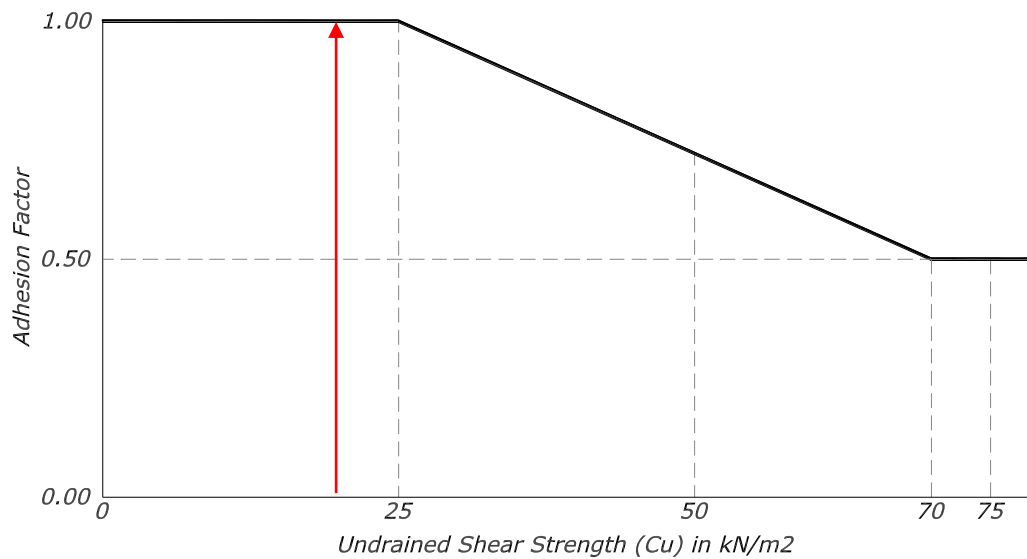
$$= 23,544 \times 3,142 \times 2$$

$$= 147,95 \text{ kN}$$

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 20,601 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.2 Metode U.S. Army Corps dibawah,



Grafik 5.2 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter, C_u (kN/m^2)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$f_s = C_d = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 1 \times 20,601 \text{ kN/m}^2$$

$$= 20,601 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

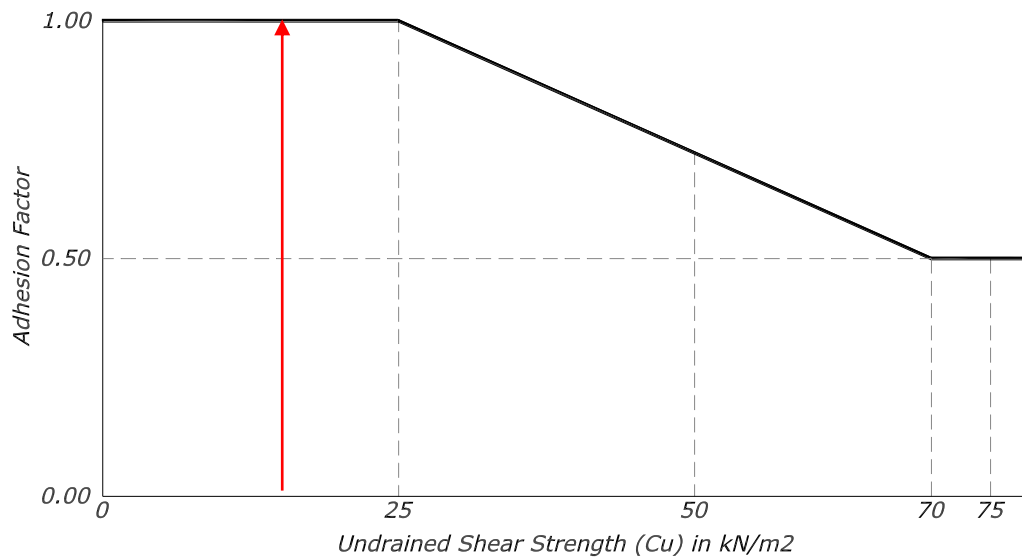
$$= 20,601 \times 3,142 \times 2$$

$$= 129,44 \text{ kN}$$

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 15,696 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.1 Metode U.S. Army Corps dibawah,



Grafik 5.3 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4-6 Meter, C_u (kN/m^2)

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$\begin{aligned}
 f_s &= C_d = \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\
 &= 1 \times 15,696 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 15,696 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1 \\
 &= 3,142 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\
 &= 15,696 \times 3,142 \times 2 \\
 &= 98,62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik α Metode U.S. Army Corps di bawah ini.

d. Menghitung Q_s kedalaman 6 - 56 meter

Untuk perhitungan q_s kedalaman 6 -56 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -56 meter dapat dilihat pada tabel 5.17

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Perhitungan Pada Kedalaman 0 – 56 m

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	Dari Grafik Tomlison	fs (kN/m ²)	Tebal lap (m)	qs (kN/m)	QS (kN)
		α			fs . T	As. Fs
2	23,544	1	23,544	2	47,09	147,93
4	20,601	1	20,601	2	41,20	129,44
6	15,696	1	15,696	2	31,39	98,62
8	17,658	1	17,658	2	35,32	110,95
10	20,601	1	20,601	2	41,20	129,44
12	19,62	1	19,620	2	39,24	123,28
14	18,639	1	18,639	2	37,28	117,11
16	24,525	1	24,525	2	49,05	154,10
18	22,563	1	22,563	2	45,13	141,77
20	38,259	0,87	33,285	2	66,57	209,14
22	37,278	0,86	32,059	2	64,12	201,43
24	30,411	0,97	29,499	2	59,00	185,35
26	34,335	0,94	32,275	2	64,55	202,79
28	31,392	0,96	30,136	2	60,27	189,35
30	33,354	0,94	31,353	2	62,71	197,00
32	35,316	0,94	33,197	2	66,39	208,58
34	41,202	0,86	35,434	2	70,87	222,64
36	39,24	0,87	34,139	2	68,28	214,50
38	36,297	0,86	31,215	2	62,43	196,13
40	28,449	0,98	27,880	2	55,76	175,18
42	21,582	1	21,582	2	43,16	135,60
44	27,468	0,98	26,919	2	53,84	169,13
46	22,563	1	22,563	2	45,13	141,77
48	25,506	0,99	25,251	2	50,50	158,66
50	23,544	1	23,544	2	47,09	147,93
52	26,487	0,98	25,957	2	51,91	163,09
54	29,43	0,98	28,841	2	57,68	181,22
56	32,373	0,96	31,078	2	62,16	195,27
$\Sigma Q_s =$						4647,39

Sehingga didapatkan nilai tahanan ujung $Q_s = 4647,39$ kN pada kedalaman 0 – 56 meter pada metode U.S. Army Corps

3. Menghitung daya dukung ultimit Q_u

$$Q_p = 228,83 \text{ kN}$$

$$Q_s = 4647,39 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 4876,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung daya dukung ijin Q_{all}

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{4876,22}{2,5} \\ &= 1950,49 \text{ kN} \\ &= 195,05 \text{ Ton} \end{aligned}$$

5.3.2 Perhitungan Metode Tomlinson

Pada Perencanaan diameter 1 meter ujung tiang pancang berada kedalaman 56 m sehingga digunakan C_u adalah 32,373.

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang

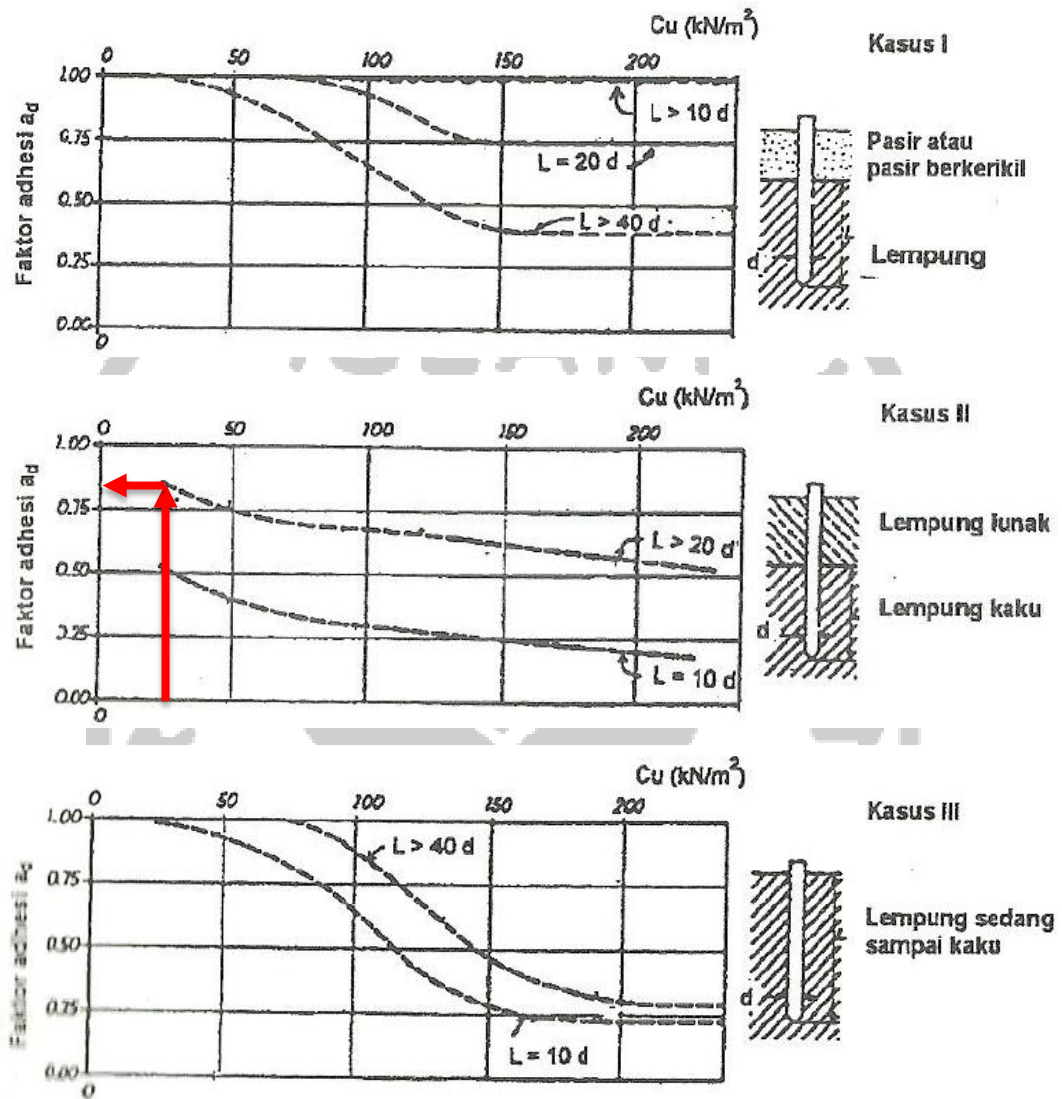
$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 32,373 \\ &= 291,357 \text{ kN/m}^2 \\ A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\ &= 0,785 \text{ m}^2 \\ Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 291,357 \times 0,785 \\ &= 228,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 23,544 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α tiap lapis didapatkan dari Grafik 5,4 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



Grafik 5.4 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson,1977)

Dari grafik Tomlinson, 1977 diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai C_u dan $L > 20d$ didapatkan nilai α sebesar 0,79 pada lapisan tanah 0 – 2 meter

$$\begin{aligned}
 f_s &= C_d = \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,79 \times 23,544 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 18,6 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1
 \end{aligned}$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

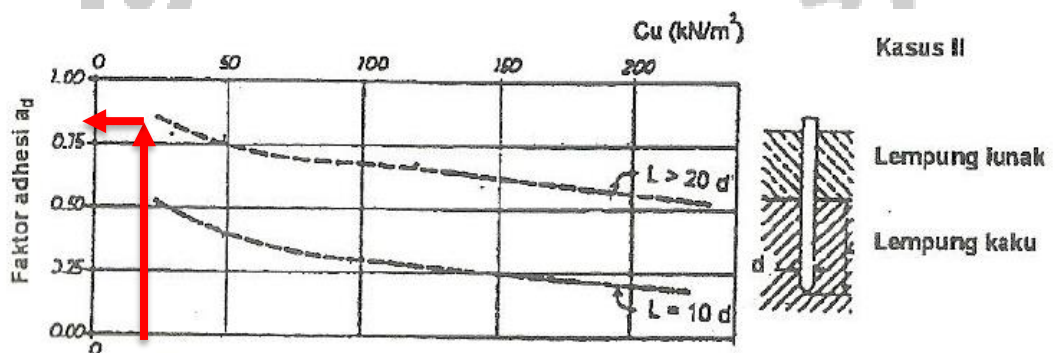
$$= 18,6 \times 3,142 \times 2$$

$$= 116,866 \text{ kN}$$

b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 20,601 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α pada kedalaman 2 – 4 meter didapatkan dari Grafik 5,5 Tomlinson, 1977 dibawah,



Grafik 5.5 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson, 1977)

Dari grafik Tomlinson, 1977 diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai C_u dan $L > 20d$ didapatkan nilai α sebesar 0,79 pada lapisan tanah 2 – 4 meter

$$f_s = C_d = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,79 \times 20,601 \text{ kN/m}^2$$

$$= 16,275 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

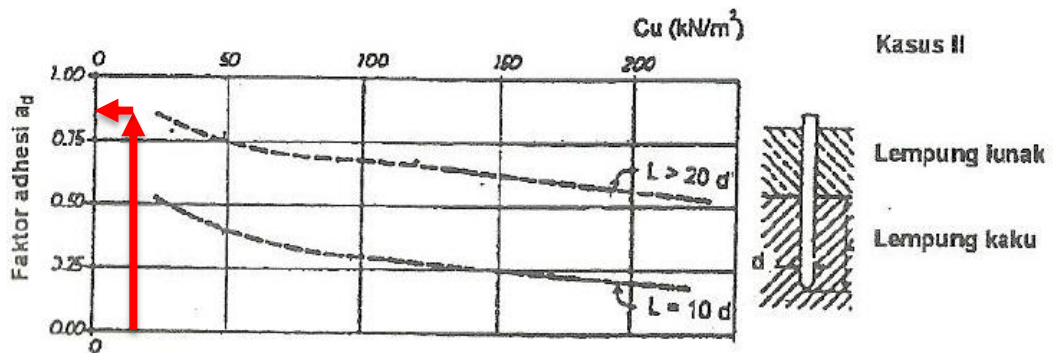
$$= 16,275 \times 3,142 \times 2$$

$$= 102,258 \text{ kN}$$

c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 15,696 \text{ kN/m}^2$$

Nilai α pada kedalaman 2 – 4 meter didapatkan dari Grafik 5.6 Tomlinson, 1977 dibawah,



Grafik 5.6 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson,1977)

Dari grafik Tomlinson, 1977 diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai C_u dan $L > 20d$ didapatkan nilai α sebesar 0,79 pada lapisan tanah 4 – 6 meter

Dari grafik diatas mengacu pada nilai C_u didapatkan nilai α sebesar 1

$$\begin{aligned} f_s &= C_d = \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,79 \times 15,696 \text{ kN/m}^2 \\ &= 12,4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \\ &= \pi \times 1 \end{aligned}$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 12,4 \times 3,142 \times 2 \\ &= 77,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Menghitung Q_s kedalaman 6 - 56 meter

Untuk perhitungan q_s kedalaman 6 -56 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a,b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -56 meter dapat dilihat pada tabel 5.18

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Perhitungan Pada Kedalaman 0 – 56 m

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	Dari Grafik Kasus II	fs (kN/m ²)	tebal lap (m)	qs (kN/m)	QS (kN)
		α				
2	23,544	0,790	18,600	2	37,200	116,866
4	20,601	0,790	16,275	2	32,550	102,258
6	15,696	0,790	12,400	2	24,800	77,910
8	17,658	0,790	13,950	2	27,900	87,649
10	20,601	0,790	16,275	2	32,550	102,258
12	19,620	0,790	15,500	2	31,000	97,388
14	18,639	0,790	14,725	2	29,450	92,519
16	24,525	0,790	19,375	2	38,750	121,735
18	22,563	0,790	17,825	2	35,650	111,996
20	38,259	0,750	28,694	2	57,389	180,291
22	37,278	0,750	27,959	2	55,917	175,668
24	30,411	0,750	22,808	2	45,617	143,308
26	34,335	0,750	25,751	2	51,503	161,800
28	31,392	0,750	23,544	2	47,088	147,931
30	33,354	0,750	25,016	2	50,031	157,177
32	35,316	0,750	26,487	2	52,974	166,423
34	41,202	0,760	31,314	2	62,627	196,749
36	39,240	0,770	30,215	2	60,430	189,845
38	36,297	0,770	27,949	2	55,897	175,607
40	28,449	0,780	22,190	2	44,380	139,425
42	21,582	0,780	16,834	2	33,668	105,771
44	27,468	0,780	21,425	2	42,850	134,617
46	22,563	0,780	17,599	2	35,198	110,579
48	25,506	0,780	19,895	2	39,789	125,002
50	23,544	0,780	18,364	2	36,729	115,386
52	26,487	0,780	20,660	2	41,320	129,810
54	29,430	0,780	22,955	2	45,911	144,233
56	32,373	0,770	24,927	2	49,854	156,622
$\Sigma Q_s =$						3766,82

Sehingga didapatkan nilai tahanan ujung $Q_s = 3766,824$ kN pada kedalaman 0 – 56 meter pada metode Tomlinson

3. Menghitung daya dukung ultimit Q_u

$$Q_p = 228,83 \text{ kN}$$

$$Q_s = 3766,824 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 3995,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Menghitung daya dukung ijin Q_{all}

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{3995,66}{2,5} \\
 &= 1598,26 \text{ kN} \\
 &= 159,83 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

5.4 Perhitungan Pondasi Tiang Bor

5.4.1 Perhitungan Metode Reese and Wright

Pada Perencanaan diameter 1 meter ujung tiang bor berada kedalaman 56 m sehingga digunakan C_u adalah 32,373

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 q_p &= 9 \times C_u \\
 &= 9 \times 32,373 \\
 &= 291,357 \text{ kN/m}^2 \text{ syarat } < 4000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\
 &= 0,785 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 291,357 \times 0,785 \\
 &= 228,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang

a. Menghitung Q_s kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 23,544 \text{ kN/m}^2$$

$$f_i = \alpha_i \times C_u \text{ lapisan}$$

Untuk faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah $\alpha_i = 0,55$ berdasarkan Reese & Wright, 1977

$$f_i = 0,55 \times 23,544$$

$$= 12,949 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Q_s = f_i \times A_s \times L_i$$

$$Q_s = 12,949 \times 3,142 \times 2$$

$$= 81,362 \text{ kN}$$

- b. Menghitung Q_s kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 20,601 \text{ kN/m}^2$$

$$f_i = \alpha_i \times C_u \text{ lapisan}$$

Untuk faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah $\alpha_i = 0,55$ berdasarkan Reese & Wright, 1977

$$f_i = 0,55 \times 20,601$$

$$= 11,331 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Q_s = f_i \times A_s \times L_i$$

$$Q_s = 11,331 \times 3,142 \times 2$$

$$= 71,192 \text{ kN}$$

- c. Menghitung Q_s kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 15,696 \text{ kN/m}^2$$

$$f_i = \alpha_i \times C_u \text{ lapisan}$$

Untuk faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah $\alpha_i = 0,55$ berdasarkan Reese & Wright, 1977

$$f_i = 0,55 \times 15,696$$

$$= 8,633 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Q_s = f_i \times A_s \times L_i$$

$$Q_s = 8,633 \times 3,142 \times 2$$

$$= 54,241 \text{ kN}$$

d. Menghitung Q_s kedalaman 6 - 56 meter

Untuk perhitungan q_s kedalaman 6 -56 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a,b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -56 meter dapat dilihat pada tabel 5.19 berikut.

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perhitungan Pada Kedalaman 0 – 56 m

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	α	f_i	Tebal lapis (m)	q_s (kN/m)	QS (kN)
			(kN/m ²)		$f_s \cdot T$	As. Fs
2	23,544	0,55	12,949	2	25,898	81,362
4	20,601	0,55	11,331	2	22,661	71,192
6	15,696	0,55	8,633	2	17,266	54,241
8	17,658	0,55	9,712	2	19,424	61,022
10	20,601	0,55	11,331	2	22,661	71,192
12	19,620	0,55	10,791	2	21,582	67,802
14	18,639	0,55	10,251	2	20,503	64,412
16	24,525	0,55	13,489	2	26,978	84,752
18	22,563	0,55	12,410	2	24,819	77,972
20	38,259	0,55	21,042	2	42,085	132,214
22	37,278	0,55	20,503	2	41,006	128,824
24	30,411	0,55	16,726	2	33,452	105,093
26	34,335	0,55	18,884	2	37,769	118,653
28	31,392	0,55	17,266	2	34,531	108,483
30	33,354	0,55	18,345	2	36,689	115,263
32	35,316	0,55	19,424	2	38,848	122,043
34	41,202	0,55	22,661	2	45,322	142,384
36	39,240	0,55	21,582	2	43,164	135,604
38	36,297	0,55	19,963	2	39,927	125,433
40	28,449	0,55	15,647	2	31,294	98,313
42	21,582	0,55	11,870	2	23,740	74,582
44	27,468	0,55	15,107	2	30,215	94,923
46	22,563	0,55	12,410	2	24,819	77,972
48	25,506	0,55	14,028	2	28,057	88,142
50	23,544	0,55	12,949	2	25,898	81,362

Lanjutan Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perhitungan Pada Kedalaman 0 – 56 m

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	α	f _i (kN/m ²)	Tebal lapis (m)	qs (kN/m) f _s · T	QS (kN) As. Fs
50	23,544	0,55	12,949	2	25,898	81,362
52	26,487	0,55	14,568	2	29,136	91,533
54	29,430	0,55	16,187	2	32,373	101,703
56	32,373	0,55	17,805	2	35,610	111,873
ΣQ _s =						2688,34

Sehingga didapatkan nilai tahanan ujung Q_s = 2688,34 kN pada kedalaman 0 – 56 meter pada metode Reese & Wright

3. Menghitung daya dukung ultimit Q_u

$$Q_p = 228,83 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2688,34 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 228,83 + 2688,34$$

$$= 4876,22 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin Q_{all}

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang bor (Q_{all}), maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu.

Temlinson (1977) menyarankan faktor aman untuk tiang bor $d < 2$ meter tanpa pembesaran diujung tiang menggunakan SF = 2 dan apabila dasar tiang dibesarkan maka menggunakan SF = 2,5

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{2917,17}{2}$$

$$= 1458,59 \text{ kN}$$

$$= 145,86 \text{ Ton}$$

5.4.2 Perhitungan Metode Skempton

Pada Perencanaan diameter 1 meter ujung tiang bor berada dikedalaman 56 m sehingga digunakan Cu adalah 32,373

1. Menghitung Tahanan Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 qp &= 9 \times Cu \\
 &= 9 \times 32,373 \\
 &= 291,357 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ap &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\
 &= 0,785 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qp &= qp \times Ap \\
 &= 291,357 \times 0,785 \\
 &= 228,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung Tahanan Selimut Tiang

a. Menghitung Qs kedalaman 0 – 2 meter

$$\begin{aligned}
 Cu &= 23,544 \text{ kN/m}^2 \\
 fi &= ai \times Cu \text{ lapisan}
 \end{aligned}$$

Untuk faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah $ai = 0,55$ berdasarkan

Reese & Wright, 1977

$$\begin{aligned}
 fi &= 0,45 \times 23,544 \\
 &= 10,595/\text{m}^2 \\
 As &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1 \\
 &= 3,142 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Qs = fi \times As \times Li$$

$$\begin{aligned}
 Qs &= 10,595 \times 3,142 \times 2 \\
 &= 66,569 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung Qs kedalaman 2 – 4 meter

$$\begin{aligned}
 Cu &= 20,601 \text{ kN/m}^2 \\
 fi &= ai \times Cu \text{ lapisan}
 \end{aligned}$$

Untuk faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah $ai = 0,55$ berdasarkan

Reese & Wright, 1977

$$fi = 0,45 \times 20,601$$

$$= 9,270 \text{ kN/m}^2$$

$$As = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Qs = fi \times As \times Li$$

$$Qs = 9,270 \times 3,142 \times 2$$

$$= 58,248 \text{ kN}$$

c. Menghitung Qs kedalaman 4 – 6 meter

$$Cu = 15,696 \text{ kN/m}^2$$

$$fi = \alpha_i \times Cu \text{ lapisan}$$

Untuk faktor adhesi untuk setiap lapisan tanah $\alpha_i = 0,55$ berdasarkan

Reese & Wright, 1977

$$fi = 0,45 \times 15,696$$

$$= 7,063 \text{ kN/m}^2$$

$$As = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1$$

$$= 3,142 \text{ m}$$

$$Qs = fi \times As \times Li$$

$$Qs = 7,063 \times 3,142 \times 2$$

$$= 44,379 \text{ kN}$$

d. Menghitung Qs kedalaman 6 - 56 meter

Untuk perhitungan qs kedalaman 6 - 56 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a,b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -56 meter dapat dilihat pada tabel 5.20 berikut.

Tabel 5. 20 Rekapitulasi Perhitungan Pada Kedalaman 0 – 56 m

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	α	fi	Tebal lap (m)	qs (kN/m)	QS (kN)
			(kN/m ²)		fs . T	As. Fs
2	23,544	0,45	10,595	2	21,19	66,569
4	20,601	0,45	9,270	2	18,54	58,248
6	15,696	0,45	7,063	2	14,13	44,379
8	17,658	0,45	7,946	2	15,89	49,927
10	20,601	0,45	9,270	2	18,54	58,248

Lanjutan Tabel 5. 20 Rekapitulasi Perhitungan Pada Kedalaman 0 – 56 m

Lapis (m)	Cu (kN/m ²)	α	fi (kN/m ²)	Tebal lap (m)	qs (kN/m)	QS (kN)
					fs . T	As. Fs
12	19,62	0,45				
14	18,639	0,45	8,388	2	16,78	52,701
16	24,525	0,45	11,036	2	22,07	69,343
18	22,563	0,45	10,153	2	20,31	63,795
20	38,259	0,45	17,217	2	34,43	108,175
22	37,278	0,45	16,775	2	33,55	105,401
24	30,411	0,45	13,685	2	27,37	85,985
26	34,335	0,45	15,451	2	30,90	97,080
30	33,354	0,45	15,009	2	30,02	94,306
32	35,316	0,45	15,892	2	31,78	99,854
34	41,202	0,45	18,541	2	37,08	116,496
36	39,24	0,45	17,658	2	35,32	110,948
38	36,297	0,45	16,334	2	32,67	102,627
40	28,449	0,45	12,802	2	25,60	80,438
42	21,582	0,45	9,712	2	19,42	61,022
44	27,468	0,45	12,361	2	24,72	77,664
46	22,563	0,45	10,153	2	20,31	63,795
48	25,506	0,45	11,478	2	22,96	72,117
50	23,544	0,45	10,595	2	21,19	66,569
52	26,487	0,45	11,919	2	23,84	74,890
54	29,43	0,45	13,244	2	26,49	83,211
56	32,373	0,45	14,568	2	29,14	91,533
$\Sigma Q_s =$						2199,554

Sehingga didapatkan nilai tahanan ujung $Q_s = 2199,554$ kN pada kedalaman 0 – 56 meter pada metode Skempton

3. Menghitung daya dukung ultimit Q_u

$$Q_p = 228,83 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2199,554 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 228,83 + 2199,554$$

$$= 2371,18 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin Q_{all}

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang bor (Q_{all}), maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu

Temlinson (1977) menyarankan faktor aman untuk tiang bor $d < 2$ meter tanpa pembesaran diujung tiang menggunakan $SF = 2$ dan apabila dasar tiang dibesarkan maka menggunakan $SF = 2,5$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{2371,18}{2} \\
 &= 1185,59 \text{ kN} \\
 &= 118,56 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

5.5 Kebutuhan Tiang pondasi

Berdasarkan data kombinasi Pembebanan dan momen pada pilar 2 jembatan sirnobojo didapatkan nilai pembebanan dan momen maksimal pada tabel 5.21 berikut:

Tabel 5.21 Rekapitulasi Beban Berdasarkan Kombinasi

No	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	KUAT I	34080,01	307,78	0,00	1480,44	0,00
2	KUAT II	32536,50	239,39	0,00	1151,46	0,00
3	KUAT III	27134,22	5,32	666,17	2,13	4866,00
4	KUAT VI	27134,22	0,00	0,00	0,00	0,00
5	KUAT VI	27191,73	1,52	190,33	0,61	1390,28
6	EKSTREM	29063,61	466,06	380,56	2430,11	2018,88
	Max	34080,01	466,06	666,17	2430,11	4866,00

5.5.1 Kebutuhan dan Kontrol Jumlah Tiang pancang

Untuk perhitungan kebutuhan tiang pancang menggunakan 2 metode sebagai berikut.

1. Metode U.S Army Corps

Dari perhitungan sebelumnya daya dukung tiang pancang didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) pada metode U.S Army Corps adalah 1.950,49 kN.

- a) Menghitung Jumlah tiang

$$\Sigma P_{\max} = 34.080,01 \text{ kN}$$

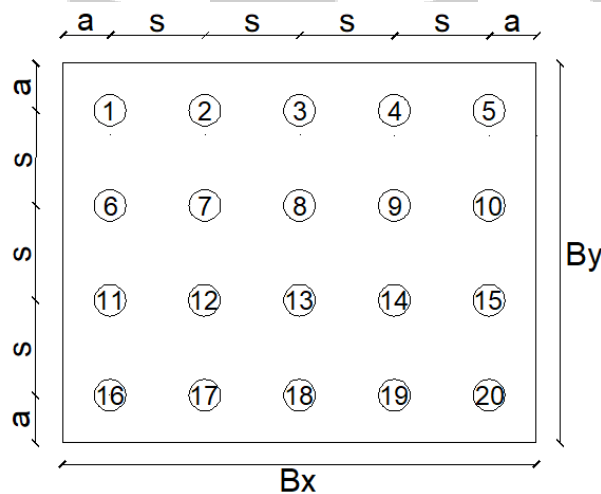
$$Q_{\text{all}} = 1.950,49 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara > 3 meter sehingga Jumlah tiang yang dibutuhkan

$$n = \frac{\Sigma P_{\max}}{Q_{\text{all}}} = \frac{34.080,01}{1.950,49} = 17,47 \text{ tiang atau } = 20 \text{ tiang}$$

- b) Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 20 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat gambar 5.10 sebagai berikut:



Gambar 5. 10 Bentuk Dan Letak Pondasi 20 Tiang Pancang

Diketahui berdasarkan gambar sebagai berikut.

$$a = 1 \text{ meter}$$

$$s = 3 \text{ meter}$$

$$Bx = 14 \text{ meter}$$

$$By = 11 \text{ meter}$$

c) Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Jika terjadi beban momen 2 arah maka didapat digunakan (persamaan 3.35) berikut ini adalah perhitungan dan control terhadap masing masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.22 Rekapitulasi

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Pancang

Pile	xi	yi	X ²	Y ²	$\Sigma My.xi/\Sigma x^2$	$\Sigma Mxyi/\Sigma y^2$	P	cek
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	P < Pijin
1	6	4,5	36	20,25	81,100	48,602	1833,703	oke
2	3	4,5	9	20,25	40,550	48,602	1793,153	oke
3	0	4,5	0	20,25	0,000	48,602	1752,603	oke
4	-3	4,5	9	20,25	-40,550	48,602	1712,053	oke
5	-6	4,5	36	20,25	-81,100	48,602	1671,503	oke
6	6	1,5	36	2,25	81,100	16,201	1801,301	oke
7	3	1,5	9	2,25	40,550	16,201	1760,751	oke
8	0	1,5	0	2,25	0,000	16,201	1720,201	oke
9	-3	1,5	9	2,25	-40,550	16,201	1679,651	oke
10	-6	1,5	36	2,25	-81,100	16,201	1639,101	oke
11	6	-1,5	36	2,25	81,100	-16,201	1768,900	oke
12	3	-1,5	9	2,25	40,550	-16,201	1728,350	oke
13	0	-1,5	0	2,25	0,000	-16,201	1687,800	oke
14	-3	-1,5	9	2,25	-40,550	-16,201	1647,250	oke
15	-6	-1,5	36	2,25	-81,100	-16,201	1606,700	oke
16	6	-4,5	36	20,25	81,100	-48,602	1736,498	oke
17	3	-4,5	9	20,25	40,550	-48,602	1695,948	oke
18	0	-4,5	0	20,25	0,000	-48,602	1655,398	oke
19	-3	-4,5	9	20,25	-40,550	-48,602	1614,848	oke
20	-6	-4,5	36	20,25	-81,100	-48,602	1574,299	oke
	Σ		360	225			34080,013	

Dari hasil kontrol masing masing tiang gaya tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 1.950,49$ kN rencana sehingga pondasi aman terhadap beban rencana.

d) Kontrol terhadap gaya lateral

Diameter tiang (d) = 1 meter

Kedalaman Tiang (L) = 56 meter

Kapasitas momen tiang pancang M_y = 299,9 ton

=2942 kNm

Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang= 27,78 kN/m²

Sehingga dengan (persamaan 3.39) nilai f didapatkan sebesar = 21,43 meter

$$Hu = \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)}$$

$$= \frac{2 \times 2942}{(1,5 \times 1 + 0,5 \times 21,43)}$$

$$= 481,77 \text{ kN}$$

Setelah mendapatkan nilai Hu kemudian mencari nilai Hall yang mana Hu dibagi Dengan SF nilai SF = 2

$$Hall = \frac{Hu}{SF}$$

$$= \frac{481,77}{2}$$

$$= 240,88 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai Tx = 466,06 kN dan Ty = 666,17 kN sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana n = 20 tiang

$$Hx = \frac{Tx}{n}$$

$$= \frac{466,06}{20}$$

$$= 23,30 \text{ kN}$$

Kontrol lateral Hx < Hall jadi aman terhadap gaya lateral

$$Hy = \frac{Ty}{n}$$

$$= \frac{666,17}{20}$$

$$= 33,31 \text{ kN}$$

Kontrol lateral Hx < Hall jadi aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan SNI 1725-2016 Terhadap gaya lateral.

2. Metode Tomlinson

Dari perhitungan sebelumnya daya dukung tiang pancang didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) pada metode Tomlinson adalah 1.598,26kN.

e) Menghitung Jumlah tiang

$$\sum P_{max} = 34.080,01 \text{ kN}$$

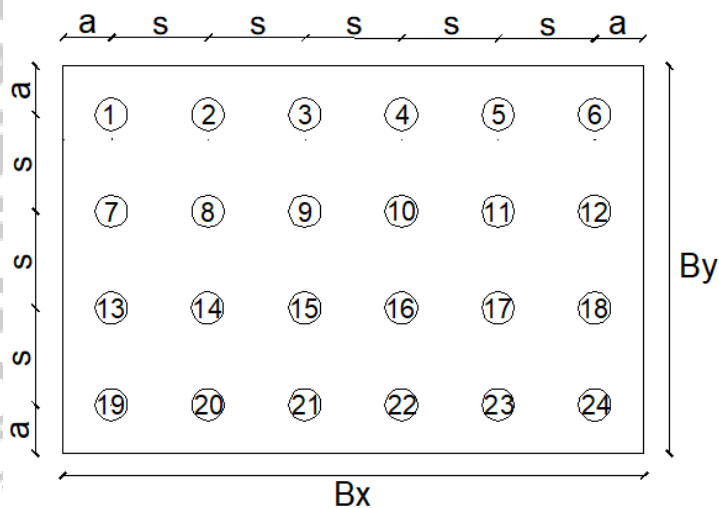
$$Q_{all} = 1.598,26 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara > 3 meter sehingga Jumlah tiang yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}} \\ &= \frac{34.080,01}{1.598,26} \\ &= 21,32 \text{ tiang atau } = 24 \text{ tiang} \end{aligned}$$

f) Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 24 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat gambar 5.11 sebagai berikut:



Gambar 5. 11 Bentuk Dan Letak Pondasi 24 Tiang Pancang

Diketahui berdasarkan gambar sebagai berikut.

$$a = 1 \text{ meter}$$

$$s = 3 \text{ meter}$$

$$Bx = 17 \text{ meter}$$

$$By = 11 \text{ meter}$$

g) Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Jika terjadi beban momen 2 arah maka didapat digunakan (persamaan 3.35), sehingga dari hasil kontrol masing masing tiang gaya tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 1.598,26 \text{ kN}$ rencana sehingga pondasi aman terhadap beban rencana.

h) Kontrol terhadap gaya lateral

$$\text{Diameter tiang (d)} = 1 \text{ meter}$$

$$\text{Kedalaman Tiang (L)} = 56 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas momen tiang pancang } My &= 299,9 \text{ ton} \\ &= 2942 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang} = 27,78 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga dengan (persamaan 3.39) nilai f didapatkan sebesar = 21,43 meter

$$\begin{aligned} Hu &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\ &= \frac{2 \times 2942}{(1,5 \times 1 + 0,5 \times 21,43)} \\ &= 481,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan nilai H_u kemudian mencari nilai H_{all} yang mana H_u dibagi Dengan SF nilai SF = 2

$$\begin{aligned} H_{all} &= \frac{H_u}{SF} \\ &= \frac{481,77}{2} \\ &= 240,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai $T_x = 466,06 \text{ kN}$ dan $T_y = 666,17 \text{ kN}$ sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana $n = 20$ tiang

$$\begin{aligned} H_x &= \frac{T_x}{n} \\ &= \frac{466,06}{24} \\ &= 19,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol lateral $H_x < H_{all}$ jadi aman terhadap gaya lateral

$$\begin{aligned} H_y &= \frac{T_y}{n} \\ &= \frac{666,17}{24} \\ &= 27,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol lateral $H_x < H_{all}$ jadi aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan SNI 1725-2016 Terhadap gaya lateral.

5.5.2 Kebutuhan dan Kontrol Jumlah Tiang Bor

Untuk perhitungan kebutuhan tiang bor menggunakan 2 metode sebagai berikut.

1. Metode Reese & Wright

Dari perhitungan sebelumnya daya dukung tiang bor didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) pada metode Reese and wright adalah 1.458,59 kN.

a) Menghitung Jumlah tiang

$$\sum P_{max} = 34080,01 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 1.458,59 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara > 3 meter sehingga Jumlah tiang yang dibutuhkan

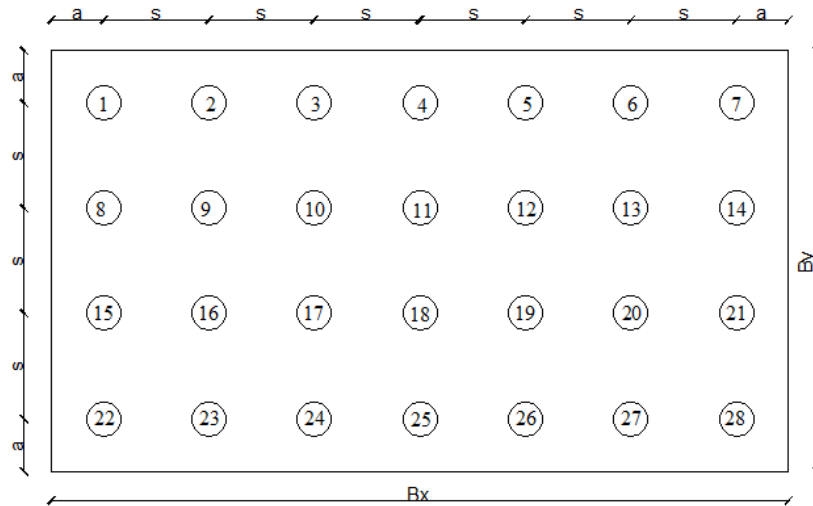
$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}}$$

$$= \frac{34080,01}{1.458,59}$$

$$= 23,37 \text{ tiang} \text{ atau } = 28 \text{ tiang}$$

b) Susunan tiang kelompok rencana

Dari jumlah 28 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat gambar 5.12 sebagai berikut



Gambar 5. 12 Bentuk Dan Letak Pondasi 28 Tiang Bor

Diketahui berdasarkan gambar sebagai berikut.

$$a = 1 \text{ meter}$$

$$s = 3 \text{ meter}$$

$$Bx = 20 \text{ meter}$$

$$By = 11 \text{ meter}$$

c) Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Jika terjadi beban momen 2 arah maka didapat digunakan (persamaan 3.35) berikut ini adalah perhitungan dan control terhadap masing masing tiang pondasi rencana Perhitungan gaya yang terjadi pada Tabel 5.23 Rekapitulasi

Tabel 5. 23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

Pile	xi m	yi m	x ² m ²	y ² m ²	$\sum My.xi/\sum x^2$ kN	$\sum Mxyi/\sum y^2$ kN	P kN	cek P < Pijin
1	9	4,5	81	20,25	43,446	34,716	1295,306	oke
2	6	4,5	36	20,25	28,964	34,716	1280,823	oke
3	3	4,5	9	20,25	14,482	34,716	1266,341	oke
4	0	4,5	0	20,25	0,000	34,716	1251,859	oke
5	-3	4,5	9	20,25	-14,482	34,716	1237,377	oke
6	-6	4,5	36	20,25	-28,964	34,716	1222,895	oke
7	-9	4,5	81	20,25	-43,446	34,716	1208,413	oke
8	9	1,5	81	2,25	43,446	11,572	1272,162	oke
9	6	1,5	36	2,25	28,964	11,572	1257,680	oke
10	3	1,5	9	2,25	14,482	11,572	1243,197	oke

Lanjutan Tabel 5. 23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor

Pile	xi	yi	x ²	y ²	$\sum My.xi/\sum x^2$	$\sum Mxyi/\sum y^2$	P	cek
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	P < Pijin
11	0	1,5	0	2,25	0,000	11,572	1228,715	oke
12	-3	1,5	9	2,25	-14,482	11,572	1214,233	oke
13	-6	1,5	36	2,25	-28,964	11,572	1199,751	oke
14	-9	1,5	81	2,25	-43,446	11,572	1185,269	oke
15	9	-1,5	81	2,25	43,446	-11,572	1249,018	oke
16	6	-1,5	36	2,25	28,964	-11,572	1234,536	oke
17	3	-1,5	9	2,25	14,482	-11,572	1220,054	oke
18	0	-1,5	0	2,25	0,000	-11,572	1205,571	oke
19	-3	-1,5	9	2,25	-14,482	-11,572	1191,089	oke
20	-6	-1,5	36	2,25	-28,964	-11,572	1176,607	oke
21	-9	-1,5	81	2,25	-43,446	-11,572	1162,125	oke
22	9	-4,5	81	20,25	43,446	-34,716	1225,874	oke
23	6	-4,5	36	20,25	28,964	-34,716	1211,392	oke
24	3	-4,5	9	20,25	14,482	-34,716	1196,910	oke
25	0	-4,5	0	20,25	0,000	-34,716	1182,427	oke
26	-3	-4,5	9	20,25	-14,482	-34,716	1167,945	oke
27	-6	-4,5	36	20,25	-28,964	-34,716	1153,463	oke
28	-9	-4,5	81	20,25	-43,446	-34,716	1138,981	oke
	\sum		1008	315			34080,013	

Dari hasil kontrol masing masing tiang gaya tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 1458,59$ rencana sehingga pondasi aman terhadap beban rencana.

d) Kontrol terhadap gaya lateral

Diameter tiang (d) = 1 meter

Kedalaman Tiang (L) = 56 meter

Kapasitas momen tiang pancang $M_y = 299,9$ ton
=2942 kNm

Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang= 27,78 kN/m²

Sehingga dengan (persamaan 3.39) nilai f didapatkan sebesar = 21,43 meter

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\
 &= \frac{2 \times 2942}{(1,5 \times 1 + 0,5 \times 21,43)} \\
 &= 481,77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan nilai H_u kemudian mencari nilai Hall yang mana H_u dibagi

Dengan SF nilai SF = 2

$$\begin{aligned}
 H_{all} &= \frac{H_u}{SF} \\
 &= \frac{481,77}{2} \\
 &= 240,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai $T_x = 466,06 \text{ kN}$ dan $T_y = 666,17 \text{ kN}$ sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana $n = 20$ tiang

$$\begin{aligned}
 H_x &= \frac{T_x}{n} \\
 &= \frac{466,06}{28} \\
 &= 15,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol lateral $H_x < H_{all}$ jadi aman terhadap gaya lateral

$$\begin{aligned}
 H_y &= \frac{T_y}{n} \\
 &= \frac{666,17}{28} \\
 &= 22,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol lateral $H_x < H_{all}$ jadi aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan SNI 1725-2016 Terhadap gaya lateral

2. Metode Skempton

Dari perhitungan sebelumnya daya dukung tiang bor didapatkan beban ijin terbesar (Qall) pada Skempton adalah 1185,59 kN.

- a) Menghitung Jumlah tiang

$$\sum P_{\max} = 34080,01 \text{ kN}$$

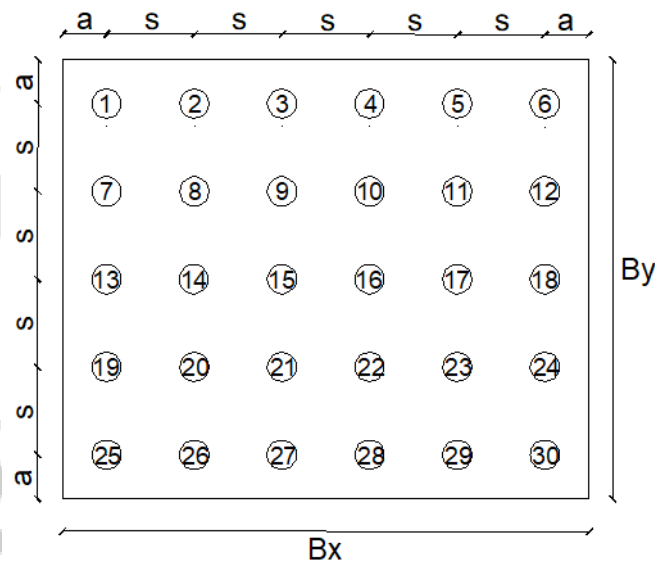
$$Q_{\text{all}} = 1.185,59 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara > 3 meter sehingga Jumlah tiang yang dibutuhkan

$$n = \frac{\sum P_{\max}}{Q_{\text{all}}} = \frac{34080,01}{1.185,59} = 28,75 \text{ tiang atau } = 30 \text{ tiang}$$

b) Susunan tiang kelompok rencana

Dari jumlah 30 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat gambar 5.13 sebagai berikut



Gambar 5. 13 Bentuk Dan Letak Pondasi 30 Tiang Bor

Diketahui berdasarkan gambar sebagai berikut.

$$a = 1 \text{ meter}$$

$$s = 3 \text{ meter}$$

$$B_x = 17 \text{ meter}$$

$$B_y = 14 \text{ meter}$$

c) Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Jika terjadi beban momen 2 arah maka didapat digunakan (persamaan 3.35), sehingga dari hasil kontrol masing masing tiang gaya tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 1.185,59 \text{ kN}$ rencana sehingga pondasi aman terhadap beban rencana.

d) Kontrol terhadap gaya lateral

$$\begin{aligned} \text{Diameter tiang (d)} &= 1 \text{ meter} \\ \text{Kedalaman Tiang (L)} &= 56 \text{ meter} \\ \text{Kapasitas momen tiang pancang } M_y &= 299,9 \text{ ton} \\ &= 2942 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang = $27,78 \text{ kN/m}^2$

Sehingga dengan (persamaan 3.39) nilai f didapatkan sebesar = 21,43 meter

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 \cdot M_y}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\ &= \frac{2 \times 2942}{(1,5 \times 1 + 0,5 \times 21,43)} \\ &= 481,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan nilai H_u kemudian mencari nilai H_{all} yang mana H_u dibagi

Dengan SF nilai SF = 2

$$\begin{aligned} H_{all} &= \frac{H_u}{SF} \\ &= \frac{481,77}{2} \\ &= 240,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai $T_x = 466,06 \text{ kN}$ dan $T_y = 666,17 \text{ kN}$ sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana $n = 20$ tiang

$$\begin{aligned} H_x &= \frac{T_x}{n} \\ &= \frac{466,06}{25} \\ &= 18,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol lateral $H_x < H_{all}$ jadi aman terhadap gaya lateral

$$\begin{aligned}
 H_y &= \frac{T_y}{n} \\
 &= \frac{666,17}{25} \\
 &= 26,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol lateral $H_x < H_{all}$ jadi aman terhadap gaya lateral sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap beban rencana berdasarkan SNI 1725-2016 Terhadap gaya lateral

5.6 Cek Daya Dukung Tiang Kelompok Geser Blok

Sehingga berikut perhitungan sesuai pernyataan Terzaghi dan Peck pada (persamaan 3.40) keruntuhan blok jenis tiang pancang dan tiang bore.

5.6.1 Tiang Pancang

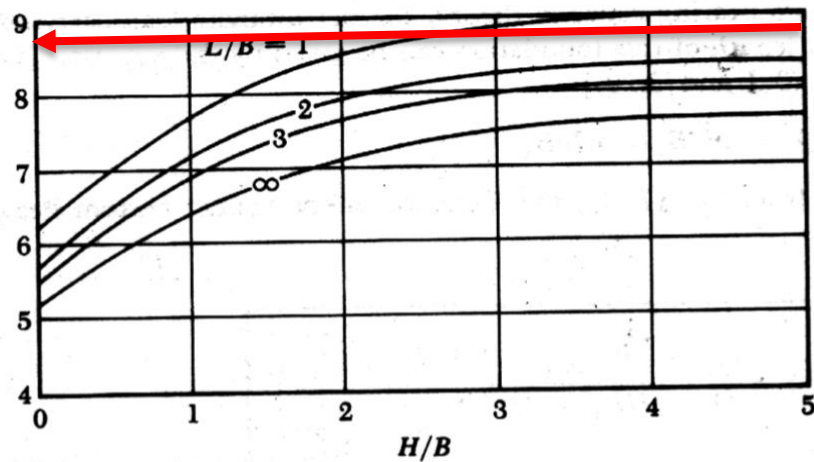
Dalam hal ini kapasitas dukung tiang pancang blok terdapat 2 hasil daya dukung tunggal sehingga hasilnya sebagai berikut.

1. Metode U.S Army Corps

Dari data kebutuhan perencanaan (Gambar 5.xx) data tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.40) sebagai berikut.

L_g (Panjang blok atau B_x)	= 13 meter
B_g (Lebar blok atau B_y)	= 10 meter
C_u (ujung rencana pondasi)	= 32,373 kN/m ²
$\sum C_u \times \Delta L$	= 1555,87 kN/m ²

Mencari nilai N^*c Berdasarkan Grafik 5.7 berdasarkan nilai H/B_g dan L_g/B_g berikut.



Grafik 5.7 Faktor Kapasitas Dukug Untuk Mencari Nilai N^*c Tiang Pancang

Dari grafik $H/B_g = 5,6$ dan $L_g/B_g = 1,3$ sehingga didapatkan nilai $N^*c = 8,9$

$$\begin{aligned}\sum Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \sum C_u \times \Delta L \\ &= 13 \times 10 \times 32,373 \times 8,9 + 2 \times (13 + 10) \times 1555,87 \\ &= 109.025,4 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan $\sum Q_{\text{blok}} = 109.025,4 \text{ kN} > \sum P = 34.080,01$ sehingga pondasi pancang kelompok dianggap mampu menahan beban vertical berdasarkan hasil perhitungan pembebanan jembatan SNI 1725-2016.

2. Metode Tomlinson

Dari data kebutuhan perencanaan (Gambar 5.11) data tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.40) sebagai berikut.

$$\begin{aligned}L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 16 \text{ meter} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 10 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 32,373 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1555,87 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Mencari nilai N^*c Berdasarkan grafik 5.7 berdasarkan nilai H/B_g dan L_g/B_g berikut.

Dari nilai $H/B_g = 5,6$ dan $L_g/B_g = 1,6$ sehingga didapatkan nilai $N^*c = 8,5$ dari Grafik 5.7 diatas, sehingga:

$$\sum Q_{\text{blok}} = L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \sum C_u \times \Delta L$$

$$= 16 \times 10 \times 32,373 \times 8,5 + 2 \times (16 + 10) 1555,87$$

$$= 124.932,31 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan $\sum Q_{\text{blok}} = 124.932,31 \text{ kN} > \sum P = 34.080,01$ sehingga pondasi pancang kelompok dianggap mampu menahan beban vertical berdasarkan hasil perhitungan pembebanan jembatan SNI 1725-2016.

5.6.2 Tiang Bor

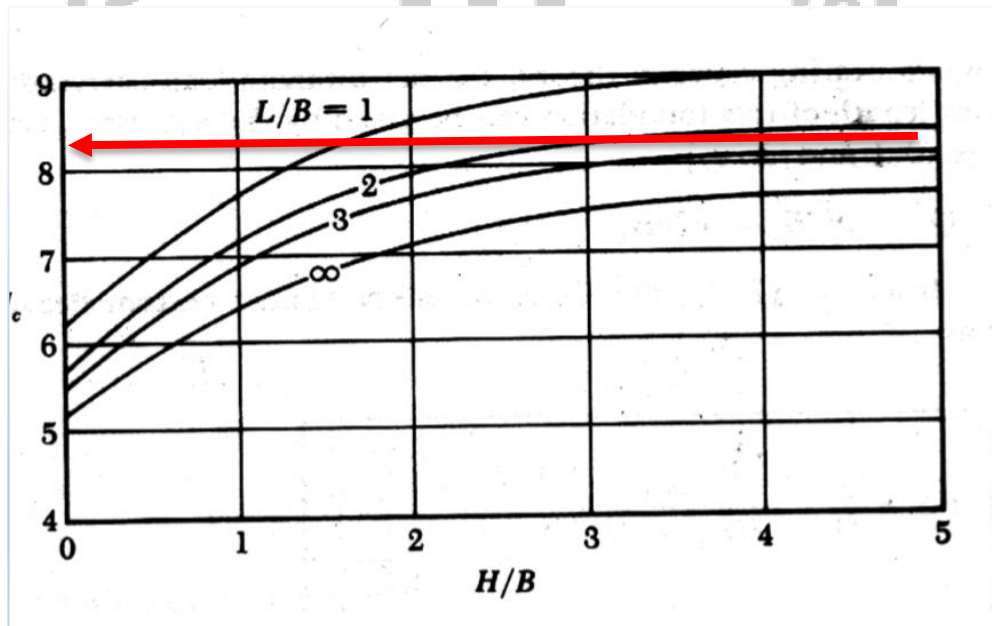
Dalam hal ini kapasitas dukung tiang bor blok terdapat 2 hasil daya dukung tunggal sehingga hasilnya sebagai berikut.

1. Metode Reese & Wright

Dari data perencanaan data tiang bor kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.40) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 19 \text{ meter} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 10 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 32,373 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1555,87 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Mencari nilai N^*c Berdasarkan Grafik 5.8 berdasarkan nilai H/B_g dan L_g/B_g berikut.



Grafik 5.8 Faktor Kapasitas Dukug Untuk Mencari Nilai N^*c Tiang Bor

Dari grafik $H/Bg = 5,6$ dan $Lg/Bg = 1,9$ sehingga didapatkan nilai $N^*c = 8,2$

$$\begin{aligned}\sum Q_{\text{blok}} &= Lg \times Bg \times Cu \times N^*c + 2 \times (Lg + Bg) \sum Cu \times \Delta L \\ &= 19 \times 10 \times 32,373 \times 8,2 + 2 \times (19 + 10) \times 1555,87 \\ &= 140.677,362 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan $Q_{\text{blok}} = 140.677,362 \text{ kN} > \sum P = 34080,01 \text{ kN}$ sehingga pondasi pancang kelompok dianggap mampu menahan beban vertical berdasarkan hasil perhitungan pembebanan jembatan SNI 1725-2016.

2. Metode Skempton

Dari data perencanaan data tiang bor kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.40) sebagai berikut.

$$\begin{aligned}Lg \text{ (Panjang blok atau } Bx) &= 19 \text{ meter} \\ Bg \text{ (Lebar blok atau } By) &= 10 \text{ meter} \\ Cu \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 32,373 \text{ kN/m}^2 \\ \sum Cu \times \Delta L &= 1555,87 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Dari nilai $H/Bg = 5,6$ dan $Lg/Bg = 1,9$ sehingga didapatkan nilai $N^*c = 8,7$ dari Grafik 5.8 diatas, sehingga:

$$\begin{aligned}\sum Q_{\text{blok}} &= Lg \times Bg \times Cu \times N^*c + 2 \times (Lg + Bg) \sum Cu \times \Delta L \\ &= 19 \times 10 \times 32,373 \times 8,7 + 2 \times (19 + 10) \times 1555,87 \\ &= 148.822,40 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan $Q_{\text{blok}} = 148.822,40 \text{ kN} > \sum P = 34080,01 \text{ kN}$ sehingga pondasi pancang kelompok dianggap mampu menahan beban vertical berdasarkan hasil perhitungan pembebanan jembatan SNI 1725-2016.

5.7 Pembahasan

5.7.1 Tinjauan Umum

Jembatan Sirnobojo adalah merupakan akses Jalan Nasional Glonggong - Pacitan - Hadiwarno - Bts Kab. Trenggalek. Tujuan diadakannya proyek pembangunan jembatan Sirnobojo ini adalah untuk melengkapi bagian dari jalur lintas selatan khususnya di Kabupaten Pacitan. Dengan pembangunan ini jembatan ini direncanakan menggunakan tipe pondasi tidak langsung yang dimana

pondasi tidak langsung merupakan pondasi menggunakan perantara untuk menyalurkan beban ketanah pendukung jembatan. Perantaranya berupa tiang pancang dan tiang bor.

Diharapkan dengan menggunakan tipe pondasi tidak langsung dapat memenuhi persyaratan struktur pondasi harus kuat menerima beban-beban yang bekerja baik aksi maupun reaksi.

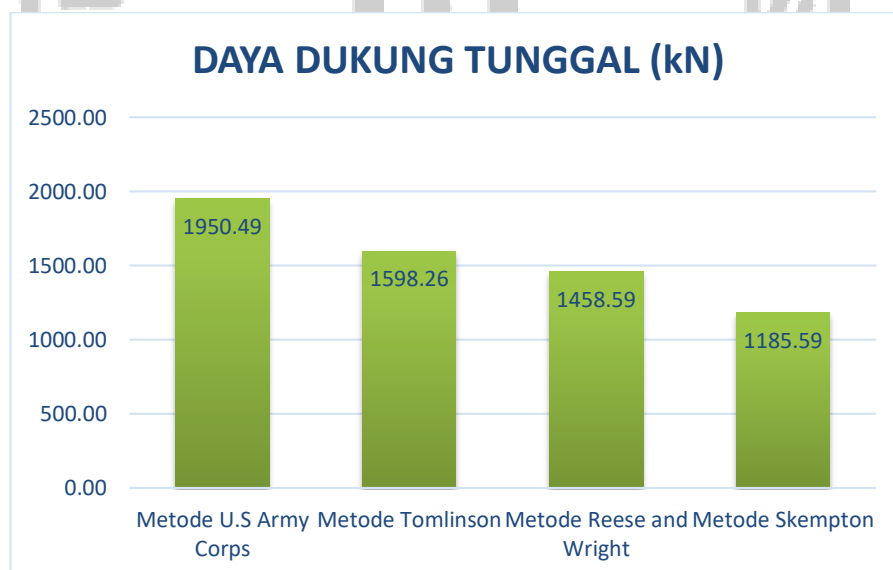
5.7.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi

Dari hasil didapatkan nilai dari setiap tipe pondasi dalam yang telah dihitung sebelumnya pada Tabel 5.24 Sebagai berikut

Tabel 5.24 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin (Qall) Pondasi Pilar 2

Metode	Qall (kN)	Jenis Pondasi
Metode U.S Army Corps	1.950,49	Tiang Pancang
Metode Tomlinson	1.598,26	Tiang Pancang
Metode Reese and Wright	1.458,59	Bored pile
Metode Skempton	1.185,59	Bored pile

Sehingga dari hasil daya dukung tunggal diatas didapatkan Grafik 5.9 sebagai berikut.



Grafik 5.9 Grafik Daya Dukung Ijin Tunggal Pondasi

Dari hasil dilihat diatas daya dukung ijin tunggal terbesar adalah pondasi tiang pancang metode U.S Army Corps sebesar 1.950,49 kN dan pondasi tiang bor terbesar metode Reese & wright sebesar 1.458,59 kN pada tiang tunggalnya. ndasi tiang bor.

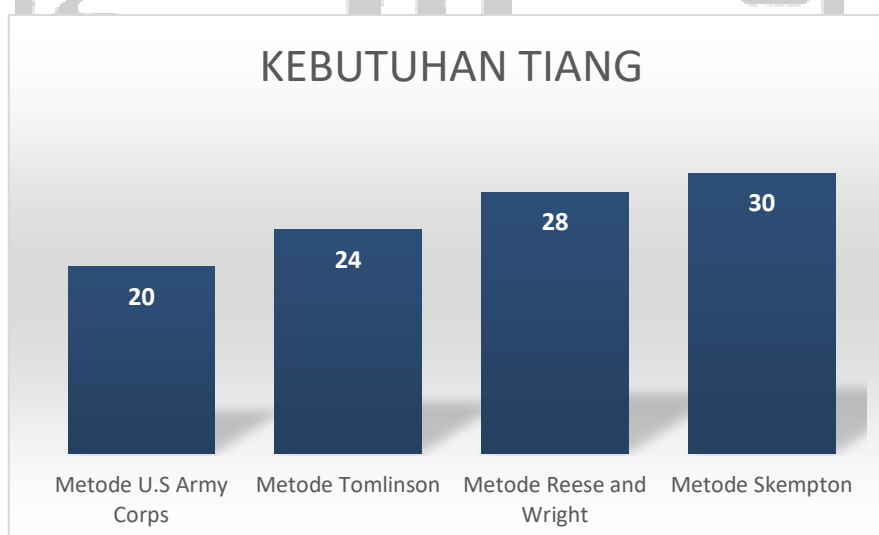
5.7.3 Analisis Kebutuhan Pile

Dari data pembebanan SNI 1725-2016 pada jembatan yang saya gunakan berikut hasil jumlah pondasi yang dibutuhkan berdasarkan tipe dan metode pondasi pada Tabel 5.25 berikut:

Tabel 5. 25 Kebutuhan Pondasi Tiang

Tipe Pondasi	Metode	Jumlah Tiang
Pancang	U.S Army Corps	20
	Temlinson	24
Bor	Reese & Wright	28
	Skempton	30

Dari tabel diatas dapat digambarkan Grafik 5.10 sebagai perbandingan jenis dan metode kebutuhan tiang yang diperlukan pondasi tiang jembatan pilar 2 sirnoboyo berikut.



Grafik 5.10 Grafik Kebutuhan Tiang Pondasi

Dari hasil diatas kebutuhan tiang paling sedikit metode U.S Army Corps sebanyak 20 tiang pancang dan terbanyak kebutuhan tiang metode Skempton yaitu 30 tiang yang dimana daya dukung tunggal tipe pondasi bor lebih sedikit dibandingkan tipe pondasi pancang.

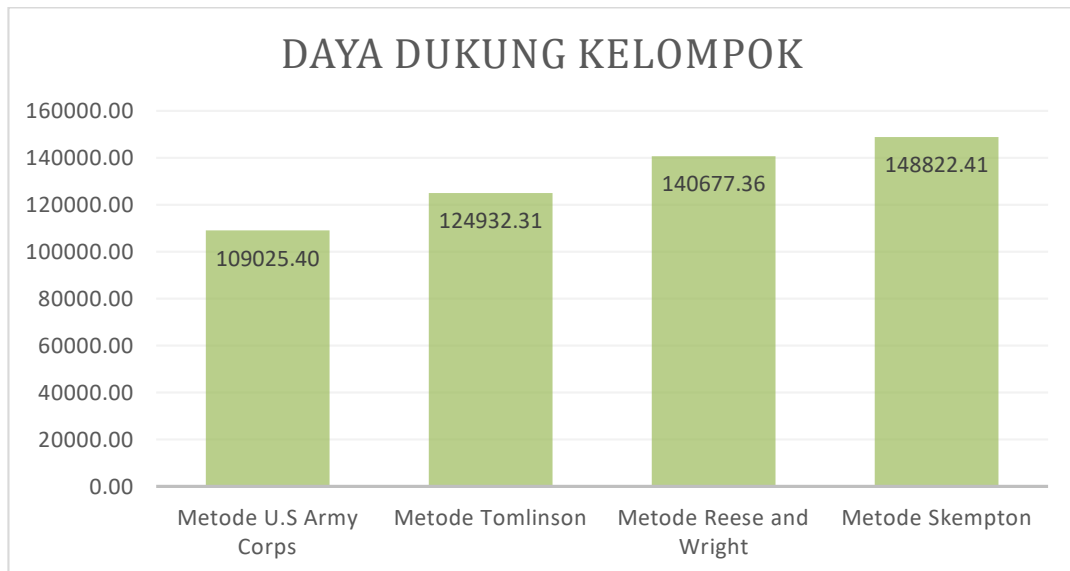
5.7.4 Analisis Daya Dukung Kelompok Blok

Dengan didapatkannya daya dukung tunggal dan kebutuhan tiang maka diperoleh daya dukung pondasi tunggal kelompok blok dikarenakan kondisi tanah jenis lempung sehingga daya dukung kelompok blok dapat dilihat pada Tabel 5.26 berikut.

Tabel 5. 26 Daya Dukung Kelompok Blok Pilar 2

Tipe Pondasi	Metode	Beban Jembatan (kN)	Daya Dukung Kelompok (kN)	Keterangan
Pancang	U.S Army Corps	34.080,01	109.025,40	aman
	Temlinson	34.080,01	124.932,31	aman
Bor	Reese & Wright	34.080,01	140.677,36	aman
	Skempton	34.080,01	148.822,41	aman

Dari tabel diatas dapat digambarkan Grafik 5.11 sebagai perbandingan jenis dan metode daya dukung tiang kelompok yang diperlukan pondasi tiang jembatan pilar 2 sirnoboyo berikut.



Grafik 5.11 Grafik Daya Dukung Ijin Kelompok Pondasi

Dapat dilihat dari grafik diatas jumlah tiang yang lebih banyak untuk kondisi tanah lempung dapat meningkatkan daya dukung kelompok tiang dikarenakan semakin banyak tiang kelompok maka semakin besar juga luasan penampang kelompok tiang blok. Tetapi pemilihan tipe pondasi yang banyak tiang kurang optimal dikarenakan dari segi waktu dan biaya yang makin bertambah.

Untuk pemilihan tipe dan metode yang optimal dari analisis diatas adalah tipe pondasi tiang pancang dan metode analisis U.S Army Corps yang dimana menghasilkan daya dukung tunggal yang tinggi, kebutuhan tiang yang sedikit dan daya dukung kelompok yang cukup optimal untuk menahan beban dari SNI 1725-2016 jembatan.