

BAB V

ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG

5.1. Umum

Bab ini menguraikan prosedur perhitungan analisis pondasi tiang pancang pada Jembatan Bantar III. Data yang diperlukan dalam analisis pondasi tiang pancang antara lain adalah data karakteristik tanah, data tiang pancang, dan gaya-gaya struktur atas yang bekerja pada pondasi.

5.1.1. Data Karakteristik Tanah

Jenis tanah merupakan tanah *non kohesif* yang diambil dari data tanah pada proyek Jembatan Bantar III Kalipogo, dengan properti tanah seperti pada Tabel 5.1 di bawah ini.



Data karakteristik tanah berdasarkan uji lapangan

elevasi (m)	Type Ukuran Bit dan Ca-Barrel	JENIS TANAH / BATUAN	Kedalaman (m)	Kelom Litologi	Deskripsi Tanah/ Batuan	TANAH							Pengujian Pemertasi Standar								
						Konsistensi				Kepadatan Relatif			Recovery (%)	Depth (m)	*N* - SPT					(Σ Pakulan / 30 cm)	
						Sangat Lunak	Sedang Kaku	Sangat Kaku Keras	Sangat Lepas	Lepas Sedang Padat	Sangat Padat	0			10	20	30	40	50		
																					Sangat Lunak
0	STCB																				
-0.4	MT 73 mm																				
-1																					
-1.5																					
-2	SPT																				
-2.5																					
-3	SPT																				
-3.5																					
-4		PASIR SEDANG KERIKILAN	7.5		Abu-Abu, Padat sampai sangat padat a 1/2 - 2 mm, mengandung banyak fragmen gravel andesitif rounded, a 1 - 80 mm, abu- abu segar, kompak, sangat keras.																
-4.5	SPT																				
-5																					
-5.5																					
-6	SPT																				
-6.5																					
-7																					
-7.5	SPT																				
-8		PASIR SEDANG	1		Abu-Abu Kehitaman sangat padat a 1/8 - 1 mm, ukuran butir relatif seragam.																
-8.5																					
-9	SPT																				
-9.5		PASIR HALUS	1.5		Abu-Abu Kehitaman sangat padat a 1/16 - 1/2 mm, ukuran butir relatif seragam.																
-10																					
-10.5	SPT																				
-11																					
-11.5		PASIR SEDANG KERIKILAN	2.5		Abu-abu Kehitaman a 1/8-1 mm padat,banyak mengandung fragmen gravel andesitif rounded, abu-abu, segar, kompak, padat,sangat keras a 1/2-2cm																
-12	SPT																				
-12.5																					
-13																					
-13.5	SPT																				
-14																					
-14.5		PASIR HALUS KERIKILAN	2.5		Abu-abu Kehitaman a 1/32-1/2 mm padat,banyak mengandung fragmen gravel andesitif rounded, abu-abu, segar, kompak, padat,sangat keras a 1/2-2cm																
-15	SPT																				
-15.5																					
-16																					
-16.5	SPT																				
-17		PASIR SEDANG	3		Abu-Abu a 1/16 - 1 mm, ukuran butir seragam, kepadatan menengah.																
-17.5																					
-18	SPT																				
-18.5																					
-19																					
-19.5	SPT																				
-20		PASIR SEDANG KERIKILAN	2		Abu-abu a 1/4-2 mm padat,banyak mengandung fragmen gravel andesitif abu- abu, subrounded, segar, kompak, keras a 0,5- 2cm																

CHIR PEMBORAN PADA KEDALAMAN 20 M

5.1.2. Data Teknis Tiang Pancang

Data teknis tiang pancang yang dipakai adalah tiang pancang beton prategang bulat berongga berdasarkan spesifikasi standar dari PT. WIKA Beton Indonesia seperti pada Tabel 5.2 di bawah ini.

Tabel 5.2. Data teknis tiang pancang

No	Diameter Luar (d) (mm)	Tebal (t) (mm)	Panjang Tiang (L) (m)	Luas Penampang (A)	Kelas	Kapasitas Momen (ton)		Kapasitas Aksial (ton)
						Retak	Ijin	
1	300	60	6 – 13	452	A2	2,50	3,75	72,60
					A3	3,00	4,50	70,75
					B	3,50	6,30	67,50
					C	4,00	8,00	65,40
2	350	65	6 – 15	582	A1	3,50	5,25	93,10
					A3	4,20	6,30	89,50
					B	5,00	9,00	86,40
					C	6,00	12,00	85,00
3	400	75	6 – 16	765	A2	5,50	8,25	121,10
					A3	6,50	9,75	117,60
					B	7,50	13,50	114,40
					C	9,00	18,00	111,50
4	450	80	6 – 16	929	A1	7,50	11,25	149,50
					A2	8,50	12,75	145,80
					A3	10,00	15,00	143,80
					B	11,00	19,80	139,10
					C	12,50	25,00	134,90
5	500	90	6 – 16	1159	A1	10,50	15,75	185,30
					A2	12,50	18,75	181,70
					A3	14,00	21,00	178,20
					B	15,00	27,00	174,90
					C	17,00	34,00	169,00
6	600	100	6 – 16	1570	A1	17,00	25,50	252,70
					A2	19,00	28,50	249,00
					A3	22,00	33,00	243,20
					B	25,00	45,00	238,30
					C	29,00	58,00	229,50

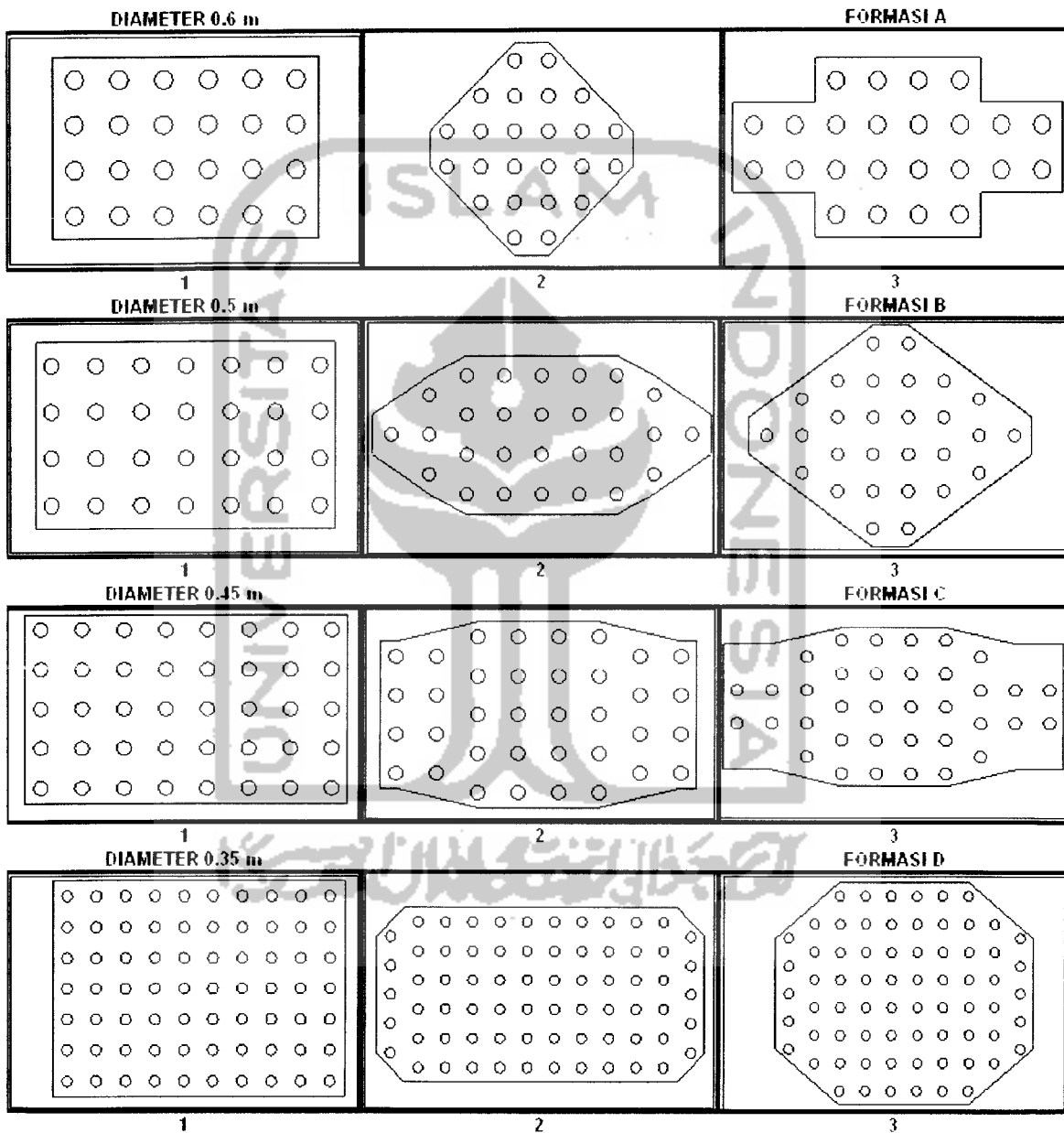
(Sumber: PT WIKA Beton Indonesia)

Susunan kelompok tiang untuk $d = 800 \text{ mm}$

Jarak antar as tiang = $2,75 \cdot d = 2,75 \cdot 0,8 = 2,2 \text{ m}$

Jarak tiang ke tepi *pile cap* = $1,375 \cdot d = 1,375 \cdot 0,8 = 1,1 \text{ m}$

Susunan kelompok formasi lainnya adalah seperti gambar di bawah berikut.



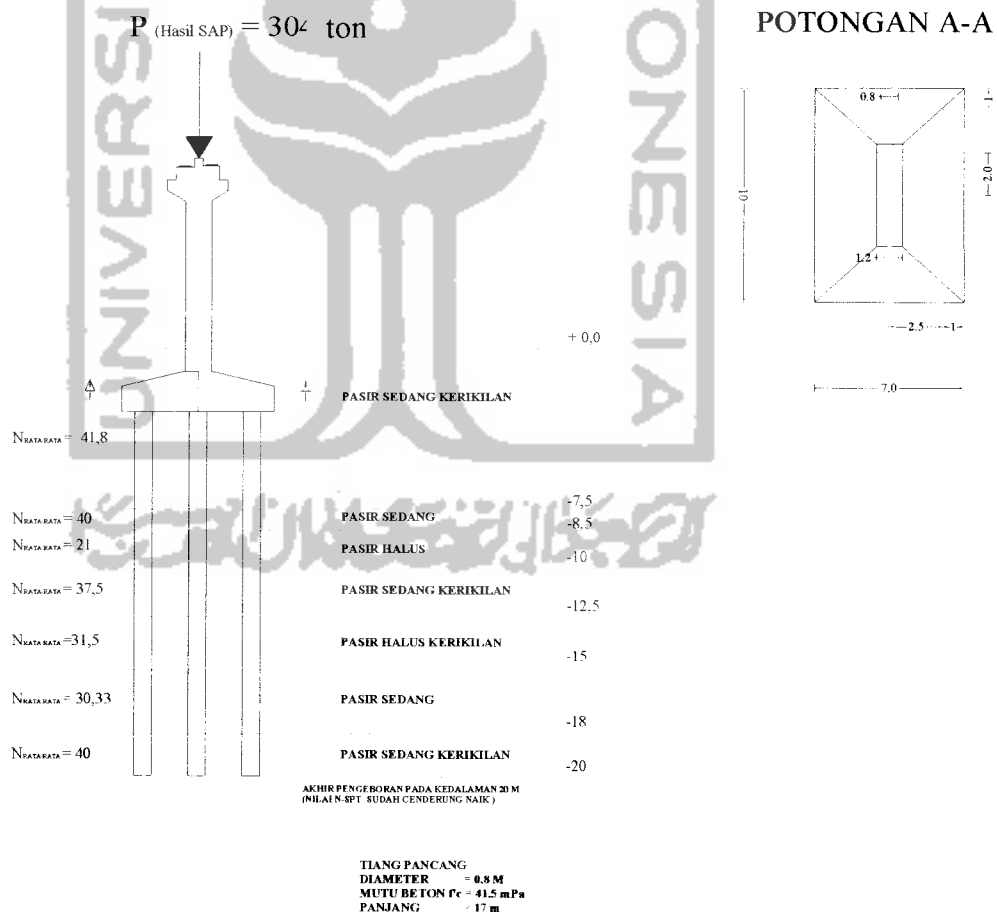
Gambar 5.1 Susunan Formasi Tiang pada Jembatan



Del 5.3. Data teknis formasi tiang pancang

Formasi	diаметer (m)	jumlah tiang	Jarak antar tiang (m)	Jarak tiang terluar dengan pile cap (m)	Dimensi Pile cap		
					Panjang (m)	Lebar (m)	Luas (m ²)
A	1	24	1,5	0,75	9	6	54
	2	24	1,5	0,75	9	9	52,875
	3	24	1,5	0,75	12	6	54
B	1	28	1,5	0,75	10	6	60
	2	28	1,5	0,75	13	6	65,25
	3	28	1,5	0,75	12	9	68,625
C	1	40	1,3	0,5	10,1	6,2	62,62
	2	40	1,3	0,5	10,1	6,2	57,94
	3	40	1,3	0,5	12,7	6,2	70,653
D	1	70	1	0,5	10	7	70
	2	70	1	0,5	12	6	70
	3	70	1	0,5	10	8	70

dan detail pondasi tiang pada Jembatan Bantar III adalah :



Gambar 5.2 Detail Pondasi Tiang Pada Jembatan Bantar III

5.2. Pembebanan Struktur Atas

Perhitungan pembebanan ditentukan berdasarkan pedoman pembebanan Jembatan dan Jalan Raya (PPJIR) Departemen Pekerjaan Umum yang akan dianalisis menggunakan program SAP 2000. Adapun beban-beban yang akan dimasukkan ke Program SAP 2000 adalah sebagai berikut ini.

a. Beban Mati

Beban mati pada jembatan Bantar III meliputi Beban Plat lantai, Beban Lapisan, Beban Plat girder Perkerasan, dan Beban air Hujan

Tabel 5.4. Perhitungan Beban Mati

Jenis	tebal (m)	Berat(T/m ³)	Panjang (m)	Beban (T/m)
Lap. Aspal	0.1	2.2	1	0.22
Beban Plat	0.25	2.4	1	0.6
Plat Girder	0.65	2.4	1.85	2.886
Air Hujan	0.1	1	1	0.1
Jumlah				3.806

b. Beban Hidup + Kejut

Beban hidup pada jembatan Bantar III meliputi Beban Gandar kendaraan, ditambah dengan faktor kejut

Tabel 5.5. Perhitungan Beban Hidup dan Kejut

Jenis		Satuan
Beban Hidup/gandar (P)	10	ton
Faktor Kejut	1.21905805	
beban hidup +kejut (P*K)	12.1905805	ton

c. Beban Angin

Beban angin pada setiap perencanaan jembatan Bantar III tergantung dari beberapa faktor seperti tinggi kendaraan dan jarak antar roda kendaraan

Tabel 5.6. Perhitungan Beban Angin

Jenis		Satuan
Tekanan Angin (p)	0.15	t/m ²
Jarak antara roda kendaraan(x)	1.75	m
Tinggi Kendaraan (h)	2	m
A	0.3	t/m
Va	0.342857143	t/m

d. Beban Rem

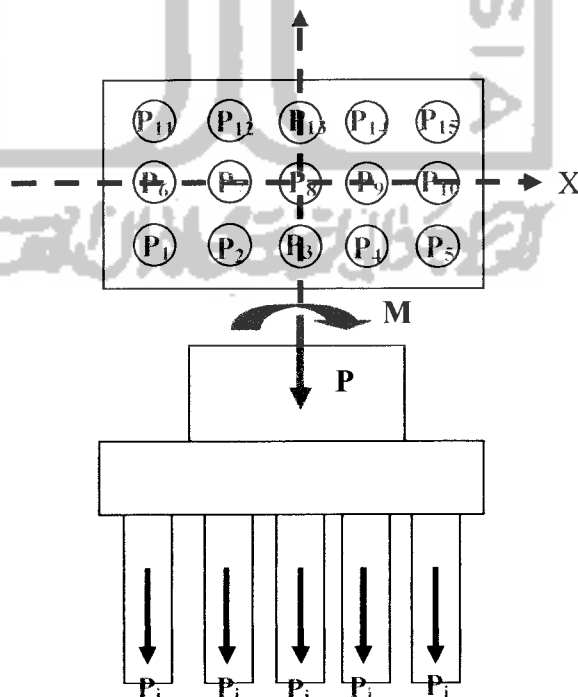
Gaya rem pada arah memanjang lantai jembatan diperhitungkan sebesar 5 % beban mati (beban hidup tanpa koefisien kejut)

Tabel 5.7. Perhitungan Beban Rem

P	12	T
q	2.2	T/m
Lx	41.3	m
Besar D (tanpa kejut)	102.86	ton
Rm	5.143	ton
Lengan Thdp permukaan lantai jembatan	1.8	m
Lengan thdp tampang plat lantai	2.025	m
Mrm	10.414575	tm

Setelah beban – beban di atas didapatkan, maka langkah selanjutnya adalah memasukan beban-beban di atas sebagai input di Program SAP 2000. Adapun hasil perhitungan SAP terdapat di Lampiran 1

Dalam Perhitungan SAP diperoleh beban Axial terbesar yaitu 421,06 ton, yang akan didistribusikan ke masing – masing tiang seperti pada Gambar 5.3



Gambar 5.3 Tampak Atas dan Samping susunan 15 Tiang Pada Jembatan Bantar III

Beban Yang diterima Tiap Tiang (Pi) pada kelompok Tiang pancang dapat ditentukan dengan persamaan 3.43 sebagai berikut :

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

Dengan $P_t = 927,5944$ ton (Hasil Analisis pada lampiran 4)
 $n = 15$

$$M_x = P \cdot n_i \cdot y_i = \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \cdot 17,2,4 \right) \cdot 6 \cdot 2,2 = 270,5725 \text{ Tm}$$

$$M_y = P \cdot n_i \cdot x_i = \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \cdot 17,2,4 \right) \cdot 6 \cdot 4,4 = 450,95424 \text{ Tm}$$

$$\sum x^2 = (6 \cdot (4,4)^2) + (6 \cdot (2,2)^2) = 145,2$$

$$\sum y^2 = (5 \cdot (2,2)^2) + (5 \cdot (-2,2)^2) = 48,4$$

Tabel 5.8 Beban Yang diterima tiap tiang

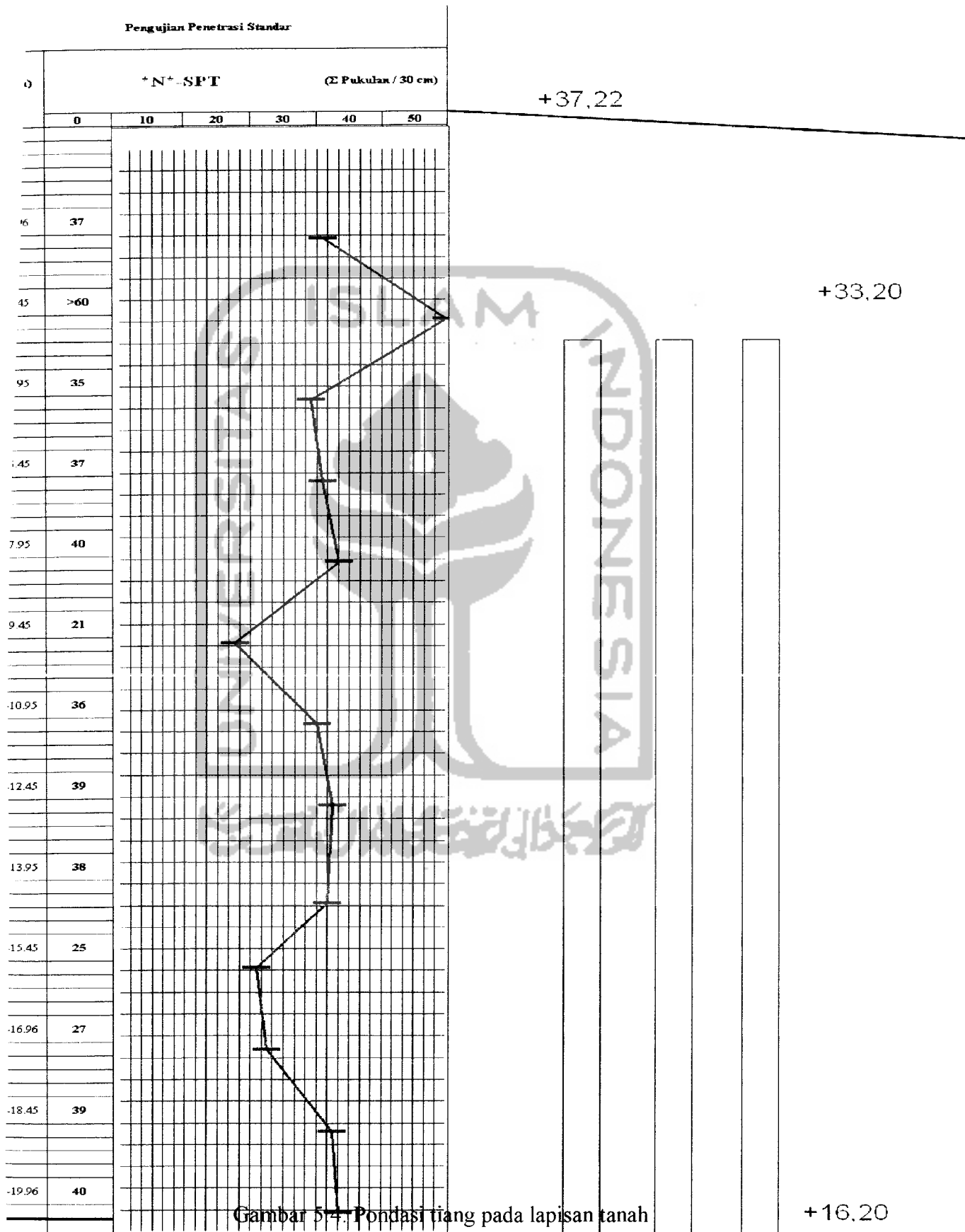
P_i	Beban (ton)
P_1	34,83331394
P_2	40,48012386
P_3	46,12693377
P_4	51,77374369
P_5	34,83331394
P_6	62,00858667
P_7	56,36177675
P_8	62,00858667
P_9	56,36177675
P_{10}	73,3022065
P_{11}	66,59661972
P_{12}	72,24342964
P_{13}	77,89023956
P_{14}	72,24342964
P_{15}	89,18385939

5.3. Desain Pondasi Tiang

Sebagai contoh perhitungan diambil pondasi yang mendukung kolom 15 dengan beban aksial (P) = 927,5944 ton dimensi pier 5000 x 1200 mm, dan formasi A. Data tiang yang dipakai (lihat tabel 5.2):

- Diameter luar (d) = 800 mm, tebal (t) = 75 mm kelas A2.
- Kapasitas aksial ijin tiang (P_a) = 210,3102 ton.
- Kedalaman tanah sampai dengan +16,20 m atau panjang tiang (L) = 17 m.





Gambar 5.4. Pondasi tiang pada lapisan tanah

5.3.1. Kriteria Tiang Pancang

Untuk menghitung angka kelangsingan tiang digunakan persamaan 3.4

$$\lambda = \frac{L * k}{i}$$

Dengan :

$$k = 1,0 \text{ (asumsi jepit-jepit)}$$

$$A = \frac{1}{4} * \pi * D^2 = \frac{1}{4} * \pi * 0,8^2 = 0,5026 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1}{64} * \pi * D^4 = \frac{1}{64} * \pi * 0,8^4 = 0,0201 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,0201}{0,5026}} = 0,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L * k}{i} = \frac{17 * 1,0}{0,2} = 85$$

Angka kelangsingan batas (λ_g) dihitung berdasarkan persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$\lambda_g = \pi * \sqrt{\frac{E}{0,7 * f_c'}}$$

Dengan :

$$E = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ fc}' = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_g = \pi * \sqrt{\frac{2.10^6}{0,7 * 350}} = 283,84$$

$$\lambda_s = \frac{\lambda}{\lambda_g} = \frac{85}{283,84} = 0,299 < 1$$

Berdasarkan nilai λ_s , maka tiang dengan $L = 17 \text{ m}$ tergolong tiang pendek karena $\lambda_s < 1$

5.3.2. Mutu Beton Pondasi Tiang

Untuk menghitung mutu beton pada tiang pancang digunakan persamaan 3.6. Pada Jembatan Bantar III digunakan mutu beton K-350

$$\sigma = \omega * \frac{P}{A} < \sigma_{ijin}$$

Dengan :

$$\omega = 1 \text{ (tiang pendek)}$$

$$P_i = 87,804 \text{ ton (Beban Maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 = 0,5026 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{yud} = \omega \frac{P}{A} = 1 \cdot \frac{87,804}{0,5026} = 174,6996 \text{ ton/m}^2 = 17,46996 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} \text{ K-350} \rightarrow 225 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971)}$$

$$\sigma_{yud} = 17,46996 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} \text{ K-350} = 225 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Aman}$$

5.3.3. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

a. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

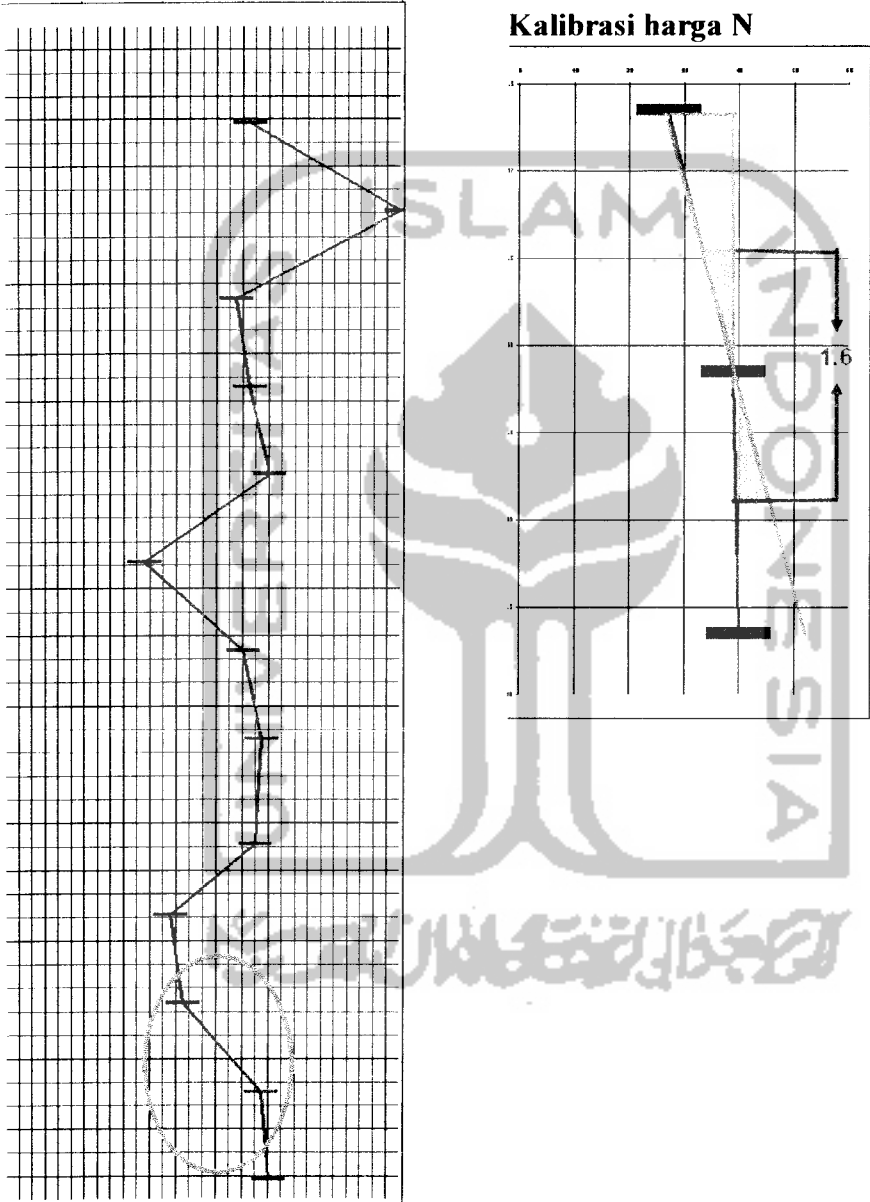
Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) untuk tanah pasir ditentukan dengan formula N-SPT sesuai dengan langkah-langkah sebagai berikut. (Sosrodarsono, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi)

$$\text{Nilai N pada Ujung Tiang} = 40 \text{ blow/30 cm}$$

$$\text{Nilai N rata-rata pada daerah 4 D} = \frac{40 + 39 + 27}{3} = 35,333 \text{ blow/30 cm}$$

$$\text{Nilai } N_{rata-rata} = \frac{N_1 + N_2}{2} = \frac{40 + 35,333}{2} = 37,6667 \text{ blow/30 cm}$$

Dari Data N-SPT di tabel 5.1 dapat diambil data dari ujung tiang dan juga daerah selimut dengan jarak 4D dari Ujung Tiang.



Gambar 5.5. Panjang ekivalen penetrasi

$$\frac{l}{D} = \frac{1,6}{0,8} = 2$$

Dari Gambar 3.9 didapat $\frac{qD}{N} = 14$ (Tiang Pracetak)

$$\frac{qD}{N} = 14$$

$$qD = 14 N = 14 * 37,6667$$

$$= 527,333 \text{ ton/m}^2$$

$$qD.A = 527,333 * \frac{\pi * (0,8^2)}{4} = 264,932 \text{ ton}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

Tabel 5.9. Gaya Geser pada Keliling Permukaan Tiang, digolongkan menurut Lapisan Tanah

Jenis Tiang : **Pracetak**

Kedalaman	Ketebalan Lapisan (m)	Tanah	Harga Rata-rata N	fi (t/m ³)	Li*fi (t/m)
0 - 7,5 m	7,5	Pasir	41,8	8,36	62,7
7,5 - 8,5 m	1	Pasir	40	8	8
8,5 - 10,0 m	1,5	Pasir	21	4,2	6,3
10,0 - 12,5 m	2,5	Pasir	37,5	7,5	18,75
12,5 - 15,0 m	2,5	Pasir	31,5	6,3	15,75
15,0 - 18,0 m	3	Pasir	30,33	6,07	18,2
18,0 - 20,0 m	2	Pasir	40	8	16
ΣLi*Fi					145,7

$$U. \Sigma Li*Fi = \pi * 0,8 * 145,7$$

$$= 365,9984 \text{ Ton}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$R_u = q_d * A + U * \Sigma Li * f_i$$

$$= 527,33 * \frac{\pi * (0,8^2)}{4} + \pi * 0,8 * 145,7$$

$$= 264,9323 + 365,9984$$

$$= 630,9307 \text{ ton}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$R_{ijin} = \frac{Ru}{SF} = \frac{630,9307}{3} = 210,3102 \text{ ton}$$

e. Menurut Teori Meyerhoff (1976)

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung (Q_p) tiang menurut teori Meyerhoff digunakan persamaan 3.26

$$Q_p = A_p * q_p = A_p * (40N) * \frac{L_B}{D} \leq A_p * (400 * N)$$

Dengan :

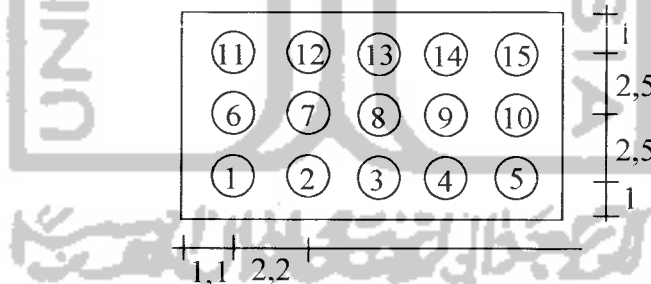
$$A_p = \frac{1}{4} * \pi * D^2 = \frac{1}{4} * \pi * 0,8^2 = 0,5026 \text{ m}^2$$

$$q_p = (40N) * \frac{L_B}{D} = (40 * 40) * \frac{5}{0,8} = 10000 \text{ kN}$$

$$Q_p = A_p * q_p = 0,5026 * 10000 = 5026 \text{ kN} \leq 0,5026 * (400 * 40) = 8041,6 \text{ kN (aman)}$$

5.3.4. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

a. Kapasitas Dukung dengan menggunakan formasi *real* jembatan Bantar III



Gambar 5.6. Susunan 15 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang:

- beban aksial kolom (P) = 421,06 ton (Hasil SAP 2000)
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $10,8 * 6,4 * 1,2 * 2,4 = 199,0656$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $15 * 17 * \frac{1}{4} * \pi * 0,80^2 * 2,4 = 307,4688$ ton

Beban total (P_t) = $421,06 + 199,0656 + 307,4688 = 927,5944$ ton.

$$\text{Maka jumlah tiang (n)} = \frac{P_t}{Q_a} = \frac{927,5944}{210,3102} = 4,4106 \leq 15 \text{ tiang. Ok.}$$

Efisiensi tiang dihitung dengan menggunakan persamaan Converse – Labarre seperti persamaan 3.34 sebagai berikut.

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

dengan $\theta = \text{arc tg } \frac{d}{s} = \text{arc tg } \frac{0,8}{2,2} = 19,9831^\circ$

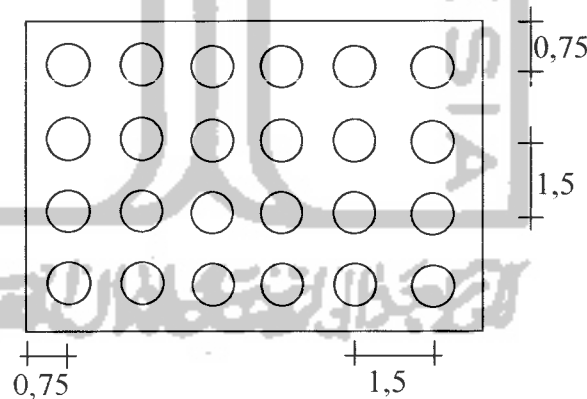
$$E_g = 1 - 19,9831 \cdot \frac{(5-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 5}{90 \cdot 5 \cdot 3} = 0,674$$

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 0,674 \cdot 15 \cdot 210,3102 \\ &= 2127,33854 \text{ ton} > P_t = 927,5944 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

Maka untuk diameter tiang 800 mm dan panjang tiang L = 17 m dapat digunakan 15 Tiang dalam kelompok tiang

b. Kapasitas Dukung dengan menggunakan variasi formasi

- Dicoba diameter 0,6 m (jumlah tiang = 24 buah)



Gambar 5.7. Susunan 24 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang:

- beban aksial kolom (P) = 421,06 ton (Hasil SAP 2000)
- Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,6 m ($L = 17$ m) = 141,1744 ton (Lampiran 5)
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $9 * 6 * 1,2 * 2,4 = 155,52$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $24 * 17 * \frac{1}{4} * \pi * 0,60^2 * 2,4 = 276,722$ ton

Beban total (P_t) = $421,06 + 155,52 + 276,722 = 853,30192$ ton

Maka jumlah tiang (n) = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{853,30192}{141,1744} = 6,044 \leq 24$ tiang. Ok.

Efisiensi tiang dihitung dengan menggunakan persamaan Converse – Labarre seperti persamaan 3.34 sebagai berikut.

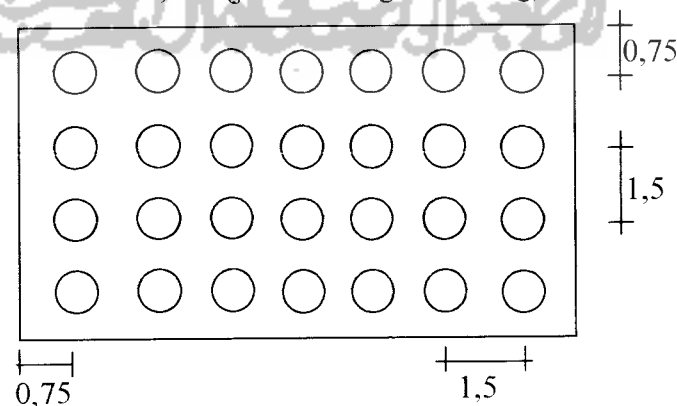
$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(m-1).n' + (n'-1).m}{90 \cdot m.n'}$$

dengan $\theta = \arcsin \frac{d}{s} = \arcsin \frac{0,6}{1,5} = 21,8014^\circ$

$$E_g = 1 - 21,8014 \cdot \frac{(6-1) \cdot 4 + (4-1) \cdot 6}{90 \cdot 6 \cdot 4} = 0,61645$$

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 0,61645 \cdot 24 \cdot 141,1744 \\ &= 2088,6696 \text{ ton} > P_t = 853,30192 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

- Dicoba diameter 0,5 m (jumlah tiang = 28 tiang)



Gambar 5.8. Susunan 28 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang:

- beban aksial kolom (P) = 421,06 ton (Hasil SAP 2000)
- Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,5 m ($L = 17$ m) = 110,746 ton (Lampiran 5)
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $10 * 6 * 1,2 * 2,4 = 172,8$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $28 * 17 * \frac{1}{4} * \pi * 0,50^2 * 2,4 = 224,196$ ton

Beban total (P_t) = $421,06 + 172,8 + 224,196 = 818,056$ ton

Maka jumlah tiang (n) = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{818,056}{110,746} = 7,387 \leq 28$ tiang. Ok.

Efisiensi tiang dihitung dengan menggunakan persamaan Converse – Labarre seperti persamaan 3.34 sebagai berikut.

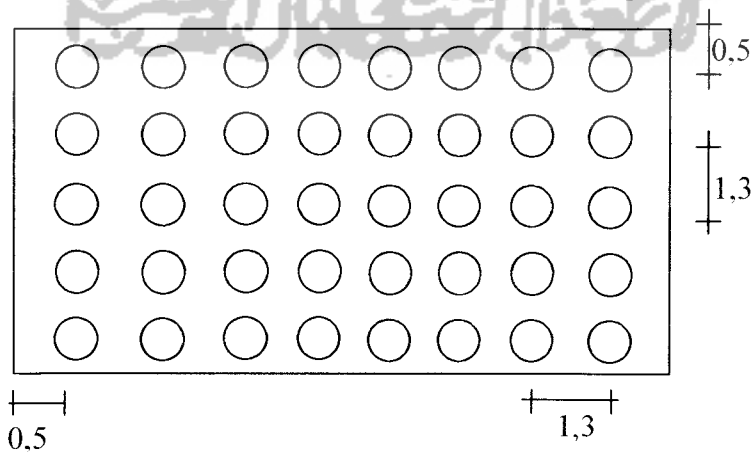
$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(m-1) \cdot n' + (n'-1) \cdot m}{90^\circ \cdot m \cdot n'}$$

dengan $\theta = \arctan \frac{d}{s} = \arctan \frac{0,5}{1,5} = 18,435^\circ$

$$E_g = 1 - 18,435 * \frac{(7-1) * 4 + (4-1) * 7}{90 * 6 * 4} = 0,61645$$

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g * n * Q_a \\ &= 0,61645 * 24 * 141,1744 \\ &= 2088,6696 \text{ ton} > P_t = 818,056 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

- Dicoba diameter 0,45 m (jumlah tiang = 40 tiang)



Gambar 5.9. Susunan 40 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang:

- beban aksial kolom (P) = 421,06 ton (Hasil SAP 2000)
- Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,45 m (L = 17 m) = 96,56 ton (Lampiran 5)
- berat *pile cap* (W_{pc}) = 10,1 * 6,2 * 1,2 * 2,4 = 180,3456 ton
- berat tiang (W_{tiang}) = 40 * 17 * $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,45^2 \cdot 2,4$ = 259,4268 ton

Beban total (P_t) = 421,06 + 180,3456 + 259,4268 = 860,8324 ton

Maka jumlah tiang (n) = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{860,8324}{96,56} = 8,9143 \leq 40$ tiang. Ok.

Efisiensi tiang dihitung dengan menggunakan persamaan Converse – Labarre seperti persamaan 3.34 sebagai berikut.

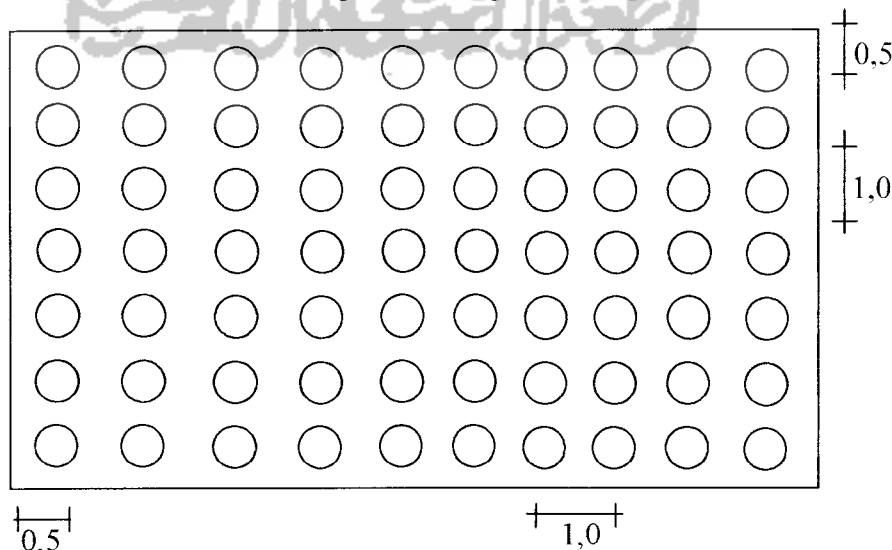
$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(m-1).n' + (n'-1).m}{90^\circ . m . n'}$$

dengan $\theta = \arcsin \frac{d}{s} = \arcsin \frac{0,45}{1,3} = 19,0935^\circ$

$$E_g = 1 - 19,0935 \cdot \frac{(8-1) \cdot 5 + (5-1) \cdot 8}{90 \cdot 8 \cdot 5} = 0,6646$$

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 0,6646 \cdot 40 \cdot 96,56 \\ &= 2490,067 \text{ ton} > P_t = 860,8324 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

- Dicoba diameter 0,45 m (jumlah tiang = 70 tiang)



Gambar 5.10. Susunan 70 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang:

- beban aksial kolom (P) = 421,06 ton (Hasil SAP 2000)
- Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,35 m ($L = 17$ m) = 70,2799 ton (Lampiran 5)
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $10 * 7 * 1,2 * 2,4 = 201,6$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $70 * 17 * \frac{1}{4} * \pi * 0,35^2 * 2,4 = 274,6401$ ton

Beban total (P_t) = $421,06 + 201,6 + 274,6401 = 897,3001$ ton

Maka jumlah tiang (n) = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{897,3001}{70,2799} = 12,76787 \leq 70$ tiang. Ok.

Efisiensi tiang dihitung dengan menggunakan persamaan Converse – Labarre seperti persamaan 3.34 sebagai berikut.

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

dengan $\theta = \arctg \frac{d}{s} = \arctg \frac{0,35}{1,0} = 19,29^\circ$

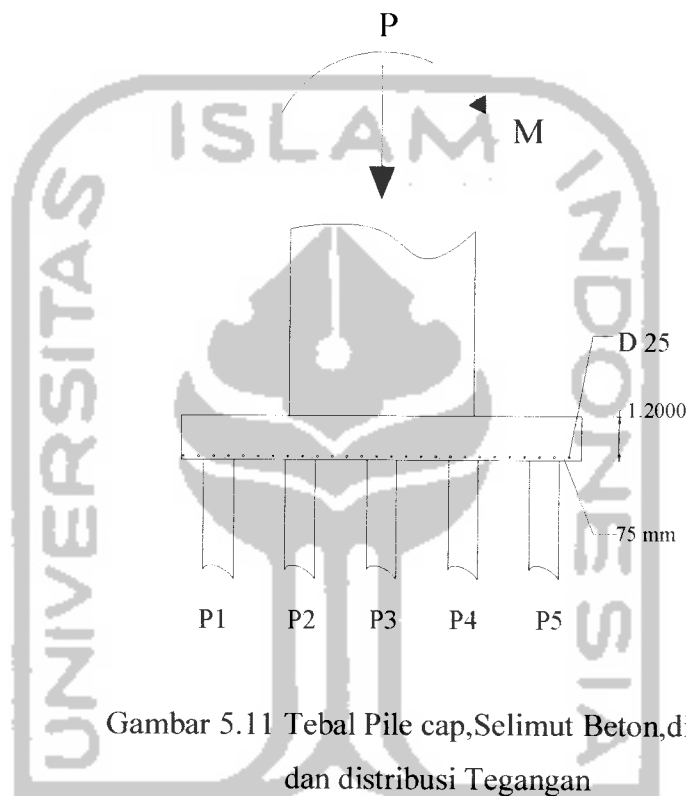
$$E_g = 1 - 19,29 * \frac{(10-1) * 7 + (7-1) * 10}{90 * 10 * 7} = 0,62334$$

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g * n * Q_a \\ &= 0,62334 * 70 * 70,2799 \\ &= 3066,7165 \text{ ton} > P_t = 897,3001 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

Untuk kapasitas dukung desain formasi lainnya dapat dilihat pada lampiran.....

5.4. Desain Pile Cap

Dimensi kolom /pier head 1,2 x 5 m. Tebal pile cap (t) = 1,2 m dengan diameter tulangan (D) = 25 mm. Tebal selimut beton dibawah (clear cover) = 75 mm, sehingga tebal efektif pile cap (d') = 1200 – 75 – (25/2) = 1125 mm. Mutu Beton f'c = 45 mPa dan fy = 400 mPa



Gambar 5.11 Tebal Pile cap, Selimut Beton, diameter Tulangan, dan distribusi Tegangan

Beban yang harus didukung oleh tiang (P_i) dirumuskan sebagai berikut :

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

Dengan : $P_t = 930,1288$ ton (Hasil Analisis pada lampiran 4)

$$n = 15$$

$$M_x = \text{Momen Struktur} = 307,4688 \text{ Tm}$$

$$M_y = \text{Momen Struktur} = 409,9584 \text{ Tm}$$

$$\sum x^2 = (6 \cdot (4,4)^2) + (6 \cdot (2,2)^2) = 145,2$$

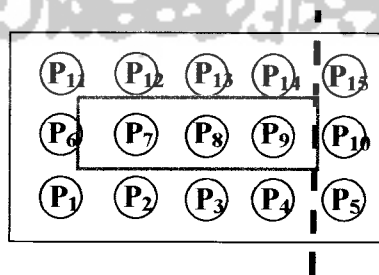
$$\sum y^2 = (5 \cdot (2,2)^2) + (5 \cdot (-2,2)^2) = 48,4$$

Tabel 5.10 Beban Yang diterima tiap tiang

P_i	Beban (ton)
P_1	34,83331394
P_2	40,48012386
P_3	46,12693377
P_4	51,77374369
P_5	34,83331394
P_6	62,00858667
P_7	56,36177675
P_8	62,00858667
P_9	56,36177675
P_{10}	73,3022065
P_{11}	66,59661972
P_{12}	72,24342964
P_{13}	77,89023956
P_{14}	72,24342964
P_{15}	89,18385939

5.4.1. Cek geser Satu Arah

Bidang geser satu arah terletak pada jarak d' dari muka kolom. Kuat geser beton (V_c) ditentukan berdasarkan persamaan 3.44 sebagai berikut :



Gambar 5.12 Bidang Geser Satu Arah

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b * d' * \Phi, \text{ untuk beban aksial dan lentur } \Phi = 0,65 \text{ (SNI 03-2487-1992)}$$

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{41,5} * 6400 * 1112,5 * 0,65$$

$$\Phi V_c = 4968,967 \text{ kN}$$

V_u dihitung berdasarkan tiang yang berada di luar bidang kritis satu arah.

Dari gambar 5.10 terlihat 3 tiang (P_5, P_{10}, P_{15}) berada di luar bidang kritis satu arah sehingga :

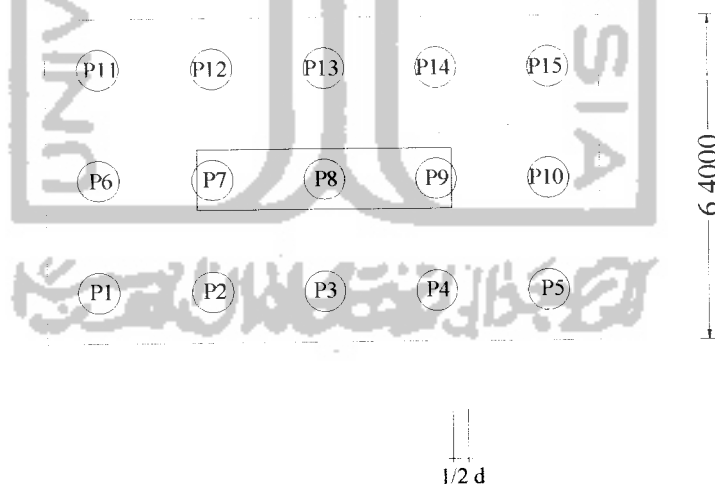
$$V_u = P_5 + P_{10} + P_{15} = 34,833 + 73,302 + 89,184 = 197,319 \text{ ton} = 1973,19 \text{ kN}$$

$\Phi V_c > V_u$, maka tebal pile cap aman terhadap geser satu arah

5.4.2. Cek Geser dua arah

Perimeter kritis (b_o) terletak pada jarak $\frac{1}{2} d'$ dari kolom

$$b_o = 2(5 + 1,125) + 2(1,2 \cdot 1,125) = 16,85 \text{ m}$$



Gambar 5.13 Bidang Geser dua arah

Kuat geser Beton (V_c) diambil yang paling kecil dari 3 persamaan (3.45, 3.46, 3.47) sebagai berikut :

$$V_c = \frac{1}{12} * \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d' = \frac{1}{12} * \left(2 + \frac{4}{1} \right) = 0,5$$

$$V_c = \frac{1}{12} * \left(\frac{\alpha_s * d'}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d' = \frac{1}{12} * \left(\frac{30 * 1112,5}{16850} + 2 \right) = 0,3317 \quad (\text{menentukan})$$

$$V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_o * d' = V_c = \frac{1}{3} = 0,3333$$

Sehingga dipakai

$$V_c = \frac{1}{12} * \left(\frac{\alpha_s * d'}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d' = \frac{1}{12} * \left(\frac{30 * 1112,5}{16850} + 2 \right) * \sqrt{41,5} * 16850 * 1112,5$$

$$= 40059,31358 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 0,65 * 40059,31358 = 26038,5538 \text{ kN}$$

Vu dihitung berdasarkan tiang yang berada di luar bidang kritis dua arah

Dari Gambar 5.13 terlihat semua tiang kecuali P₇, P₈, P₉ berada di luar bidang kritis dua arah, sehingga :

$$V_u = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_{10} + P_{11} + P_{12} + P_{13} + P_{14} + P_{15}$$

$$= 34,833 + 40,4801 + 46,127 + 51,774 + 34,833 + 62,009 + 73,302 +$$

$$66,597 + 72,243 + 77,890 + 72,243 + 89,184$$

$$= 721,5154 \text{ ton} = 7215,154 \text{ kN}$$

$\Phi V_c = 26038,5538 \text{ kN} > 7188,439 \text{ kN}$,maka tebal pile cap aman terhadap geser dua arah.

5.4.3.Desain Lentur

Momen Ultimate (Mu) ditentukan berdasarkan pada sisi bagian kritis momen geser satu arah.

$$V_u = P_5 + P_{10} + P_{15} = 34,833 + 73,302 + 89,184 = 197,319 \text{ ton} = 1973,19 \text{ kN}$$

$$\text{Jarak Lengan momen} = 4,4 \text{ m}$$

$$M_u = 1973,19 * 4,4 = 8682,052 \text{ kNm} = 868,2052 \text{ tm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 * f'_c} = \frac{400}{0,85 * 41,5} = 11,33947$$

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi * b * d'^2} = \frac{868,2052}{0,65 * 6400 * (1112,5)^2} = 0,3504$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,33947} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1,33947 * 0,3504}{400}} \right) = 0,00088$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

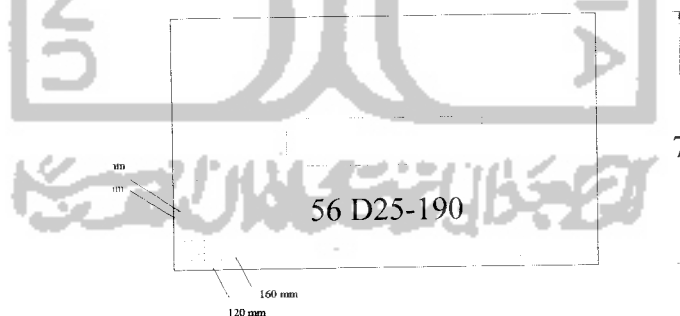
Karena $\rho < \rho_{\min}$ maka ρ pakai = $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas Tulangan Perlu, $A_s = 0,0035 * 7000 * 1112,5 = 27256,25 \text{ mm}^2$

Dipakai 56 D25, $A_s = 27488,936 \text{ mm}^2$

Spasi Tulangan (s) = $\frac{7000 - 2 * 1125}{25} = 190 \text{ mm}$

Sehingga Tulangan yang dipakai 56 D25 – 190



Gambar 5.14 Tulangan Lentur *Pile Cap*

5.5 Penurunan Pondasi Tiang

Perhitungan penurunan (settlement) pada pondasi tiang didasarkan pada penurunan tiang tunggal dan kelompok tiang

5.5.1 Penurunan tiang Tunggal

Penurunan tiang tunggal pada tanah pasir dihitung berdasarkan metode semi empiris maupun empiris sebagai berikut :

1. Metode Semi Empiris

Berdasarkan persamaan 3.37 maka penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

Penurunan akibat deformasi aksial tiang (S_s) dihitung dengan persamaan 3.50 sebagai berikut

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha * Q_s) * L}{A * E_p}$$

$$S_s = \frac{210,3102 * 17}{0,5024 * (2.10^6)} = 0,003558 \text{ m}$$

Penurunan dari ujung Tiang (S_p) dihitung dengan persamaan 3.51 sebagai berikut .

$$S_p = \frac{C_p * Q_p}{d * q_p}$$

$$= \frac{0,03 * 210,3102}{0,8 * 527,333} = 0,01941 \text{ m}$$

Penurunan Akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (S_{ps}) dihitung dengan persamaan 3.52 sebagai berikut.

$$S_p = \left(\frac{P_t}{p.L} \right) * \frac{d}{E_s} * (1 - V_s^2) * I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 * \sqrt{\frac{L}{d}} = 2 + 0,35 * \sqrt{\frac{17}{0,8}} = 3,61342$$

$$S_p = \left(\frac{P_t}{p * L} \right) * \frac{d}{E_s} * (1 - V_s^2) * I_{ws}$$

$$\left(\frac{825,5344}{2,512.17} \right) * \frac{0,8}{1350} * (1 - 0,20_s^2) * 3,61342 = 0,041444 \text{ m}$$

Penurunan Total untuk tiang tunggal adalah sebagai berikut :

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,003558 + 0,01941 + 0,041444 = 0,064944 \text{ m}$$

2. Metode Empiris

Berdasarkan Persamaan 3.41 maka penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q.L}{A_p * E_p}$$

$$S = \frac{0,8}{100} + \frac{210,3102 * 17}{0,5024 * (2.10^6)} = 0,0158 \text{ m}$$

5.5.2 Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan pada kelompok Tiang dapat ditentukan dengan persamaan 3.54 sebagai berikut

$$S_g = S * \sqrt{\frac{B_g}{d}}$$

$$S_g = 0,064944 * \sqrt{\frac{10,6}{0,8}} = 0,230189 \text{ m}$$

Analog untuk formasi A (diameter 60 mm), formasi B (diameter 50 mm), formasi C (diameter 45 mm), dan formasi D (diameter 35 mm). Panjang tiang 10 sampai dengan 17 m. Hasil perhitungan selengkapnya dilampirkan dalam tabel 5.11 sampai dengan 5.21

Tabel 5.11 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal untuk variasi formasi A , B , C dan D

Formasi		Kapasitas dukung tunggal (ton)							
		L (m)							
		10	11	12	13	14	15	16	17
A (600mm)	1	113.5424	108.9266	112.7365	111.4177	123.3601	127.17	132.194	141.1744
	2	113.5424	108.9266	112.7365	111.4177	123.3601	127.17	132.194	141.1744
	3	113.5424	108.9266	112.7365	111.4177	123.3601	127.17	132.194	141.1744
B (500mm)	1	88.02467	85.36875	88.54364	87.62781	96.45033	99.62522	103.8119	110.7461
	2	88.02467	85.36875	88.54364	87.62781	96.45033	99.62522	103.8119	110.7461
	3	88.02467	85.36875	88.54364	87.62781	96.45033	99.62522	103.8119	110.7461
C (450mm)	1	76.2549	74.40034	77.25774	76.51591	83.9479	86.8053	90.5733	96.56678
	2	76.2549	74.40034	77.25774	76.51591	83.9479	86.8053	90.5733	96.56678
	3	76.2549	74.40034	77.25774	76.51591	83.9479	86.8053	90.5733	96.56678
D (350mm)	1	54.69357	54.08454	56.30696	55.8582	60.84797	63.07039	66.00106	70.278
	2	54.69357	54.08454	56.30696	55.8582	60.84797	63.07039	66.00106	70.278
	3	54.69357	54.08454	56.30696	55.8582	60.84797	63.07039	66.00106	70.278

Tabel 5.12 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok untuk variasi formasi A , B , C dan D

Formasi		Kapasitas dukung kelompok (ton)							
		L (m)							
		10	11	12	13	14	15	16	17
A (600mm)	1	1679.855	1611.565	1667.932	1648.42	1825.108	1881.475	1955.805	2088.67
	2	1624.847	1558.792	1613.313	1594.441	1765.343	1819.864	1891.76	2020.274
	3	1652.351	1585.179	1640.623	1621.43	1795.226	1850.67	1923.783	2054.472
B (500mm)	1	1653.326	1603.441	1663.073	1645.872	1811.581	1871.213	1949.849	2080.091
	2	1707.417	1655.9	1717.483	1699.719	1870.849	1932.433	2013.642	2148.144
	3	1665.346	1615.098	1675.164	1657.838	1824.752	1884.818	1964.026	2095.214
C (450mm)	1	1966.305	1918.484	1992.165	1973.036	2164.677	2238.358	2335.519	2490.067
	2	2047.193	1997.404	2074.116	2054.2	2253.725	2330.436	2431.595	2592.5
	3	2047.193	1997.404	2074.116	2054.2	2253.725	2330.436	2431.595	2592.5
D (350mm)	1	2386.66	2360.084	2457.063	2437.481	2655.219	2752.199	2880.084	3066.717
	2	2734.433	2703.984	2815.095	2792.659	3042.125	3153.236	3299.756	3513.584
	3	2700.241	2670.173	2779.895	2757.74	3004.086	3113.808	3258.496	3469.651

10	24	113.5424	0.6	0.2826	0.002009	0.04	5.34	0.015019	739.3576	1.884	3.420083	0.00812	9	0.287108
11	24	108.9266	0.6	0.2826	0.00212	0.04	4.13	0.017593	755.6354	1.884	3.49861	0.008394	9	0.280905
12	24	112.7365	0.6	0.2826	0.002394	0.04	4.13	0.018198	771.9131	1.884	3.555248	0.009375	9	0.275021
13	24	111.4177	0.6	0.2826	0.002563	0.04	3.99	0.018616	788.1909	1.884	3.629161	0.009566	9	0.263473
14	24	123.9601	0.6	0.2826	0.003096	0.04	4.65	0.016945	804.4686	1.884	3.690661	0.009629	9	0.260697
15	24	127.17	0.6	0.2826	0.003375	0.04	4.65	0.017468	820.7464	1.884	3.75	0.009375	9	0.259524
16	24	132.194	0.6	0.2826	0.003742	0.04	4.65	0.018169	837.0242	1.884	3.807392	0.009742	9	0.256641
17	24	141.1744	0.6	0.2826	0.004246	0.04	5.27	0.017848	853.3019	1.884	3.863017	0.010246	9	0.256641

Formasi B1

L (m)	n	Diameter (m)	Qa (fton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (fton)	Sp (m)	Pt (fton)	P (m)	Iws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tany	
																Empiris	Sy
10	28	88.02467	0.5	0.19625	0.002243	0.04	5.04	0.013972	725.74	1.57	3.565248	1350	0.2	0.058697	0.074812	0.007243	0.334571
11	28	86.36875	0.5	0.19625	0.002393	0.04	4.13	0.016536	738.928	1.57	3.641846	1350	0.2	0.065401	0.074329	0.007393	0.332412
12	28	88.54364	0.5	0.19625	0.002707	0.04	4.13	0.017151	752.116	1.57	3.714643	1350	0.2	0.062726	0.072686	0.007707	0.324609
13	28	87.62781	0.5	0.19625	0.002902	0.04	3.99	0.017589	765.304	1.57	3.784657	1350	0.2	0.060457	0.070929	0.007902	0.317205
14	28	96.45033	0.5	0.19625	0.00344	0.04	4.65	0.015898	778.492	1.57	3.862026	1350	0.2	0.048609	0.067848	0.00844	0.303424
15	28	99.62522	0.5	0.19625	0.003807	0.04	4.65	0.016422	791.68	1.57	3.917029	1350	0.2	0.046819	0.067048	0.008807	0.299849
16	28	103.8119	0.5	0.19625	0.004232	0.04	4.65	0.017112	804.868	1.57	3.979899	1350	0.2	0.04534	0.066684	0.009232	0.296822
17	28	110.7461	0.5	0.19625	0.004797	0.04	5.27	0.018801	818.056	1.57	4.040833	1350	0.2	0.044037	0.065634	0.009797	0.293524

Formasi C1

L (m)	n	Diameter (m)	Qa (fton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (fton)	Sp (m)	Pt (fton)	P (m)	Iws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tany	
																Empiris	Sy
10	40	76.2649	0.45	0.158963	0.002399	0.04	5.04	0.013449	754.0096	1.413	3.649916	1350	0.2	0.062326	0.078173	0.008899	0.37035
11	40	74.40034	0.45	0.158963	0.002574	0.04	4.13	0.016013	769.27	1.413	3.730446	1350	0.2	0.069082	0.077869	0.007074	0.367962
12	40	77.25774	0.45	0.158963	0.002916	0.04	4.13	0.016628	784.5304	1.413	3.807392	1350	0.2	0.066372	0.075916	0.007416	0.359667
13	40	76.51591	0.45	0.158963	0.003129	0.04	3.99	0.017046	815.0512	1.413	3.881193	1350	0.2	0.065108	0.075263	0.007629	0.356667
14	40	83.9479	0.45	0.158963	0.003697	0.04	4.65	0.016375	815.0512	1.413	3.952207	1350	0.2	0.052108	0.07118	0.008197	0.337218
15	40	86.8053	0.45	0.158963	0.004096	0.04	4.65	0.016998	830.3116	1.413	4.020726	1350	0.2	0.060404	0.070398	0.008596	0.333513
16	40	90.5733	0.45	0.158963	0.004558	0.04	4.65	0.016599	845.572	1.413	4.066997	1350	0.2	0.048915	0.070062	0.009068	0.331922
17	40	96.56678	0.45	0.158963	0.006164	0.04	5.27	0.016278	860.8324	1.413	4.151227	1350	0.2	0.047605	0.069046	0.009664	0.327111

Formasi D1

L (m)	n	Diameter (m)	Qa (fton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (fton)	Sp (m)	Pt (fton)	P (m)	Iws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tany	
																Empiris	Sy
10	70	54.69357	0.35	0.096163	0.002844	0.04	5.04	0.012402	784.213	1.099	3.870829	1350	0.2	0.068746	0.083992	0.006344	0.448955
11	70	54.08454	0.35	0.096163	0.003093	0.04	4.13	0.014966	800.3683	1.099	3.962142	1350	0.2	0.065288	0.083348	0.006593	0.445513
12	70	56.30696	0.35	0.096163	0.003513	0.04	4.13	0.015581	816.5236	1.099	4.04939	1350	0.2	0.0624	0.081495	0.007013	0.436607
13	70	55.8592	0.35	0.096163	0.003776	0.04	3.99	0.015998	832.6789	1.099	4.133073	1350	0.2	0.059954	0.079729	0.007276	0.426168
14	70	60.84797	0.35	0.096163	0.004429	0.04	4.65	0.014328	848.8342	1.099	4.213594	1350	0.2	0.057857	0.078615	0.007929	0.409523
15	70	63.07039	0.35	0.096163	0.004919	0.04	4.65	0.014852	864.9895	1.099	4.291288	1350	0.2	0.060042	0.075813	0.008419	0.405237
16	70	66.00106	0.35	0.096163	0.005491	0.04	4.65	0.015542	881.1448	1.099	4.366432	1350	0.2	0.054458	0.075491	0.008891	0.403515
17	70	70.278	0.35	0.096163	0.006212	0.04	5.27	0.015231	897.3001	1.099	4.439262	1350	0.2	0.053065	0.074508	0.009712	0.398261

10	24	113.5424	0.6	0.2826	0.002009	0.04	504	0.015019	736.1176	1.884	3.420093	0.0612	3	0.286204
11	24	108.9266	0.6	0.2826	0.00212	0.04	413	0.017593	752.9954	1.884	3.49861	0.0612	3	0.280061
12	24	112.7365	0.6	0.2826	0.002394	0.04	413	0.018198	768.6731	1.884	3.565248	0.0612	3	0.274228
13	24	111.4177	0.6	0.2826	0.002563	0.04	399	0.018616	784.9509	1.884	3.629161	0.0612	3	0.267274
14	24	123.3601	0.6	0.2826	0.003056	0.04	485.3333	0.016945	801.2286	1.884	3.690661	0.0612	3	0.259987
15	24	127.17	0.6	0.2826	0.003375	0.04	485.3333	0.017488	817.5064	1.884	3.75	0.0612	3	0.258847
16	24	132.194	0.6	0.2826	0.003742	0.04	485.3333	0.018169	833.7842	1.884	3.807392	0.0612	3	0.254456
17	24	141.1744	0.6	0.2826	0.004246	0.04	527.3333	0.017848	847.364	1.884	3.863017	0.0612	3	0.254456

Formasi B2

L (m)	n	Diameter (m)	Qa (ton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (ton)	Sp (m)	Pt (ton)	p (m)	lws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tiang	
																Emplris	By Sj
10	24	88.02467	0.5	0.19625	0.002243	0.04	504	0.013972	740.86	1.57	3.565248	1350	0.2	0.059818	0.076033	0.007243	0.395079
11	28	85.36875	0.5	0.19625	0.002393	0.04	413	0.016536	754.046	1.57	3.641646	1350	0.2	0.056634	0.075463	0.007393	0.392118
12	28	88.54364	0.5	0.19625	0.002707	0.04	413	0.017151	767.236	1.57	3.714643	1350	0.2	0.053786	0.073645	0.007707	0.38267
13	28	87.62781	0.5	0.19625	0.002902	0.04	399	0.017589	780.424	1.57	3.784657	1350	0.2	0.051454	0.071926	0.007902	0.373739
14	28	96.45033	0.5	0.19625	0.00344	0.04	485.3333	0.015898	801.2286	1.57	3.852026	1350	0.2	0.049826	0.069265	0.00844	0.359909
15	28	99.62522	0.5	0.19625	0.003807	0.04	485.3333	0.016422	806.8	1.57	3.917029	1350	0.2	0.047713	0.067942	0.008607	0.353039
16	28	103.8119	0.5	0.19625	0.004232	0.04	485.3333	0.017112	819.988	1.57	3.979889	1350	0.2	0.046192	0.067536	0.009232	0.350926
17	28	110.7461	0.5	0.19625	0.004797	0.04	527.3333	0.016801	833.176	1.57	4.048833	1350	0.2	0.04486	0.066448	0.009797	0.345274

Formasi C2

L (m)	n	Diameter (m)	Qa (ton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (ton)	Sp (m)	Pt (ton)	p (m)	lws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tiang	
																Emplris	By Sj
10	40	76.2549	0.45	0.158963	0.002399	0.04	504	0.013449	740.5312	1.413	3.649916	1350	0.2	0.061212	0.077059	0.006899	0.365071
11	40	74.40034	0.45	0.158963	0.002574	0.04	413	0.016013	755.7916	1.413	3.730446	1350	0.2	0.058047	0.076634	0.007074	0.363058
12	40	77.25774	0.45	0.158963	0.002916	0.04	413	0.016628	771.052	1.413	3.807392	1350	0.2	0.055404	0.074948	0.007416	0.355069
13	40	76.51691	0.45	0.158963	0.003129	0.04	399	0.017046	786.3124	1.413	3.881193	1350	0.2	0.053165	0.07334	0.007629	0.347451
14	40	83.9479	0.45	0.158963	0.003697	0.04	485.3333	0.015375	801.5728	1.413	3.952207	1350	0.2	0.051246	0.070318	0.008197	0.333136
15	40	86.8053	0.45	0.158963	0.004096	0.04	485.3333	0.015898	816.8332	1.413	4.020726	1350	0.2	0.049566	0.069579	0.008596	0.329636
16	40	90.5733	0.45	0.158963	0.004568	0.04	485.3333	0.016589	832.0936	1.413	4.086997	1350	0.2	0.048135	0.069262	0.009058	0.326228
17	40	96.56678	0.45	0.158963	0.005164	0.04	527.3333	0.016278	847.364	1.413	4.151227	1350	0.2	0.04686	0.068301	0.009664	0.323568

Formasi D2

L (m)	n	Diameter (m)	Qa (ton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (ton)	Sp (m)	Pt (ton)	p (m)	lws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tiang	
																Emplris	By Sj
10	70	54.89357	0.35	0.096163	0.002844	0.04	504	0.012402	784.213	1.099	3.870829	1350	0.2	0.068746	0.083992	0.006344	0.491805
11	70	54.08454	0.35	0.096163	0.003093	0.04	413	0.014966	800.3663	1.099	3.962142	1350	0.2	0.065288	0.083348	0.006593	0.486035
12	70	56.30696	0.35	0.096163	0.003513	0.04	413	0.015581	816.5236	1.099	4.04939	1350	0.2	0.0624	0.081495	0.007013	0.477184
13	70	55.8682	0.35	0.096163	0.003776	0.04	399	0.015999	832.6789	1.099	4.133073	1350	0.2	0.059954	0.079729	0.007276	0.466844
14	70	60.84797	0.35	0.096163	0.004429	0.04	485.3333	0.014328	848.8342	1.099	4.213594	1350	0.2	0.057857	0.076615	0.007929	0.44861
15	70	63.07039	0.35	0.096163	0.004919	0.04	485.3333	0.014852	864.9895	1.099	4.291288	1350	0.2	0.056042	0.075513	0.008419	0.443915
16	70	66.00106	0.35	0.096163	0.005491	0.04	485.3333	0.015542	881.1448	1.099	4.366432	1350	0.2	0.054468	0.075491	0.008991	0.442028
17	70	70.278	0.35	0.096163	0.006212	0.04	527.3333	0.015231	897.3001	1.099	4.439262	1350	0.2	0.053065	0.074508	0.009712	0.436273

10	113.5424	0.6	0.2626	0.002009	0.04	504	0.015019	739.3576	1.864	3.420604	1360	0.2	0.054428	0.074131	0.00812	12	0.331524
11	108.9266	0.6	0.2626	0.00212	0.04	413	0.017583	755.6364	1.884	3.49861	1360	0.2	0.051938	0.072529	0.008384	12	0.324362
12	112.7365	0.6	0.2626	0.002384	0.04	413	0.018198	771.9131	1.884	3.565248	1360	0.2	0.049831	0.07101	0.008563	12	0.317567
13	111.4177	0.6	0.2626	0.002563	0.04	389	0.018616	786.1909	1.884	3.629161	1360	0.2	0.048028	0.068029	0.009056	12	0.304233
14	123.3601	0.6	0.2626	0.003056	0.04	485.3333	0.016945	804.4686	1.884	3.690661	1360	0.2	0.046468	0.067312	0.009375	12	0.301027
15	127.17	0.6	0.2626	0.003375	0.04	485.3333	0.017468	820.7464	1.884	3.75	1360	0.2	0.045108	0.067009	0.009742	12	0.299672
16	132.194	0.6	0.2626	0.003742	0.04	485.3333	0.018159	837.0242	1.884	3.807392	1360	0.2	0.043913	0.066606	0.010246	12	0.295189
17	141.1744	0.6	0.2626	0.004246	0.04	527.3333	0.017848	853.3019	1.884	3.863017	1360	0.2	0.043913	0.066606	0.010246	12	0.295189

Formasi B3

L (m)	n	Diameter (mm)	Qa (ton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (ton)	Sp (m)	Pt (ton)	p (m)	lws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tiang		
																Empiris	By Sy	
10	28	88.02467	0.5	0.19625	0.002243	0.04	504	0.013972	750.98	1.57	3.565248	1360	0.2	0.060603	0.076818	0.007243	10.5	0.352024
11	28	85.36875	0.5	0.19625	0.002393	0.04	413	0.016536	763.768	1.57	3.641646	1360	0.2	0.057263	0.076192	0.007393	10.5	0.349155
12	28	88.54364	0.5	0.19625	0.002707	0.04	413	0.017151	776.956	1.57	3.714643	1360	0.2	0.054468	0.074326	0.007707	10.5	0.340505
13	28	87.62781	0.5	0.19625	0.002902	0.04	389	0.017569	790.144	1.57	3.784667	1360	0.2	0.052095	0.072567	0.007902	10.5	0.332544
14	28	96.45033	0.5	0.19625	0.00344	0.04	485.3333	0.015888	803.332	1.57	3.852026	1360	0.2	0.050057	0.069396	0.00844	10.5	0.318011
15	28	99.62522	0.5	0.19625	0.003807	0.04	485.3333	0.016422	816.52	1.57	3.917029	1360	0.2	0.048288	0.068517	0.008807	10.5	0.313985
16	28	103.8119	0.5	0.19625	0.004232	0.04	485.3333	0.017112	829.708	1.57	3.979899	1360	0.2	0.04674	0.068083	0.009232	10.5	0.311997
17	28	110.7461	0.5	0.19625	0.004797	0.04	527.3333	0.016801	842.896	1.57	4.040833	1360	0.2	0.045374	0.066971	0.009797	10.5	0.306901

Formasi C3

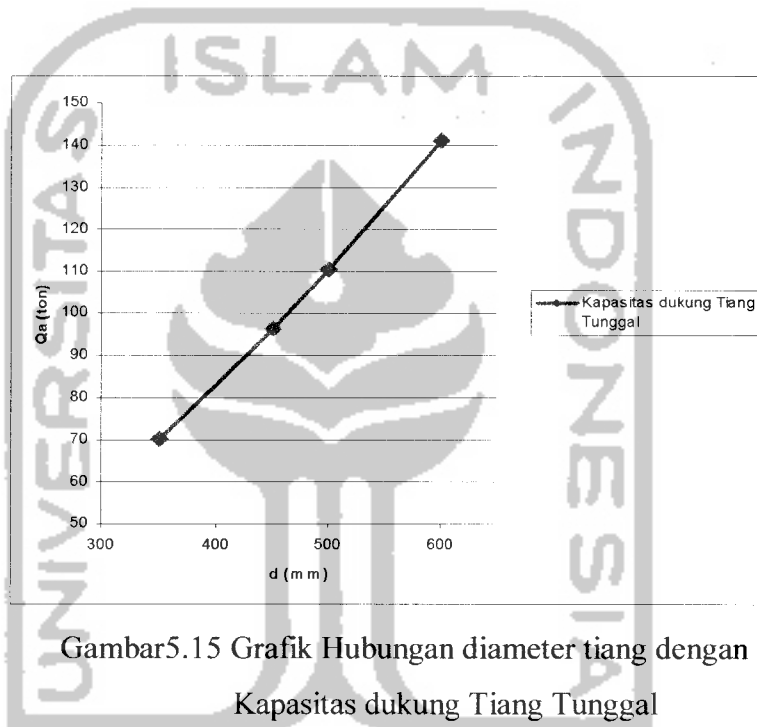
L (m)	n	Diameter (mm)	Qa (ton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (ton)	Sp (m)	Pt (ton)	p (m)	lws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tiang		
																Empiris	By Sy	
10	40	76.2549	0.45	0.158963	0.002389	0.04	504	0.013449	777.1446	1.413	3.649916	1360	0.2	0.064238	0.080085	0.006899	12.7	0.425451
11	40	74.40034	0.45	0.158963	0.002574	0.04	413	0.016013	792.405	1.413	3.730446	1360	0.2	0.060989	0.079446	0.007074	12.7	0.422053
12	40	77.25774	0.45	0.158963	0.002916	0.04	413	0.016828	807.6654	1.413	3.807392	1360	0.2	0.058034	0.077578	0.007416	12.7	0.412132
13	40	76.51591	0.45	0.158963	0.003129	0.04	389	0.017046	822.9258	1.413	3.881193	1360	0.2	0.05664	0.075815	0.007629	12.7	0.402766
14	40	83.9479	0.45	0.158963	0.003697	0.04	485.3333	0.015375	838.1862	1.413	3.952207	1360	0.2	0.053587	0.072659	0.008197	12.7	0.386997
15	40	86.8053	0.45	0.158963	0.004096	0.04	485.3333	0.015889	853.4466	1.413	4.020726	1360	0.2	0.051808	0.071802	0.008596	12.7	0.381445
16	40	90.5733	0.45	0.158963	0.004558	0.04	485.3333	0.016389	868.707	1.413	4.088997	1360	0.2	0.050263	0.0714	0.009058	12.7	0.37931
17	40	96.56678	0.45	0.158963	0.005164	0.04	527.3333	0.016278	883.9874	1.413	4.151227	1360	0.2	0.048886	0.070326	0.009664	12.7	0.373603

Formasi D3

L (m)	n	Diameter (mm)	Qa (ton)	Ap (m ²)	Ss (m)	Cp	qd (ton)	Sp (m)	Pt (ton)	p (m)	lws	Es	Vs	Sps (m)	S total (m)	S kelompok Tiang		
																Empiris	By Sy	
10	70	54.69357	0.35	0.096163	0.002844	0.04	504	0.012402	784.213	1.099	3.870829	1360	0.2	0.068746	0.083892	0.006344	10	0.446955
11	70	54.08454	0.35	0.096163	0.003093	0.04	413	0.014966	800.3683	1.099	3.962142	1360	0.2	0.065288	0.083348	0.006593	10	0.445513
12	70	56.30696	0.35	0.096163	0.003513	0.04	413	0.015581	816.5236	1.099	4.04939	1360	0.2	0.0624	0.081495	0.007013	10	0.436607
13	70	56.8682	0.35	0.096163	0.003776	0.04	389	0.015999	832.6789	1.099	4.133073	1360	0.2	0.059964	0.079729	0.007276	10	0.426168
14	70	60.84797	0.35	0.096163	0.004429	0.04	485.3333	0.014328	848.8342	1.099	4.213594	1360	0.2	0.057857	0.078615	0.007929	10	0.409523
15	70	63.07039	0.35	0.096163	0.004919	0.04	485.3333	0.014862	864.9895	1.099	4.291288	1360	0.2	0.056042	0.075813	0.008419	10	0.405237
16	70	66.00106	0.35	0.096163	0.005491	0.04	485.3333	0.015542	881.1448	1.099	4.366432	1360	0.2	0.054458	0.075491	0.008991	10	0.403515
17	70	70.278	0.35	0.096163	0.006212	0.04	527.3333	0.015231	897.3001	1.099	4.439262	1360	0.2	0.053065	0.074508	0.009712	10	0.396261

Tabel 5.16 Kapasitas dukung Tiang Tunggal terhadap diameter dengan panjang tiang (L) = 17 m

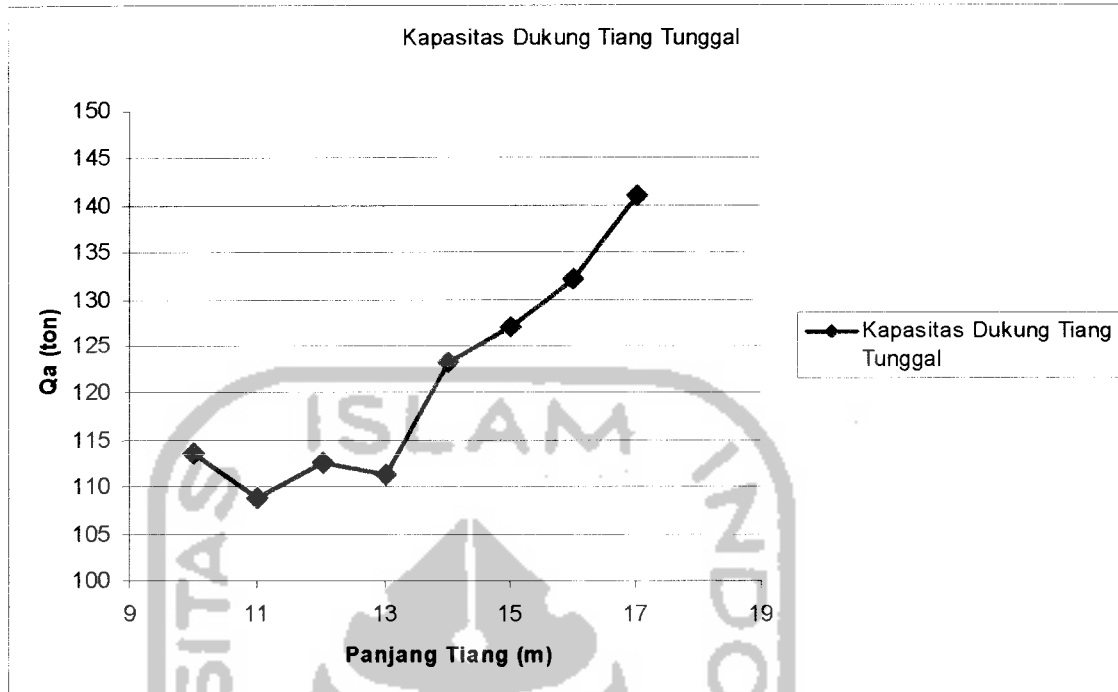
d (mm)	L (m)	Kapasitas dukung Tiang Tunggal (Qa)
350	17	70.27799722
450	17	96.566775
500	17	110.7460556
600	17	141.1744



Gambar 5.15 Grafik Hubungan diameter tiang dengan Kapasitas dukung Tiang Tunggal

Tabel 5.17 Kapasitas dukung tiang Tunggal terhadap panjang tiang dengan diameter Tiang (d) = 600 mm

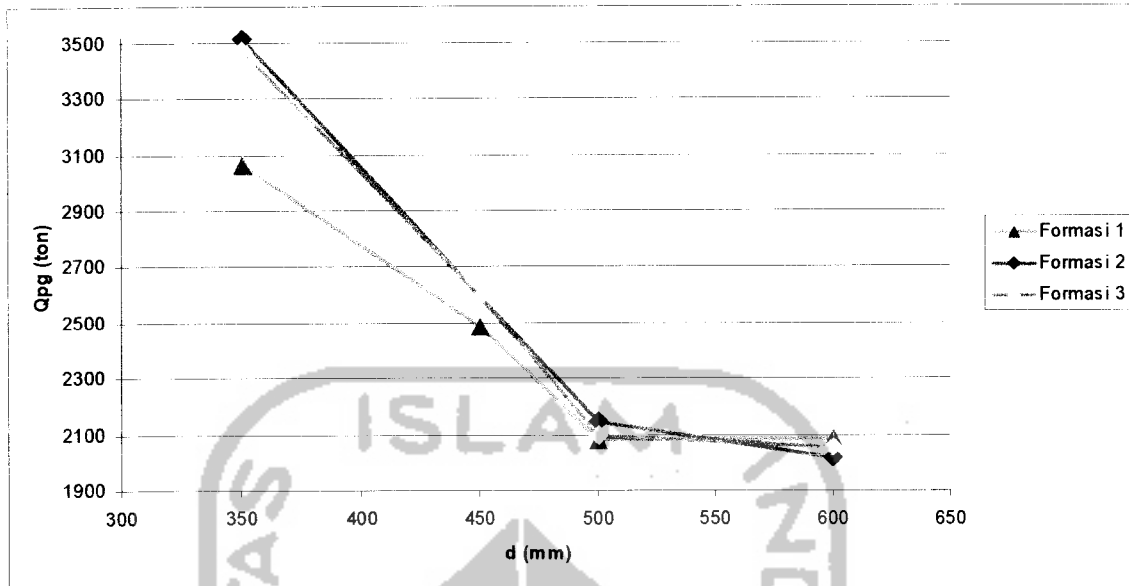
d (mm)	L (m)	Kapasitas dukung Tiang Tunggal (Qa)
600	10	113.5424
600	11	108.9266
600	12	112.7364667
600	13	111.4176667
600	14	123.3601333
600	15	127.17
600	16	132.194
600	17	141.1744



Gambar 5.16 Grafik Hubungan panjang Tiang dengan Kapasitas dukung Tiang Tunggal

Tabel 5.18 Kapasitas dukung kelompok tiang terhadap diameter dengan panjang Tiang (L) = 17 m untuk formasi 1,2 dan 3

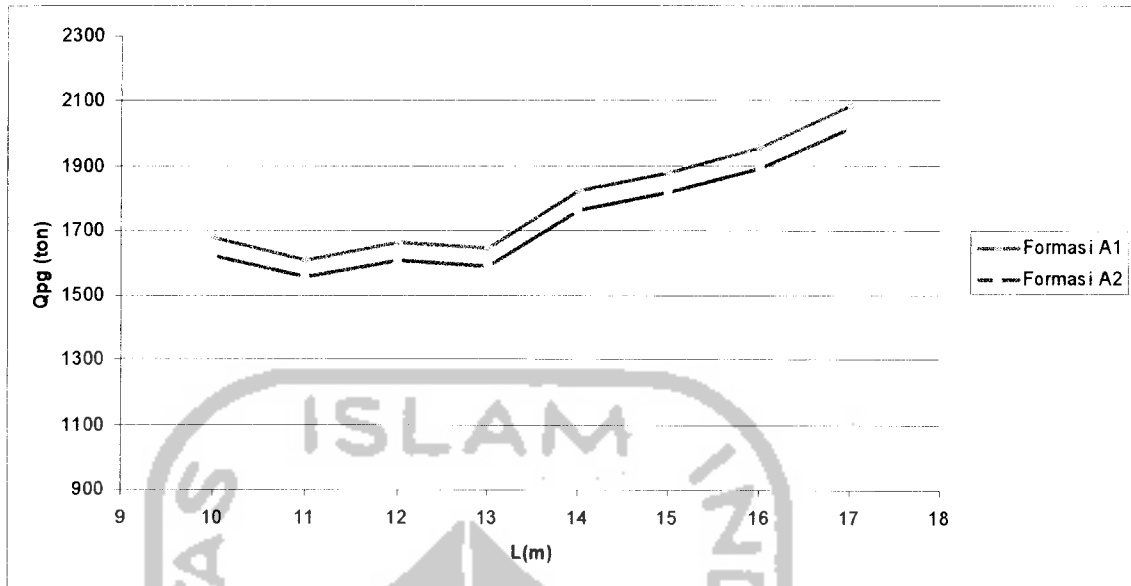
d (mm)	L (m)	Kapasitas dukung Kelompok Tiang (Q_{pg})		
		Formasi 1	Formasi 2	Formasi 3
350	17	3066.716526	3513.584146	3469.650532
450	17	2490.066607	2592.499771	2592.499771
500	17	2080.090622	2148.143885	2095.213569
600	17	2088.669663	2020.274087	2054.471875



Gambar 5.17 Grafik Hubungan diameter dengan Kapasitas dukung kelompok Tiang

Tabel 5.19 Kapasitas dukung tiang Tunggal terhadap panjang tiang dengan diameter Tiang (d) = 600 mm

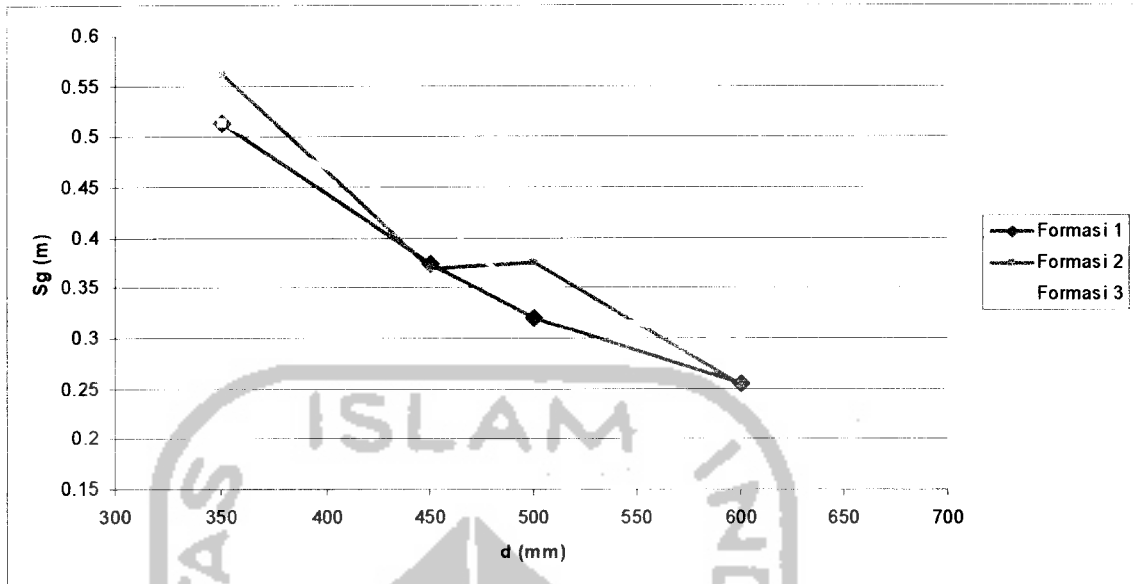
L (m)	d (mm)	Kapasitas dukung Kelompok Tiang (Q_{pg})	
		Formasi A1	Formasi A2
10	600	1679.855316	1624.846775
11	600	1611.564738	1558.79244
12	600	1667.931564	1613.313478
13	600	1648.419971	1594.440811
14	600	1825.108292	1765.343297
15	600	1881.475119	1819.864336
16	600	1955.805	1891.760211
17	600	2088.669663	2020.274087



Gambar 5.18 Grafik Hubungan Panjang Tiang dengan Kapasitas dukung kelompok Tiang

Tabel 5.20 Penurunan Kelompok tiang terhadap diameter tiang dengan panjang tiang (L) = 17 m untuk formasi 1,2 dan 3

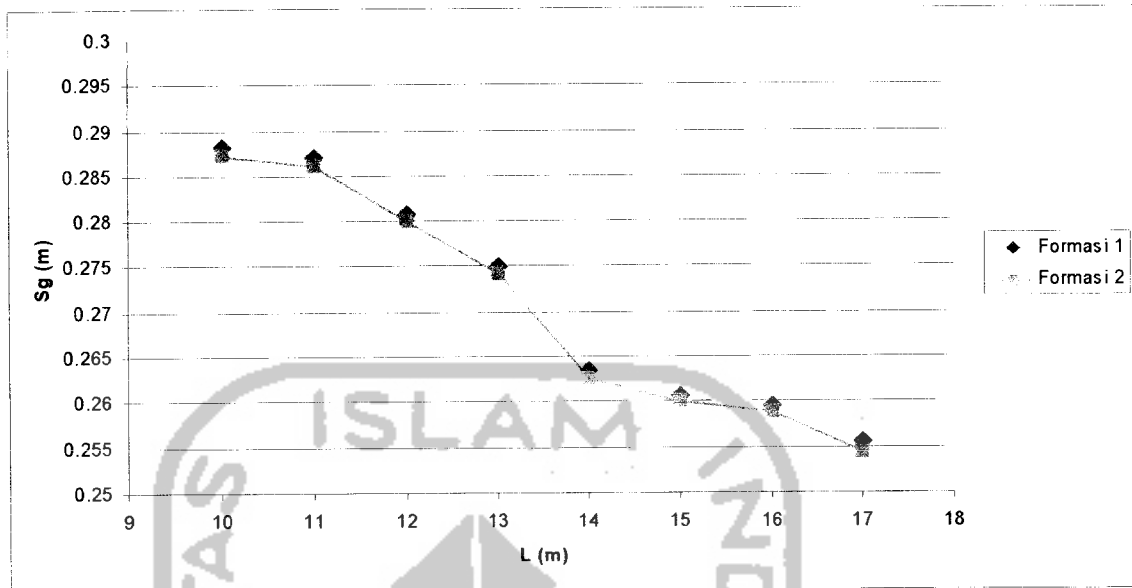
L (m)	d (mm)	Penurunan Kelompok Tiang (Sg)		
		Formasi 1	Formasi 2	Formasi 3
17	350	0.513887037	0.562935044	0.513887037
17	450	0.374033782	0.370502535	0.426219518
17	500	0.320062577	0.376108361	0.334094156
17	600	0.255641371	0.254455885	0.295189228



Gambar 5.19 Grafik Hubungan diameter Tiang dengan penurunan kelompok Tiang

Tabel 5.21 Penurunan Kelompok tiang terhadap panjang tiang dengan diameter tiang (d) = 600 mm untuk formasi 1 dan 2

L (m)	d (mm)	Penurunan Kelompok Tiang (Sg)	
		Formasi 1	Formasi 2
10	600	0.28830923	0.287334803
11	600	0.287108161	0.2862043
12	600	0.280905423	0.280061104
13	600	0.275021045	0.274227701
14	600	0.263473395	0.262724235
15	600	0.26069713	0.259986672
16	600	0.259523679	0.258847431
17	600	0.255641371	0.254455885



Gambar 5.20 Grafik Hubungan panjang Tiang dengan penurunan kelompok Tiang

