

## EVALUASI KONSTRUKSI PONDASI DAN STABILITAS PIER PADA PENGANTIAN JEMBATAN SEI DELI A (MEDAN)

Oleh:

Mahardianto Ong<sup>1)</sup>

Avantus Gultom<sup>2)</sup>

Rudy Mayer Sianipar<sup>3)</sup>

Universitas Darma Agung, Medan<sup>1,2,3)</sup>

E-mail:

[mahardianto@gmail.com](mailto:mahardianto@gmail.com)<sup>1)</sup>

[avantusgultom@gmail.com](mailto:avantusgultom@gmail.com)<sup>2)</sup>

[rudymayersianipar@gmail.com](mailto:rudymayersianipar@gmail.com)<sup>3)</sup>

### ABSTRACT

*The work and calculation of foundation planning in building construction is a top priority because the structure will carry the load of the building above it. The planned foundation must be able to support the planned building load so that the building can stand firmly. Before calculating the design of a foundation, data are usually taken from investigations or soil testing in the field. One type of test that is often carried out is the cone penetration test or commonly known as sondir. The test is carried out to determine the magnitude of the soil resistance at the cone. If the soil conditions on the surface are not able to withstand the building, then the building load must be transferred to the hard soil layer below it. There are two types of foundation construction based on depth, namely Shallow Foundation and Deep Foundation. Shallow foundations are usually built on soil that has a hard soil depth of less than 3 m from the soil surface. Deep foundations are usually built on soil that has a soil depth of Hard foundation is more than 3 m from ground level. Deep Foundation usually uses Driven Pile or Bored Pile. Deep foundation is planned on the Sei Deli Bridge (Medan). The type of foundation is planned according to the results of sondir data issued and The foundation set is the Pile type foundation with a pile diameter of 50 cm with a 21 pile configuration. The foundation analysis stage on the Sei Deli A Bridge (Medan) begins with calculating the loads arising from tower loads, vertical loads, and horizontal loads, and foundation loads. Soil resistance (borlog results) also affects the calculation of the foundation analysis.*

*Keywords: Evaluation of Foundation Construction, Pier Stability*

### ABSTRAK

Pekerjaan dan perhitungan perencanaan pondasi pada konstruksi bangunan menjadi prioritas utama karena struktur tersebut yang akan memikul beban bangunan yang ada di atasnya. Pondasi yang direncanakan harus mampu mendukung beban bangunan yang direncanakan sehingga bangunan tersebut dapat berdiri kokoh. Sebelum melakukan perhitungan desain sebuah pondasi, biasanya diambil data dari penyelidikan atau pengujian tanah di lapangan. Salah satu jenis pengujian yang sering dilakukan adalah jenis cone penetration test atau biasa dikenal dengan sondir. Pengujian dilakukan untuk mengetahui besarnya perlawanan tanah pada konus. Apabila kondisi tanah di permukaan tidak mampu menahan bangunan tersebut, maka beban bangunan harus diteruskan kelapisan tanah keras di bawahnya. Jenis konstruksi pondasi berdasarkan kedalaman ada dua yaitu Pondasi Dangkal (Shallow Foundation) dan Pondasi Dalam (Deep Foundation). Pondasi dangkal biasanya dibangun pada tanah yang memiliki kedalaman tanah keras kurang 3 m dari permukaan tanah. Pondasi dalam biasanya

dibangun pada tanah yang memiliki kedalaman tanah keras lebih 3 m dari permukaan tanah. Pondasi dalam (Deep Foundation) biasanya memakai Tiang Pancang (Driven) atau Tiang Pile (Bored). Pondasi dalam direncanakan pada Jembatan Sei Deli (Medan). Jenis pondasi yang direncanakan sesuai hasil data sondir yang dikeluarkan dan ditetapkan adalah pondasi dalam tipe Tiang Pancang dengan diameter pile 50 cm dengan konfigurasi 21 pile. Tahapan analisa pondasi pada Jembatan Sei Deli A (Medan) dimulai dengan menghitung beban-beban yang timbul dari beban tower, beban vertikal, dan beban horizontal, dan beban pondasi. Tahanan tanah (hasil borlog) juga mempengaruhi perhitungan analisa pondasi.

**Kata Kunci: Evaluasi Konstruksi Pondasi, Stabilitas Pier**

## 1. PENDAHULUAN

Pembangunan suatu konstruksi dimulai dari pekerjaan pondasi (struktur bawah) dan kemudian melaksanakan pekerjaan struktur atas. Secara umum pondasi didefinisikan sebagai bangunan bawah tanah yang meneruskan beban yang berasal dari berat bangunan itu sendiri dan beban luar yang bekerja pada bangunan ke tanah yang disekitarnya.

Bentuk dan struktur tanah merupakan suatu peranan yang penting dalam suatu pekerjaan konstruksi yang harus dicermati karena kondisi keadaan tanah berbeda-beda.

Sebelum mendirikan suatu pondasi ada beberapa hal yang harus dipertimbangkan antara lain, perhitungan beban konstruksi, hasil (data) penyelidikan tanah, penentuan jenis, kedalaman dan dimensi pondasi, serta perhitungan daya dukung pondasi yang akan dibangun. Selain itu, metode pelaksanaan pekerjaan pondasi juga perlu diperhatikan agar diperoleh mutu yang sesuai dengan perencanaan.

Dalam beberapa persoalan penyelidikan tanah, sering ditemukan struktur lapisan tanah dasar yang tidak memiliki kapasitas daya dukung yang baik/memadai (lapisan tanah keras yang jauh di bawah permukaan tanah). Untuk hal ini, umumnya desain perencanaan pondasi menggunakan jenis pondasi dalam (deep foundation). Jenis pondasi dalam dapat menggunakan pondasi tiang pancang atau juga pondasi bored pile.

Desain pondasi dihitung berdasarkan beban-beban atau gaya yang bekerja pada bagian atas pondasi dan daya dukung tanah pondasi.

Dalam bahasan ini, akan dihitung analisa terhadap desain pondasi pada Jembatan Sei Deli A (Medan) dimana hasil dari penyelidikan tanah didapat lapisan tanah keras berada di kedalaman 46 m dari permukaan tanah.

## Tujuan Penelitian

Adapun maksud dan tujuan dari penulisan Skripsi ini adalah:

- Mengolah data hasil penyelidikan tanah
- Menganalisis beban-beban yang bekerja pada pondasi.
- Menganalisis Stabilitas pier yang telah direncanakan.

## Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang dibahas dalam tugas akhir ini adalah :

- Bagaimana menghitung daya dukung tiang pancang pada bangunan Jembatan Sei Deli A di Medan dari data SPT (Standart Penetration Test) ?
- Bagaimana menghitung efisiensi pondasi grup pada bangunan Jembatan Sei Deli A di Medan ?
- Bagaimana menghitung beban yang dipikul oleh pondasi tiang pancang Jembatan Sei Deli A di Medan ?
- Bagaimana menghitung kapasitas kelompok tiang pancang pada bangunan Jembatan Sei Deli A di Medan ?
- Bagaimana menghitung stabilitas pier pada bangunan Jembatan Sei Deli A di Medan ?

## Batasan Masalah

Batasan masalah yang dibahas dalam laporan ini:

- Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan data SPT (Standart Penetration Test) dengan metode Mayerhoff.
- Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang (Eg) menggunakan metode Converse Labarre.
- Bangunan yang ditinjau adalah Pondasi Jembatan Sei Deli A di Medan pada titik Pier.
- Beban yang ditinjau adalah beban arah vertical dan beban arah horizontal.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### A. Penyelidikan Tanah

Output dari hasil borlog di lapangan adalah Kecepatan Rambat Gelombang Geser Rata-rata,  $V_s$  (m/det), Nilai Hasil Test Penetrasi Standar Rata-rata (N) dan Kuat Geser Niralir Rata-rata  $S_u$  (kPa) yang didapat langsung dari bacaan manometer.

Tabel Jenis-jenis Tanah Berdasarkan Data SPT

Jenis Tanah	Kecepatan Rambat Gelombang Geser Rata-rata, $V_s$ (m/det)	Nilai Hasil Test Penetrasi Standar Rata-rata (N)	Kuat Geser Niralir Rata-rata $S_u$ (kPa)
Tanah Keras	$V_s \geq 350$	$N \geq 50$	$S_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq V_s \leq 350$	$15 \leq N \leq 50$	$50 \leq S_u \leq 100$
Tanah Lunak	$V_s \leq 175$	$N \leq 15$	$S_u \leq 50$
	Atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3m dengan $PI > 20$ , $W_n > 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

### B. Daya Dukung Pondasi Dalam Berdasarkan Boring

Untuk menghitung daya dukung ultimate dinyatakan dengan rumus:

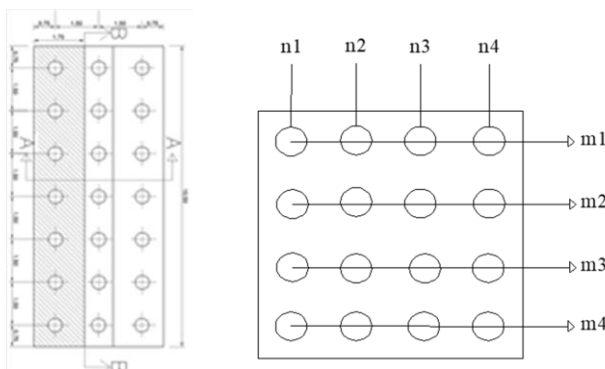
$$Q_u = Q_p + Q_s = Q_b \times A_b + F \times A_s$$

Daya dukung izin pondasi dinyatakan dengan rumus:

$$Q_u \text{ Ijin} = \frac{Q_p}{Fk_1} + \frac{JHL \times Q_s}{Fk_2}$$

### C. Kelompok Tiang (Pile Group)

Daerah Friksion pada kelompok tiang seperti pada gambar di bawah ini



Gambar Daerah Friction pada Kelompok Tiang  
(Sumber : Teknik Fondasi 2, Hary christady Hardiyatmo)

Persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang berdasarkan Converse – Labarre adalah sebagai berikut:

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

dengan :

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = arc tg  $d/s$ , dalam derajat

$m$  = Jumlah baris tiang

$n$  = Jumlah tiang dalam satu baris

$d$  = Diameter tiang

$s$  = Jarak pusat ke pusat tiang

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g$$

dimana :

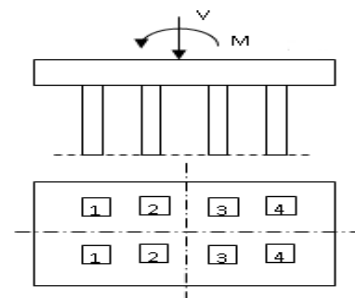
$Q_g$  = Beban maksimum kelompok tiang

$n$  = Jumlah tiang dalam kelompok

$Q_a$  = Kapasitas dukung ijin tiang

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

### D. Beban Vertikal



Maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$P_{max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M \times X_{max}}{n_y \times \sum X^2}$$

dengan :

$P_{max}$  = Beban maximum yang diterima tiang pancang.

$\sum V$  = Jumlah total beban-beban vertikal/normal.

$n$  = Banyaknya tiang pancang.

$X_{max}$  = Absis maximum atau jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang.

$M$  = Momen yang berkerja pada kelompok tiang.

$n_y$  = Banyak tiang dalam satu baris dalam arah sumbu Y.

$\sum X^2$  = Jumlah kwadrat jarak tiang-tiang ke pusat berat kelompok tiang.

### E. Perencanaan Pier

Daya Dukung Lateral :

$$H \text{ Lateral} = \frac{k \times D}{B} \times a \times E_g$$

$$B = \sqrt[4]{\frac{k \times D}{4 E I}}$$

a = Pergeseran lateral tiang pancang

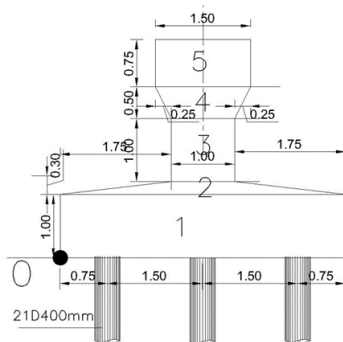
I = Momen Enersia penampang tiang pancang

E = Modulus Elastisitas bahan

k = Koefisien lateral

$E_g$  = Efisiensi

Contoh gambar penampang kritikal pada pilecap 21 pile seperti pada gambar di bawah ini



### Stabilitas Guling

Momen Penahan Guling :

$$\sum M_{px} = \left( \frac{Bx}{2} \sum P_{ms} \right) + M_{Ms}$$

Momen Penahan Geser :

$$\sum H_p = c \cdot B_x \cdot B_y + \sum P \cdot \tan \phi$$

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### A. Perhitungan Pembebanan

Beban vertikal = 10 107,411kN  
 Beban horizontal = 4 737,848 kN  
 My = 11 572,66 kNm

Mx = 12 615,795 kNm

Beban struktur atas dan struktur bawah = **14 648,084 kN**

Maka beban hidup total = 2 218,50 kN

Beban Lajur pada pier = 2 218,50 kN

Beban untuk per tiang = 697.527

Beban angin pada pier = 67.13 kN

Daya dukung Lateral = 5.462,57 Kg

Momen Penahan guling = 32 958,189 kNm

Gaya penahan geser = 4 632,011 kN

### Kombinasi Pembebanan

Tabel Kombinasi Pembebanan III

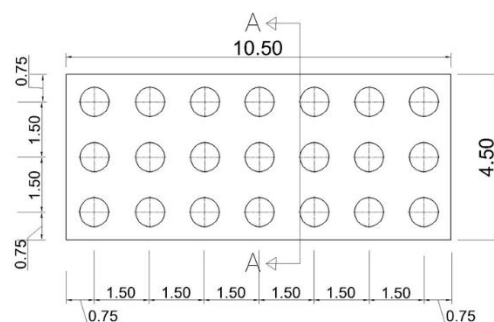
No	Beban	Vertikal (kN)	Horizontal (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
1	Pier	2 008.120		0	4 518,270
2	Beban Mati	5 880,791		0	
3	Beban Hidup	2 218,500		0	8 097,525
4	Gempa		4 737,848	10 660,160	
5	Rem Dan traksi		250,000	912,50	
		10 107,411	4 987,848	11 572,66	12615,795
	x 140 %	14 150,375	6 982,987	16 201,724	17662,113

Daya Dukung Lateral Ke Pondasi

$$H_{lateral} = \frac{K \cdot D}{\beta} * a * E_g \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

### B. Data Pondasi

Desain pondasi adalah pondasi tiang pancang dengan 21 pile



BJ Beton Bertulang = 2400 kg/m<sup>3</sup>  
 Soil Density ( $\gamma$ ) = 1600 kg/m<sup>3</sup>  
 Mutu Beton Pier ( $f'c$ ) = K361,45  
 = 30,00 MPa (N/mm<sup>2</sup>)

$$= 3059,149 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu Beton Tiang Pancang (f'c)} &= K350 \\ &= 29,05 \text{ MPa} \\ &= 2962,276 \\ &\text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Kedalaman penyelidikan dibatasi maksimum 60 m atau konus telah mencapai 600 kg/cm<sup>2</sup>

Sesuai dengan data sondir direncanakan kedalaman tiang pancang pada 46,00 m

Tabel Hasil Boring

Grafik Boring

No Kedalaman	Li	N - SPT	8 D atas 4 D bawah	Cu	Faktor Adhesif q	P'ijin Ujung	Qs Selimut	Qs tot selimut	Q, Total jin
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10) = (7)+(8)
4 - 6	2	6	4,00	40,00	0,6667	70,65	83,73	83,73	154,38
6 - 8	2	5	6,75	33,33	0,5916	58,88	62,02	145,76	204,63
8 - 10	2	8	7,75	33,33	0,8148	94,20	136,45	282,21	376,41
10 - 12	2	9	7,75	60,00	0,8889	105,98	167,47	449,68	555,65
12 - 14	2	7	7,50	46,67	0,7407	82,43	108,54	358,22	640,65
14 - 16	2	7	6,50	46,67	0,7407	82,43	108,54	666,77	749,19
16 - 18	2	6	7,25	40,00	0,6667	70,65	83,73	750,50	821,15
18 - 20	2	8	8,00	33,33	0,8148	94,20	136,45	886,95	981,15
20 - 22	2	9	6,75	60,00	0,8889	105,98	167,47	1,054,42	1,160,39
22 - 24	2	5	9,50	33,33	0,5916	58,88	62,02	1,116,44	1,175,32
24 - 26	2	4	9,25	26,67	0,5185	47,10	43,42	1,159,86	1,206,96
26 - 28	2	14	12,50	93,33	0,9000	164,85	146,53	1,306,40	1,471,25
28 - 30	2	16	14,00	106,67	0,9000	188,40	167,47	1,473,86	1,662,26
30 - 32	2	13	12,75	86,67	0,9000	153,08	136,07	1,609,93	1,763,00
32 - 34	2	11	11,00	73,33	0,9000	129,53	115,13	1,725,06	1,854,59
34 - 36	2	10	9,75	66,67	0,9630	117,75	201,58	1,926,64	2,044,39
36 - 38	2	9	14,25	60,00	0,9000	105,98	94,20	2,020,84	2,126,82
38 - 40	2	19	11,50	126,67	0,9000	223,73	198,87	2,219,71	2,443,43
40 - 42	2	9	12,00	60,00	0,9000	105,98	94,20	2,313,91	2,419,88
42 - 44	2	10	12,75	66,67	0,9000	117,75	104,67	2,418,58	2,536,33
44 - 46	2	16	16,00	106,67	0,9000	188,40	167,47	2,586,04	2,774,44
46 - 48	2	19	17,75	126,67	0,9000	223,73	198,87	2,784,91	3,008,63
48 - 50	2	18	15,75	120,00	0,9000	211,95	188,40	3,073,31	3,185,26
50 - 52	2	13	13,25	86,67	0,9000	153,08	136,07	3,109,38	3,262,45
52 - 54	2	11	13,00	73,33	0,9000	129,53	115,13	3,224,51	3,354,03
54 - 56	2	14	14,75	93,33	0,9000	164,85	146,53	3,371,04	3,535,89
56 - 58	2	17	18,25	113,33	0,9000	200,18	177,93	3,548,98	3,749,15
58 - 60	2	21	9,50	140,00	0,9000	247,28	219,80	3,768,78	4,016,05

**Perhitungan kapasitas daya dukung tiang pancang tunggal :**

Data tiang pancang spun pile :

$$\begin{aligned} \text{Diameter ( D )} &= 500 \text{ mm} \\ \text{Keliling Tiang pancang ( P )} &= \pi \times D \\ &= 3.14 \times 500 \text{ mm} \\ &= 1 570 \text{ mm} \approx 1,570 \text{ m} \\ \text{Luas tiang pancang ( Ap )} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \\ &= 0,196250 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kedalaman tiang direncanakan pada kedalaman 46.00 m

Perhitungan N-SPT dilakukan pada kedalaman 8D ke atas dan 4D ke bawah

$$\begin{aligned} N_1 &= ( 10 + 16 ) / 2 = 13 \\ N_2 &= 19 \end{aligned}$$

Harga N rata-rata :

$$\begin{aligned} N_r &= ( 13 + 19 ) / 2 \\ &= 16 \end{aligned}$$

Daya dukung tiang pancang tanah non-koheff adalah :

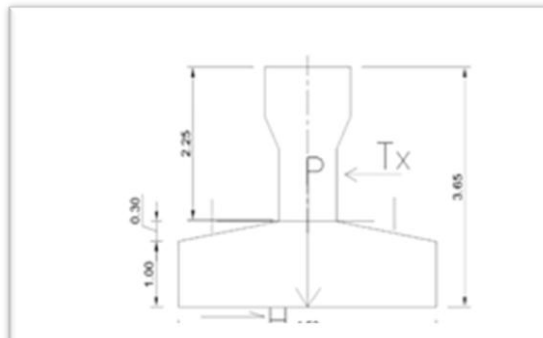
$$\begin{aligned} Q_p &= 40 \times N \cdot SPT \cdot L_b / D \cdot A_p \leq 400 \times N \cdot SPT \cdot A_p \\ &= 40 \times 16 \times ( 1,5 / 0.5 ) \times 0.19625 \leq 400 ( 16 ) \\ &\quad \times 0.19625 \\ &= 376,80 \text{ ton} \leq 1 256 \text{ ton} \end{aligned}$$

Untuk tahanan geser selimut tiang pada tanah non koheff adalah :

$$\begin{aligned} Q_s &= 2 \times N_k \times P \times L_i \\ &= 2 \times 16 \times 1.570 \times 2 \\ &= 100,480 \text{ ton} = 1004,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah kohesif adalah :

$$\begin{aligned} Q_p &= 9 \cdot c_u \cdot A_p \\ &= 9 \times (N_r\text{-SPT} \times 2/3 \times 10) \times A_p \\ &= 9 \times 16 \times 2/3 \times 10 \times 0,19625 \\ &= 188,40 \text{ kN} \end{aligned}$$



Untuk tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif adalah :

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot c_u \cdot P \cdot L_i \\ &= \alpha \cdot (N\text{-SPT} \times 2/3 \times 10) \cdot P \cdot L_i \end{aligned}$$

Untuk kedalaman 46 m atau panjang tiang 42 m, maka :

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot c_u \cdot P \cdot L_i \\ &= \alpha \cdot (N\text{-SPT} \times 2/3 \times 10) \cdot P \cdot L_i \end{aligned}$$

Dimana  $\alpha$  mempunyai nilai bervariasi sesuai ketebalan dan jenis lapisan tanah, sehingga dibuat dalam tabel 4.10 di bawah dengan kedalaman 46 m  $Q_s = 2\,586,04 \text{ kN}$

Daya dukung ijin ( $Q_i$ ) :

$$\begin{aligned} Q_i &= \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{5} \\ &= \frac{167,46}{3} + \frac{2\,586,04}{5} \\ &= 573,028 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daya dukung berdasarkan mutu tiang :

$$\begin{aligned} \sigma &= P/A \\ P &= 0,33 \times \sigma \times A \\ &= 0,33 \times 350 \text{ kg/cm}^2 \times 0,19625 \text{ m} \times 10^4 \\ &= 226668,75 \text{ kg} > Q_{ijin} \\ &= 2266,6875 \text{ kN} > 573,028 \text{ kN} \end{aligned}$$

OK

Maka Daya dukung ijin 1 buah tiang pancang adalah  $573,028 \text{ kN}$

Jadi untuk beban lekat sepanjang 42 m adalah  $2586,04 \text{ kN/m}^2$  (pada tabel 4.10 dibawah ini)

Perhitungan efisiensi group :

Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ ) :

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \\ \theta &= \text{Arc tg} \frac{d}{s} = \text{Arc tg} \frac{50}{150} = 18,434^\circ \\ n' &= 7 ; m = 3 \end{aligned}$$

$$E_g = 1 - 18,434 \frac{0(7-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 7}{90 \times 3 \times 7} = 1 - 0,312 =$$

0.688

Kapasitas kelompok ijin tiang ( $Q_g$ ) :

Dari data SPT didapat nilai  $Q_i = 573,028 \text{ ton}$  (kedalaman 46 m)

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_i \\ &= 0,688 \times 21 \times 573,028 = 8279,108 \text{ ton} \\ &= 82\,791,08 \text{ kN} > P = \mathbf{14\,648,084 \text{ kN}} \end{aligned}$$

OK

Stabilitas terhadap geser dapat dilihat seperti pada gambar dibawah ini

$$\begin{aligned} \text{Berat volume tanah, } \gamma &= 17,27 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut geser dalam, } \phi &= 13^\circ \\ \text{Kohesi, } c &= 0,2646 \text{ kg/cm}^2 = 26,46 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Gaya total, } \sum P &= \mathbf{14\,648,084 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Perhitungan beban-beban pada Jembatan

N o.	Dimensi (m)	Tebal (m)	Panjang (m)	Berat Jenis Beton (kN/m <sup>3</sup> )	Faktor beban	Jumlah (kN)
1.	4,50	1,00	10,50	24	1,0	1134,0
2.	4,50 + 1,00	0,30	10,50	24	1,0	216,563
3.	1,00	1,00	7,00	24	1,0	168,00
	$\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1^2 / 2 \times 2$		(1 + 1,19)	24	1,0	41,260
4.	1,00 + 1,50	0,50	10,50	24	1,0	157,50
5.	1,50	0,75	10,50	24	1,0	283,50
Berat pondasi tiang pancang						
11	$\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L$					
	$\frac{1}{4} \times 22/7 \times 0,50^2 \times 46$	21		24	1,0	4554
Beban pondasi + tiang pancang						<b>6554,823</b>

	Beban Atas Jembatan	
	Akibat berat sendiri	
-	- Beban gelagar dan lain-lain - 16,737 x 30,60 x 5	<b>2560,761</b>
-	- Beban pelat lantai jembatan =0,25 x 9.50 x 30,60 x 24	<b>1 744,200</b>
-	- Precast = 0.07 x 1.25 x 30,60 x 24	<b>64.260</b>
-	- Berat trotoar =0,40 x 1 x 30,60 x 23	<b>281.52</b>
-	- Berat hotmix (aspal) jembatan =0,05 x 7.50 x 30,60 x 22	<b>252,45</b>
-	- Berat dinding bata /hand rail = (0,5+0,75)/2x 0.5 x 0..75 x 30,60 + 0.25 x 0.55 x 2 x 30,60	<b>15.587</b>
	<b>T o t a l</b>	<b>4 918,778</b>
	Beban akibat berat sendiri untuk PIER	<b>4 918.778</b>
	Akibat beban hidup	
	Beban lajur "D"=57.928 kPa x 30,60 x 1,40	<b>2 481,635</b>
	Beban garis = 445.90 kN	<b>445,90</b>
	Beban pejalan kaki = 4,3020 kPa x 30,60 m	<b>132,198</b>
	<b>T o t a l</b>	<b>3 059,733</b>
	Beban akibat berat hidup untuk pier	<b>3 059,733</b>
	Akibat berat air	
-	- = 0,05 x 7.5 x 10 x 30,60	<b>114,750</b>
	Total beban pada Pier adalah	<b>14 648,084</b>
	(berat sendiri + beban hidup + berat pondasi)	
	Beban untuk per tiang = 14 648,084/ 21	<b>697.527</b>

### Daya Dukung Lateral

K	=	0,5
D	=	50 cm
Eg	=	0,688
E	=	100000kg/cm <sup>2</sup>
I	=	635850 cm <sup>4</sup>
a	=	1 cm

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{0,5.50}{4.100000.635850}}$$

$$\beta = 0.0031$$

$$H_{lateral} = \frac{0,5.50}{0.0031} * 1 * 0,688$$

### Perhitungan Perencanaan Pier

Dimensi pier untuk 21 buah tiang pancang dengan data perencanaan sebagai berikut:

Data perencanaan:

Mutu beton k-350 ( f <sub>c'</sub> )	=	30 MPa
Mutu baja D25 U-40 ( f <sub>y</sub> )	=	390 MPa
Diameter tiang pancang	=	40 cm
Lebar efektif kolom ( d )	=	1000 – 70 mm
	=	930 mm

$$P_u \text{ Pier} = 14 648,084 \text{ kN}$$

#### 1) Dimensi Pier

$$\text{Jarak tiang pancang} = (2.5 D \text{ atau } 3 D)$$

$$= (2.5 \times 40 \text{ atau } 3,5 \times 40)$$

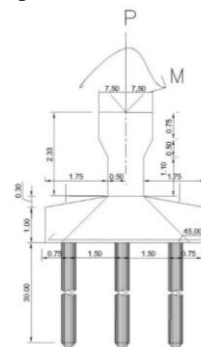
$$= (100 \text{ cm dan } 140 \text{ cm})$$

Jadi jarak tiang pancang yang dipakai dilapangan 150 cm.

$$\text{Jarak tiang ke tepi abutment} = D = 75 \text{ cm}$$

Jadi jarak tiang ke tepi pier di lapangan 75 cm.

#### 2) Direncanakan tebal pier agar aman terhadap gaya geser pons :



Gambar 4.9 Sketsa Gaya Geser Pons Pada Pondasi Perhitungan tegangan yang diakibatkan tanah :

$$\sigma_{tanah} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{14\,648,084}{4,50 \times 10,50} + \frac{12\,615,795}{\frac{1}{6} \times 4,50 \times 10,50^2} = 310,012 \pm 152,571$$

$$= 310,012 + 152,571 \text{ kN/m}^2 = 462,583 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 310,012 - 152,571 = 157,441 \text{ kN/m}^2$$

Perhitungan ketebalan pile cap dengan gaya geser pons :

$$\sigma_{\text{pons}} = 0.65 \sqrt{350}$$

$$= 12.16 \text{ kg/cm}^2$$

Syarat :

$$\sigma_{\text{pons}} \geq \frac{1.5 \times P_u}{(2x(b + p) \times d)}$$

$$12.16 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{1.5 \times 14\,648,084 (100)}{(2x(100+1050) \times d)}$$

$$27\,968 \text{ d} \geq 2\,197\,212,60$$

Dengan memasukkan nilai  $d = 78,561 \text{ cm}$  ( tebal selimut beton =  $7.5 \text{ cm}$  ), diambil tebal pondasi =  $86,061 \text{ cm} \approx 90 \text{ cm}$   
 $27\,968 (90) = 2\,517\,120 > 2\,197\,212,60 \dots \text{Ok.}$

Jadi ketebalan pier yang digunakan dilapangan  $130 \text{ cm}$  memenuhi syarat terhadap gaya geser pons...!!!

Panjang abutment =  $10,50 \text{ m}$   
 Lebar abutment =  $4,50 \text{ m}$   
 Tebal abutment =  $0,80 \text{ m}$

Dipakai ukuran pier  $10\,500 \text{ cm} \times 450 \text{ cm}$  dengan tebal  $80 \text{ cm}$

**Tebal efektif pier ( $d$ ) =  $ht-d' = 800 \text{ mm} - 75 \text{ mm} = 725 \text{ mm}$**

3) Kontrol gaya geser 1 arah

a) Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis daerah Y

$$V_u = \delta \cdot L \cdot G'$$

$$\delta = P/A$$

$$= 14\,648,084 \text{ kN} / (10,50 \text{ m} \times 4,50 \text{ m}) = 310,012 \text{ kN/m}^2$$

B = panjang pondasi  
 =  $1050 \text{ cm}$

D = tebal efektif abutment  
 =  $800 \text{ mm} - 75 \text{ mm}$   
 =  **$725 \text{ mm}$**

$G' = (b/2 - \text{lebar kolom} / 2) - d$

$$= (4500 \text{ mm} / 2 - 1000 \text{ mm} / 2) - 725 \text{ mm}$$

$$= 1025 \text{ mm}$$

$$V_u = \delta \cdot L \cdot G'$$

$$= 310,012 \text{ kN/m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 1.025 \text{ m}$$

$$= 1\,429,93 \text{ kN}$$

$$= 1\,429,93 \text{ kN}$$

b) Kuat geser beton

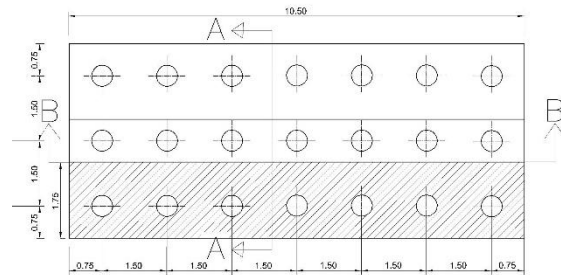
$$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,75 \times 1/6 \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 4500 \text{ mm} \times 725 \text{ mm}$$

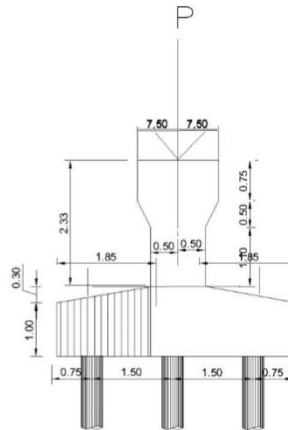
$$= 2\,233\,681,055 \text{ N}$$

$$= 2\,233,681 \text{ kN}$$

**$\phi V_c = 2\,233,681 \text{ kN} > V_u = 1\,429,93 \text{ kN}$**   
**(Pondasi memenuhi syarat geser)**



**Gambar Tegangan Geser Sumbu Y (Sb.Y)**



**Gambar Analisis geser 1 arah daerah Y.**

a) Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis daerah X

$$V_u = \delta \cdot L \cdot G'$$

$$\delta = P/A$$

$$= 14\,648,084 \text{ kN} / (10,50 \text{ m} \times 4,50 \text{ m})$$

$$= 310,012 \text{ kN/m}^2$$

B = lebar pondasi  
 =  $450 \text{ cm}$

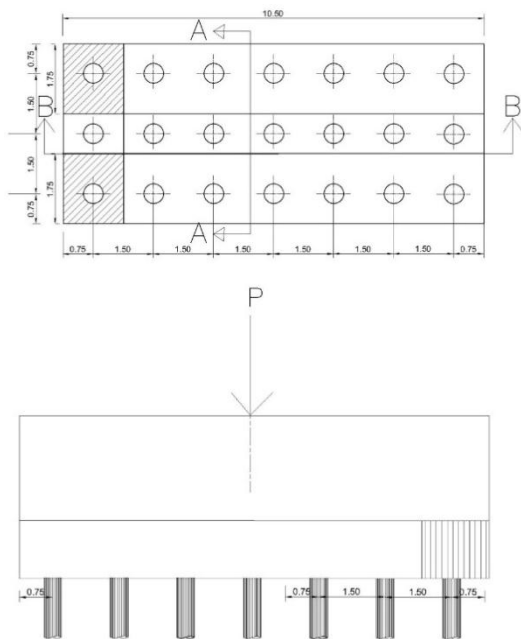


$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal efektif pier} \\
 &= 800 \text{ mm} - 75 \text{ mm} \\
 &= 725 \text{ mm} \\
 G' &= (b/2 - \text{lebar kolom} / 2) - d \\
 &= (4500 \text{ mm} / 2 - 1000 \text{ mm} / 2) - 725 \text{ mm} \\
 &= 1025 \text{ mm} \\
 V_u &= \delta \cdot L \cdot G' \\
 &= 310,012 \text{ kN/m}^2 \times 4,50 \text{ m} \times 1.025 \text{ m} \\
 &= 1429,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Kuat geser beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \cdot 1/6 \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,75 \times 1/6 \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 4500 \text{ mm} \times 1,025 \text{ mm} \\
 &= 2233681,055 \text{ N} \\
 &= 2233,681 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\phi V_c = 2233,681 \text{ kN} > V_u = 1429,93 \text{ kN}$ .  
(Pondasi memenuhi syarat geser)



Tegangan Geser Thdp Sb X

Gambar 4.12. Analisis geser 1 arah daerah X.

4) Kontrol gaya geser 2 arah/daerah

a) Lebar penampang kritis ( $B'$ )

$$\begin{aligned}
 B' &= \text{lebar kolom} + 2 \cdot (1/2) d + 2 \cdot \text{panjang pondasi} \\
 &= 100 \text{ cm} + (2 \times (1/2) \times 72,5) \text{ cm} + (800 + (2 \times 1/2) \times 72,5) \text{ cm} \\
 &= 172,500 \text{ cm} + 872,500 \text{ cm} = 1045 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b) Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$V_u = \delta \cdot ((L \times b) - B'^2)$$

Dimana:

$$\delta = 275,304 \text{ kN/m}^2$$

$$B = (172,5 \times 8.725) \text{ m}^2$$

$$L = 10,50 \text{ m}$$

$$V_u = 310,012 \text{ kN/m}^2 \times ((10,50 \times 4,50 \text{ m}) - 1.725 \times 8.725 \text{ m})$$

$$= 9982,192 \text{ kN}$$

c) Kuat geser beton ( $V_c$ ) berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2.1 adalah nilai terkecil dari:

$$b_o = 2 \times 1.725 + 2 \times 8.725$$

$$= 20.90 \text{ m}$$

$$\beta_c = 10,50/4 = 2,625$$

$$V_c = (1 + \frac{2}{\beta_c}) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{6}$$

$$V_c = (1 + \frac{2}{2,625}) \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}} \times 20900 \text{ mm} \times 725 \text{ mm}}{6}$$

$$= 24371154,28 \text{ N}$$

$$= 24371,154 \text{ kN}$$

$$V_c = (\frac{a_s \cdot d}{b_o} + 2) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{12}$$

$$V_c = (\frac{40 \times 725}{20900} + 2) \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}} \times 20900 \times 725}{12}$$

$$= 23428832,40 \text{ N}$$

$$= 23428,833 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 20900 \text{ mm} \times 725 \text{ mm}$$

$$V_c = 27644553,51 \text{ N}$$

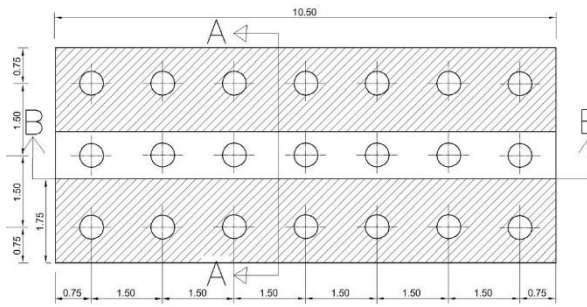
$$= 27644,554 \text{ kN}$$

Digunakan nilai terkecil dari ketiga nilai  $V_c$  diatas yaitu :

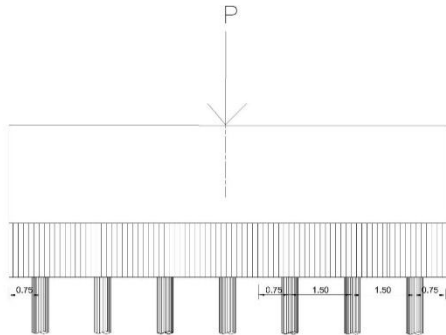
$$\phi V_c = 0,75 \times 23428,833 \text{ kN}$$

$$= 17571,624 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 17571,624 \text{ kN} > V_u = 9982,192 \text{ kN}$ ...OK  
(Pondasi memenuhi syarat geser).



Gambar 4.13 Penampang kritis geser 2 arah daerah X.



Gambar 4.14 Penampang kritis geser 2 arah daerah Y.

### Tulangan Pier arah X

Desain terhadap lentur :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 14\,648,084 \text{ kN} \\
 A_{\text{pondasi}} &= 10,50 \times 4,50 = 47,25 \text{ m}^2 \\
 M_{ux} &= M_{\text{maks}} = 0 \text{ kNm} \\
 \omega &= \frac{1}{6} \times b \times h^2 \\
 &= \frac{1}{6} \times 4,50 \times 10,50^2 \\
 &= 82,687 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Berat pier pada penampang kritis  $q_u$

$$\begin{aligned}
 q_u &= \frac{P}{A_{\text{pondasi}}} + \frac{M_{ux}}{\omega} \\
 &= \frac{14\,648,084}{47,25} + \frac{0}{82,687} \\
 &= 310,012 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Lebar penampang kritis X

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{4,50}{2} - \frac{1,0}{2} = 1,75 \text{ m} \\
 M_u &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot X^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,2 \times 310,012 \times 1,75^2 \text{ m} \\
 &= 569,647 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{569,647 \times 10^6}{1000 \times 725^2} = 1,083 \\
 \rho &= \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{\phi \cdot 0,85 f_c'}} \right] \frac{0,85 f_c'}{f_y} \\
 &= \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,083}{0,80 \times 0,85 \times 30}} \right] \frac{0,85 \times 30}{390} \\
 &= \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,083}{0,80 \times 0,85 \times 30}} \right] \frac{0,85 \times 30}{390} \\
 &= \left[ 1 - \sqrt{1 - 0,159264} \right] \times 0,065384 \\
 &= 0,00543
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$\rho < \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,00543$ , sehingga :

$$\begin{aligned}
 A_{(\text{per m}^2 \text{ arah x})} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00543 \times 1000 \times 725 \\
 &= 3\,938,436 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50 \% \times A_{(\text{per m}^2 \text{ arah x})} \\
 &= 50 \% \times 3\,938,436 \text{ mm}^2 \\
 &= 1\,969,218 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pakai tulangan D 25

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \\
 &= 490,63 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan (n)} &= A_s' / A_s = 3\,938,436 / 490,63 \\
 &= 8,027 \text{ batang} \approx 9 \text{ batang}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan pada arah X dengan D 25-125 mm.

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \\
 &= 490,63 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \text{ pakai} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 a &= \frac{490,63 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 6,59 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n \text{ ada}} &= A_s \text{ pakai} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 9 \times 490,63 \times 390 \times \left( 725 - \frac{6,59}{2} \right) \\
 &= 124\,285\,6336 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$= 1\,242,856 \text{ kNm} > M_n = 505,871 \text{ kN} \dots \text{Aman!!!!}$$

Tulangan Pier arah Y

Desain terhadap lentur :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 14\,648,084 \text{ kN} \\
 A_{\text{pondasi}} &= 10,50 \times 4,50 \text{ m} = 47,25 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$M_{ux} = M_{maks} = 0 \text{ kNm} \quad 569,737$$

$$\begin{aligned} \omega &= 1/6 \times b \times h^2 \\ &= 1/6 \times 10,50 \times 4,50^2 \\ &= 35,437 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{P}{A_{Pondasi}} + \frac{M_{ux}}{\omega} \\ &= \frac{14\,648,084}{47,25} + \frac{0}{35,437} \\ &= 310,012 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{4,50}{2} - \frac{1,00}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1/2 \cdot q_u \cdot Y^2 \\ &= 1/2 \cdot (1,2 \times 310,012) \cdot 1,750^2 \\ &= 569,647 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{Tinggi } d_1 &= 725 - 25 - 16/2 = 692 \text{ mm} \\ k &= \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{569,647 \times 10^6}{1000 \times 692^2} = 1,189 \\ \rho &= \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{\phi \cdot 0,85 f_c'}} \right] \frac{0,85 f_c'}{f_y} \\ &= \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,189}{0,80 \times 0,85 \times 30}} \right] \frac{0,85 \times 30}{390} \\ &= \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,189}{0,80 \times 0,85 \times 30}} \right] \frac{0,85 \times 30}{390} \\ &= \left[ 1 - \sqrt{1 - 0,116625} \right] \times 0,065384 \\ &= 0,00393 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$\rho < \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,00393$ , sehingga :

$$\begin{aligned} A_{(\text{per m}^2 \text{ arah } x)} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00393 \times 1000 \times 725 \\ &= 2\,849,877 \text{ mm}^2 \text{ dipakai tulangan } 6 \end{aligned}$$

D 25

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50 \% \times A_{(\text{per m}^2 \text{ arah } x)} \\ &= 50 \% \times 2\,849,877 \text{ mm}^2 \\ &= 1\,424,938 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai tulangan D 25

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \\ &= 490,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

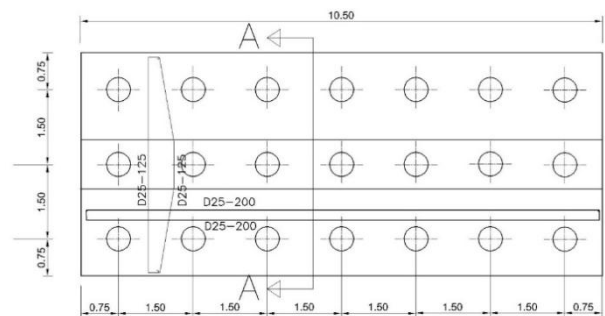
$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan } (n) &= A_{s'}/A_1 = 2\,849,877 / 490,63 \\ &= 5,808 \text{ batang} \approx 6 \text{ batang} \end{aligned}$$

**Dipakai tulangan pada arah Y dengan D 25-200 mm.**

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \\ &= 490,63 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{A_{s \text{ pakai}} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{490,63 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 6,59 \text{ mm} \\ M_{n \text{ ada}} &= A_{s \text{ pakai}} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 6 \times 490,63 \times 390 \times \left( 692 - \frac{6,59}{2} \right) \\ &= 790\,684\,441,90 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$= 790,685 \text{ kNm} > M_n = 505,871 \text{ kNm} \dots \text{Aman!!!!}$$

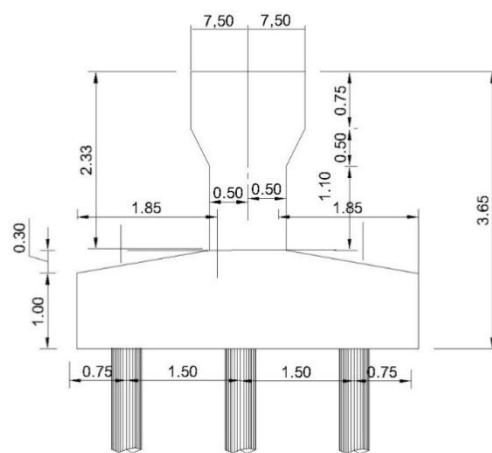
Maka dipakai besi D 25-125 dan D25-200, disesuaikan dengan kondisi gambar lapangan seperti gambar dibawah ini :



Gambar 4.15 Hasil Penulangan Pier Arah X dan Arah Y

### Penulangan Dinding Pier :

Untuk menghitung penulangan dapat dijelaskan sebagai gambar dibawah ini :



Gambar 4.16 Penulangan Pier Arah X dan Arah Y

Menghitung Penulangan dengan tulangan minimum :

$$\begin{aligned} \text{Tebal dinding } (h) &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Tebal selimut beton } (ds) &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka

$$d = h - d_s = 1000 - 75 = 925 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 390 = 0,00359$$

$\rho > \rho_{\min}$  maka dipakai  $\rho = 0,0188$

$$A_{st} = \rho b d^2$$

$$= 0,00359 \times 1000 \times 925 = 3320,75 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan dia.25 mm

$$A_1 = \frac{1}{4} \pi d^2$$

$$A_1 = \frac{1}{4} \times 3,1416 \times 25^2 = 490,875 \text{ mm}^2$$

Maka jumlah tulangan sebagai berikut :

$$n = 3320,75 / 490,875 = 6,764 \approx 7 \text{ batang}$$

pakai tulangan bagian belakang dengan D 25 – 150 mm)

Tulangan bagi diambil 50 % dari tulangan utama

$$A_{s'} = 50 \% \times 3320,75 = 1660,375 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan dia.19 mm

$$A_1 = \frac{1}{4} \pi d^2$$

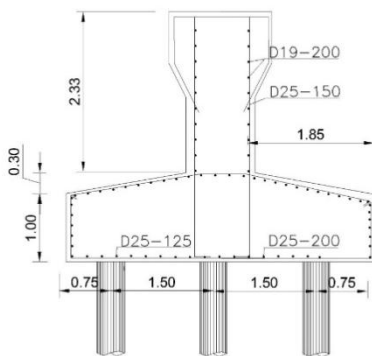
$$A_1 = \frac{1}{4} \times 3,1416 \times 19^2 = 283,5294 \text{ mm}^2$$

Maka jumlah tulangan sebagai berikut :

$$n = 1660,375 / 283,5294 = 5,856 \approx 6 \text{ batang}$$

pakai tulangan D19 – 200 mm)

Tulangan bagian depan dipakai D19-200 mm



Gambar Penulangan Dinding Arah X dan Y

#### 4. SIMPULAN

1. Hasil perhitungan kapasitas daya dukung ijin tiang pancang pada titik BH-2 dari data SPT pada kedalaman 46 m yaitu  $Q_{\text{ijin}} = 573,028 \text{ kN}$
2. Dari perhitungan daya dukung kelompok tiang, didapat kapasitas kelompok ijin tiang BH 2 ( $Q_g$ ) = 40 346,18 kN > beban yang dipikul pada pondasi Pier BH-2),  $P = 14\ 648,848 \text{ kN}$ . Jadi dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang pancang

tidak mampu mendukung beban bangunan struktur jembatan Efisiensi kelompok tiang menggunakan metode Converse Labarre Formula sebesar 0.688.

3. 3. Perhitungan dimensi pondasi pieryaitu panjang 11 800 mm, lebar 4500 mm dan tinggi 1300 mm. Kuat geser satu arah daerah Y *pile cap*  $\phi V_c = 2\ 233,681 \text{ kN} > V_u = 1\ 429,93 \text{ kN}$ , kuat geser satu arah daerah X pada pier  $\phi V_c = 2\ 233,681 \text{ kN} > V_u = 1\ 429,93 \text{ kN}$ , kuat geser dua arah pada pier  $\phi V_c = 17\ 571,624 \text{ kN} > V_u = 9\ 982,192 \text{ kN}$ . Hasil perhitungan penulangan pada pier adalah D25-125 mm tulangan bawah dan tulangan atas D19-150 mm pada daerah Y dan D25-200 mm tulangan atas dan bawah pada daerah X sesuai dengan tulangan yang digunakan dilapangan dan untuk dinding pier dipakai tulangan bagian belakang D 25 – 100 dan bagian depan D 19 - 125.

#### 5. DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J. E., 1991, Analisa dan Desain Pondasi, Edisi keempat Jilid 1, Erlangga, Jakarta.
- Das, M. B., 1941, Principles of Foundation Engineering Fourth Edition, Library of Congress Cataloging in Publication Data.
- Hardiyatmo, H. C., 1996, Teknik Pondasi 1, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, H. C., 2002, Teknik Pondasi 2, Edisi Kedua, Beta Offset, Yogyakarta.
- Sardjono, H.S, 1988, Pondasi tiang pancang, jilid 1, penerbit Sinar Jaya Wijaya, Surabaya.
- Sardjono, H.S, 1988, Pondasi tiang pancang, jilid 2, penerbit Sinar Jaya Wijaya, Surabaya.
- Anonim1. 1992. Bridge Management System (BMS). Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jendral Bina Marga, Direktorat Bina Program Jalan
- Anonim2.2011. Manual Konstruksi dan Bangunan. Perencanaan Struktur Beton Pratekan untuk Jembatan. Direktorat Jendral Bina Marga
- Anonim3.2004. Standar Nasional Indonesia. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum
- Anonim4.2005. Standar Nasional Indonesia. Standar Pembebanan untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum

- Setiawan, Agus. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Jakarta : Erlangga
- Supriyadi, Bambang, dan Agus Setyo Muntohar. 2007. *Jembatan*. Yogyakarta: Beta Offset
- Pasaribu, P. M. Ir. 1993. *Perencanaan Balok Komposit dan Jembatan Berdinding Penuh*. Medan: Universitas HKBP Nommensen
- Kh Sunggono V.Ir. 1984. *Buku Teknik Sipil*. Bandung : Nova
- Supriyadi, Bambang, dan Agus Setyo Muntohar. 2007. *Jembatan*. Yogyakarta: Beta Offset
- Anonim1. 1992. Bridge Management System (BMS). *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan*. Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jendral Bina Marga, Direktorat Bina Program Jalan
- Anonim3.2004. Standar Nasional Indonesia. *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan*. Departemen Pekerjaan Umum
- Anonim4.2005. Standar Nasional Indonesia. *Standar Pembebanan untuk Jembatan*. Departemen Pekerjaan Umum
- Setiawan, Agus. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Jakarta : Erlangga
- Supriyadi, Bambang, dan Agus Setyo Muntohar. 2007. *Jembatan*. Yogyakarta: Beta Offset
- Pasaribu, P. M. Ir. 1993. *Perencanaan Balok Komposit dan Jembatan Berdinding Penuh*. Medan: Universitas HKBP Nommensen