

ANALISA DAYA DUKUNG TIANG PANCANG MENGGUNAKAN METODE SCHERTMAN – NOTINGHAM (STUDI KASUS PELABUHAN TANJUNG PERAK SURABAYA)

Oleh:
Noor Salim *)

Abstrak

Tanjung perak Surabaya adalah sebuah kawasan pantai yang dibangun sebagai kawasan pelabuhan,. Sebagai fungsi nya kawasan ini banyak didirikan bangunan pantai seperti dermaga dan bangunan bangunan fasilitas pelabuhan lainnya. Kondisi seperti ini membuat daerah ini perlu untuk mendapatkan penelitian yang baik dan analisa yang baik bagaimana daya dukung tanah didaerah ini. Banyak metode yang bisa dipakai untuk menganalisa daya dukung tanah diantaranya adalah metode Schmertman – Notingham. Metode ini digunakan untuk menganalisa daya dukung tiang pancang. Studi ini bertujuan untuk analisa daya dukung tiang di Pelabuhan tanjung Priuk surabaya. Hasil penelitian didapat bahwa tanah keras berada pada kedalaman 16 s/d 22 m. Daya dukung tanah untuk diameter tiang pancang 30 centimeter adalah 20 ton.

Kata kunci ; Daya Dukung Tiang pancang, Tanjung Priuk Surabaya

Pendahuluan

Tanjung perak Surabaya adalah sebuah kawasan pantai yang dibangun sebagai kawasan pelabuhan,. Sebagai fungsi nya kawasan ini banyak didirikan bangunan pantai seperti dermaga dan bangunan bangunan fasilitas pelabuhan lainnya. Kondisi seperti ini membuat daerah ini perlu untuk mendapatkan penelitian yang baik dan analisa yang baik bagaimana daya dukung tanah didaerah ini. Banyak metode yang bisa dipakai untuk menganalisa daya dukung tanah diantaranya adalah metode Schmertman – Notingham. Metode ini digunakan untuk menganalisa daya dukung tiang pancang. Studi ini bertujuan untuk analisa daya dukung tiang di Pelabuhan tanjung Priuk surabaya.

Tinjauan Pustaka

Banyak perumusan yang dapat dipakai untuk menentukan daya dukung,salah satu diantaranya adalah perumusan yang diberikan oleh Schmertman – Notingham. Schmertman – Notingham untuk penyelidikan tanah menggunakan CPT menyarankan bahwa Daya dukung ujung menurut carat bugemen.

$$Q_p = \frac{qc_1 + qc_2}{2} A_p$$

Dimana

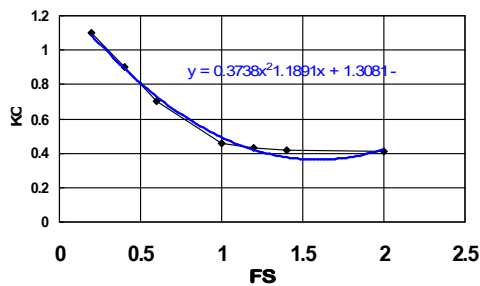
Qp	= daya dukung ujung tiang
qc1	= nilai qc rata rata 0.7 D – 4 D dibawah ujung tiang
qc2	= nilai qc rata rata 8 D diatas ujung tiang
Ap	= Luas proyeksi penampang tiang
D	= diameter tiang.

Untuk perhitungan terhadap gaya geser tanah Schmertman – Notingham menganjurkan cara perhitungan sebagai berikut:

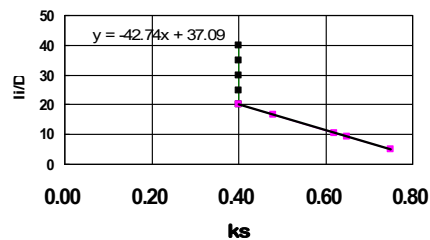
$$Q_s = K_{sc} \left\{ \sum_{z=0}^{8D} \frac{z}{d} f_s \cdot A_s + \sum_{z=8D}^L f_s \cdot A_s \right\}$$

Dimana

- $K_{s,c}$ = faktor koreksi f_s dengan harga K_c untuk lempung dan K_s untuk pasir
- z = kedalaman dimana f_s diambil
- D = diameter tiang
- A_s = Luas bidang kontak tiap interval kedalaman f_s
- L = panjang total tiang



(a)



(b)

Gambar 1 (a) Nilai K_c vs f_s . (b) Nilai K_s vs z/D

Metodologi penelitian

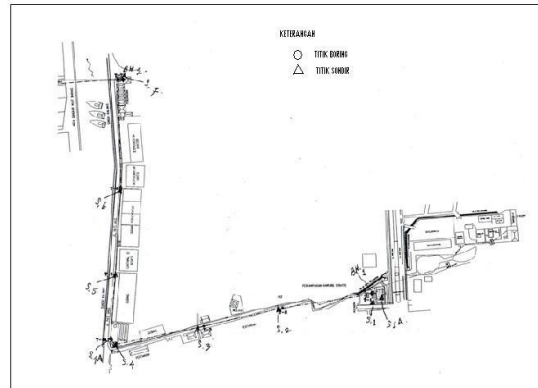
Penelitian ini dilakukan dengan pengujian CPT / Cone Penetrometer Test dilapangan (tanjung Perak Surabaya). Pengujian ini selanjutnya dilakukan analisa daya dukung tiang dengan metode Schmertman – Notingham.



Gambar 2. Diagram alur Penelitian

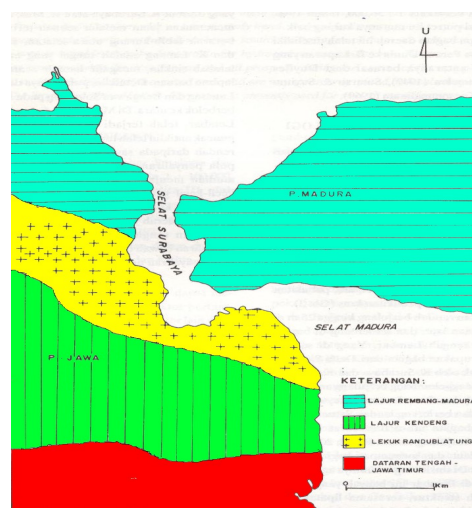
Hasil Penelitian dan Analisa data

Lokasi Penyedikan tanah adalah di pelabuhan Tanjung Perak Suabaya. Adapun lokasi penyedikan tanah ada dalam gambar 3.



Gambar 3 Lokasi titik penyelidikan tanah

Secara fisiografi, lembar Surabaya adalah sebelah timur perbukitan Kendeng, sebelah tengah perbukitan Rembang – Madura, pedataran aluvium Jawa utara, pedataran tengah Jawa Timur dan bagian timur lekuk Randublatung (lihat **Gambar 4**). Bagian timur perbukitan Kendeng pada lembar ini telah tertutup aluvium. Yang berbeda dengan itu adalah perbukitan Rembang Madura yang menerus sampai pulau madura. Tiga satuan morfologi dapat dibedakan menjadi pedataran rendah, perbukitan menggelombang dan perbukitan karst (kapur) (lihat **Gambar 5**). Pedataran rendah berjulung hingga 25 m di atas permukaan laut, dan terbentang di bagian Selatan dan tengah lembar. Yang di selatan Lembar merupakan bagian dari delta Surabaya yang dibentuk oleh kali Surabaya dan Kali Porong. Perbukitan bergelombang berjulung antara 15 – 200 di atas permukaan laut, umumnya berpuncak tumpul dan berlereng landai. Satuan ini terbentang di bagian Utara dan Barat lembar. Daerah karst berjulung antara 50 m dan 200 m di atas permukaan laut dan menempati bagian timur-laut lembar.

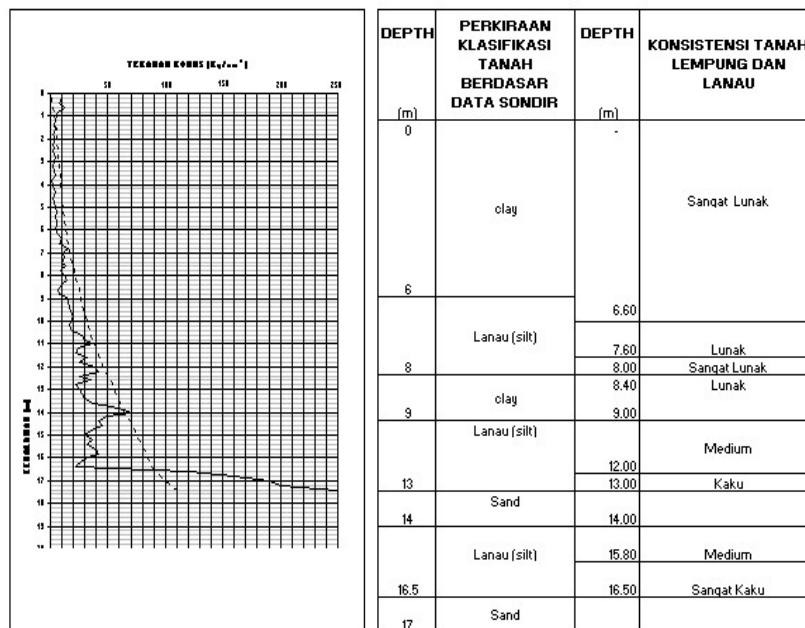


Gambar 4 Fisiografi lembar Surabaya dan Sapulu

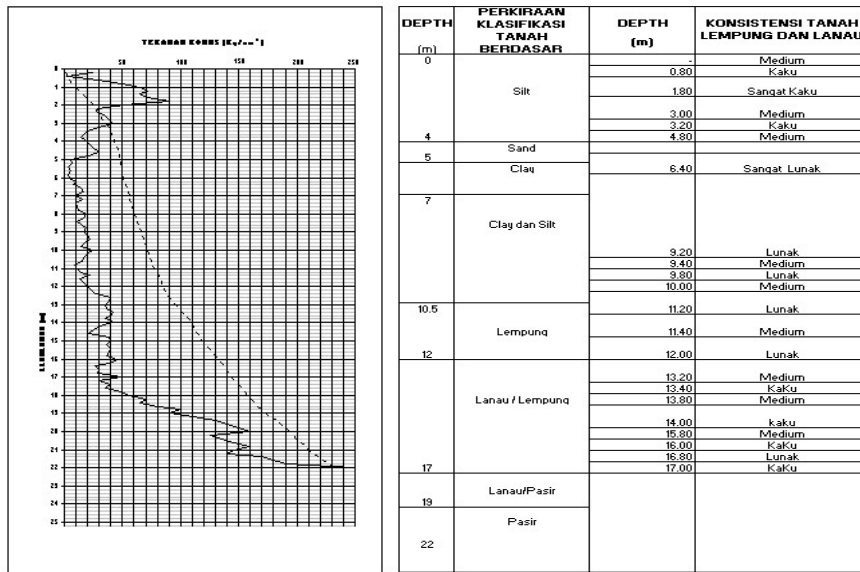


Gambar 5 Morfologi Lembar Surabaya

Adapun konsistensi tanah hasil penyelidikan tanah untuk Titik sondir 1 dan Titik sondir 2 dapat dilihat dalam Gambar 5 dan Gambar 6



Gambar 5 Grafik Sondir dan Konsistensi tanah Sondir 1



Gambar 6. Grafik Sondir dan Konsistensi tanah Sondir 2

Perhitungan pondasi dalam menggunakan data sondir untuk masing masing titik sondir dapat dilihat dalam tabel dan gambar grafik dibawah ini.

Tabel 7. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir 1

KEDA-LAMAH (m)	Harga Konus minimum (a)	Qp.= Oujung (kg) (b)	Qs1 = Qs(0..3D) kg (c)	Qs2 = Qs(8D..L) kg (d)	ΣQc.= Qs1+ Qs2 (Qs1+Qs2) kg (e)	P _{jin} satu tiang (ton) (f)
						P _{jin} = (b+e)/3
0						0
(4.00)	2.00	1,791.48	2,713.51	2,508.97	5,222.48	2.34
(5.00)	4.00	2,505.75	2,713.51	4,357.83	7,071.34	3.19
(6.00)	4.00	4,239.00	2,713.51	7,011.08	9,724.59	4.65
(7.00)	11.00	5,873.27	2,713.51	8,368.80	11,082.30	5.65
(8.00)	12.00	6,870.91	2,713.51	10,028.23	12,741.73	6.54
(9.00)	15.00	9,456.23	2,713.51	11,838.51	14,552.02	8.00
(10.00)	17.00	12,652.95	2,713.51	13,875.08	16,588.59	9.75
(11.00)	24.00	16,397.01	2,713.51	16,439.66	19,153.16	11.85
(12.00)	38.00	18,299.13	2,713.51	19,456.80	22,170.30	13.49
(13.00)	25.00	23,454.25	2,713.51	22,851.08	25,564.59	16.34
(14.00)	50.00	25,552.40	2,713.51	26,471.66	29,185.16	18.25
(15.00)	30.00	23,714.33	2,713.51	30,393.94	33,107.45	18.94
(16.00)	32.00	23,582.35	2,713.51	31,148.23	33,861.73	19.15
(17.00)	32.00	28,194.01	2,713.51	31,148.23	33,861.73	20.69

Tabel 4.7. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 35 cm pada Sondir 1

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Oujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)β
(m)	a	b	c	d	e	f
0						0
(4.00)	2.00	2,438.41	2,713.51	2,927.13	5,640.64	2.69
(5.00)	4.00	3,410.60	2,713.51	5,084.14	7,797.64	3.74
(6.00)	4.00	5,769.75	2,713.51	8,179.60	10,893.10	5.55
(7.00)	11.00	7,994.17	2,713.51	11,841.78	14,555.28	7.52
(8.00)	12.00	9,352.07	2,713.51	13,777.78	16,491.28	8.61
(9.00)	15.00	12,870.98	2,713.51	15,889.78	18,603.28	10.49
(10.00)	17.00	17,222.07	2,713.51	18,265.78	20,979.28	12.73
(11.00)	24.00	22,318.15	2,713.51	21,257.78	23,971.28	15.43
(12.00)	38.00	24,907.14	2,713.51	24,777.78	27,491.28	17.47
(13.00)	25.00	31,923.84	2,713.51	28,737.78	31,451.28	21.13
(14.00)	50.00	34,779.65	2,713.51	32,961.78	35,675.28	23.48
(15.00)	30.00	32,277.84	2,713.51	37,537.78	40,251.28	24.18
(16.00)	32.00	32,098.20	2,713.51	38,417.78	41,131.28	24.41
(17.00)	32.00	38,375.18	2,713.51	38,417.78	41,131.28	26.50

Tabel 8 Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 40 cm pada Sondir 1

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Oujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)β
(m)	a	b	c	d	e	f
0						0
(4.00)	2.00	3,184.86	2,713.51	3,345.29	6,058.80	3.08
(5.00)	4.00	4,454.66	2,713.51	5,810.44	8,523.95	4.33
(6.00)	4.00	7,536.00	2,713.51	9,348.11	12,061.62	6.53
(7.00)	11.00	10,441.36	2,713.51	13,533.46	16,246.97	8.90
(8.00)	12.00	12,214.95	2,713.51	18,322.67	21,036.17	11.08
(9.00)	15.00	16,811.08	2,713.51	20,736.38	23,449.89	13.42
(10.00)	17.00	22,494.13	2,713.51	23,451.81	26,165.32	16.22
(11.00)	24.00	29,150.24	2,713.51	26,871.24	29,584.75	19.58
(12.00)	38.00	32,531.78	2,713.51	30,894.10	33,607.60	22.05
(13.00)	25.00	41,696.44	2,713.51	35,419.81	38,133.32	26.61
(14.00)	50.00	45,426.48	2,713.51	40,247.24	42,960.75	29.46
(15.00)	30.00	42,158.81	2,713.51	45,476.95	48,190.46	30.12
(16.00)	32.00	41,924.18	2,713.51	46,482.67	49,196.17	30.37
(17.00)	32.00	50,122.68	2,713.51	46,482.67	49,196.17	33.11

Tabel 9 Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir 1A

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Oujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) $P_{ijin} = (b+e)/3$
(m)	a	b	c	d	e	f
0						
4.00	6.00	4,407.86	2,189.04	3,037.62	5,226.65	3.21
5.00	3.00	3,221.95	2,189.04	5,746.58	7,935.61	3.72
6.00	2.00	3,590.73	2,189.04	7,375.40	9,564.44	4.39
7.00	4.00	4,192.42	2,189.04	8,205.12	10,394.15	4.86
8.00	8.00	6,971.84	2,189.04	9,185.69	11,374.72	6.12
9.00	18.00	9,830.83	2,189.04	10,920.55	13,109.58	7.65
10.00	14.00	12,113.37	2,189.04	13,032.55	15,221.58	9.11
11.00	24.00	18,960.98	2,189.04	16,577.69	18,766.72	12.58
12.00	41.00	21,829.69	2,189.04	20,198.26	22,387.30	14.74
13.00	32.00	31,722.63	2,189.04	24,045.12	26,234.15	19.32
14.00	65.00	35,311.41	2,189.04	28,797.12	30,986.15	22.10
15.00	41.00	41,526.28	2,189.04	33,926.26	36,115.30	25.88
16.00	68.00	44,697.77	2,189.04	35,208.55	37,397.58	27.37

Tabel 10. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir 2

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Oujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) $P_{ijin} = (b+e)/3$
(m)	a	b	c	d	e	f
(4.00)	2.00	2,018.57	2,851.38	2,708.96	5,560.34	2.53
(5.00)	3.00	2,181.61	2,851.38	4,524.96	7,376.34	3.19
(6.00)	2.00	2,664.90	2,851.38	7,023.91	9,875.28	4.18
(7.00)	8.00	4,933.85	2,851.38	7,929.05	10,780.43	5.24
(8.00)	10.00	6,212.93	2,851.38	9,663.91	12,515.28	6.24
(9.00)	8.00	8,074.29	2,851.38	12,077.62	14,929.00	7.67
(10.00)	19.00	12,371.51	2,851.38	14,793.05	17,644.43	10.01
(11.00)	26.00	16,179.63	2,851.38	17,282.19	20,133.57	12.10
(12.00)	38.00	18,590.27	2,851.38	19,997.62	22,849.00	13.81
(13.00)	26.00	24,385.90	2,851.38	23,241.05	26,092.43	16.83
(14.00)	60.00	26,922.70	2,851.38	26,409.05	29,260.43	18.73
(15.00)	35.00	24,675.09	2,851.38	30,708.48	33,559.86	19.41
(16.00)	32.00	28,172.66	2,851.38	31,538.19	34,389.57	20.85
(17.00)	32.00	32,629.04	2,851.38	31,538.19	34,389.57	22.34

Tabel 4.11. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir 3

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Qujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)β
(m)	a	b	c	d	e	f
(4.00)	2.00	4,184.65	3,176.90	6,347.38	9,524.29	4.57
(5.00)	1.00	3,357.82	3,176.90	7,821.90	10,998.81	4.79
(6.00)	3.00	1,867.18	3,176.90	9,450.73	12,627.63	4.83
(7.00)	4.00	2,251.48	3,176.90	10,205.01	13,381.92	5.21
(8.00)	5.00	2,798.83	3,176.90	10,959.30	14,136.20	5.65
(9.00)	6.00	4,153.60	3,176.90	12,015.30	15,192.20	6.45
(10.00)	11.00	5,510.31	3,176.90	13,599.30	16,776.20	7.43
(11.00)	7.00	8,627.45	3,176.90	15,107.87	18,284.77	8.97
(12.00)	26.00	13,338.10	3,176.90	17,069.01	20,245.92	11.19
(13.00)	30.00	17,177.27	3,176.90	20,010.73	23,187.63	13.45
(14.00)	40.00	22,194.58	3,176.90	23,178.73	26,355.63	16.18
(15.00)	36.00	20,496.26	3,176.90	26,950.16	30,127.06	16.87
(16.00)	36.00	19,774.24	3,176.90	28,006.16	31,183.06	16.99

Tabel 12. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir 4

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Qujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)β
(m)	a	b	c	d	e	f
(4.00)	5.00	8,578.93	9,486.02	6,043.59	15,529.61	8.04
(5.00)	2.00	4,535.96	9,486.02	8,355.36	17,841.39	7.46
(6.00)	3.00	2,468.87	9,486.02	10,512.84	19,998.86	7.49
(7.00)	4.00	2,855.11	9,486.02	11,644.26	21,130.29	8.00
(8.00)	4.00	2,845.41	9,486.02	12,700.26	22,186.29	8.34
(9.00)	4.00	4,691.24	9,486.02	13,756.26	23,242.29	9.31
(10.00)	14.00	5,378.33	9,486.02	15,340.26	24,826.29	10.07
(11.00)	6.00	8,501.29	9,486.02	16,697.98	26,184.00	11.56
(12.00)	29.00	14,745.28	9,486.02	18,960.84	28,446.86	14.40
(13.00)	30.00	17,658.62	9,486.02	24,240.84	33,726.86	17.13
(14.00)	38.00	22,316.86	9,486.02	27,107.12	36,593.14	19.64
(15.00)	40.00	22,551.71	9,486.02	30,048.84	39,534.86	20.70
(16.00)	40.00	21,596.77	9,486.02	30,953.98	40,440.00	20.68

Tabel 13. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Oujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)3
(m)	a	b	c	d	e	f
(4.00)	2.00	8,743.91	10,747.76	5,410.70	16,158.47	8.30
(5.00)	3.00	3,551.91	10,747.76	7,568.17	18,315.94	7.29
(6.00)	2.00	2,979.33	10,747.76	9,912.82	20,660.58	7.88
(7.00)	7.00	3,053.09	10,747.76	10,817.96	21,565.72	8.21
(8.00)	3.00	3,004.57	10,747.76	11,798.53	22,546.29	8.52
(9.00)	5.00	5,302.63	10,747.76	12,628.25	23,376.01	9.56
(10.00)	16.00	5,884.91	10,747.76	14,664.82	25,412.58	10.43
(11.00)	8.00	9,046.69	10,747.76	16,173.39	26,921.15	11.99
(12.00)	18.00	14,644.35	10,747.76	17,606.53	28,354.29	14.33
(13.00)	36.00	17,348.07	10,747.76	20,321.96	31,069.72	16.14
(14.00)	25.00	21,561.84	10,747.76	23,339.10	34,086.87	18.55
(15.00)	32.00	23,857.96	10,747.76	27,035.10	37,782.87	20.55
(16.00)	40.00	23,828.85	10,747.76	28,091.10	38,838.87	20.89

5

Tabel 14. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir 6

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Oujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)3
(m)	a	b	c	d	e	f
(4.00)	2.00	11,175.90	10,978.60	5,889.24	16,867.84	9.35
(5.00)	2.00	3,759.59	10,978.60	7,705.24	18,683.83	7.48
(6.00)	2.00	2,036.04	10,978.60	10,017.01	20,995.61	7.68
(7.00)	2.00	2,226.25	10,978.60	10,846.73	21,825.32	8.02
(8.00)	6.00	3,022.03	10,978.60	11,676.44	22,655.04	8.56
(9.00)	7.00	5,467.61	10,978.60	12,807.87	23,786.47	9.75
(10.00)	14.00	6,919.43	10,978.60	14,467.30	25,445.90	10.79
(11.00)	19.00	12,018.26	10,978.60	16,202.16	27,180.75	13.07
(12.00)	30.00	17,318.95	10,978.60	19,068.44	30,047.04	15.79
(13.00)	37.00	19,851.87	10,978.60	22,839.87	33,818.47	17.89
(14.00)	36.00	24,541.17	10,978.60	26,083.30	37,061.90	20.53
(15.00)	38.00	25,290.37	10,978.60	30,458.16	41,436.75	22.24
(16.00)	38.00	24,576.11	10,978.60	31,061.59	42,040.18	22.21

Tabel 15. Tabel daya dukung Tiang Pancang Diameter 30 cm pada Sondir 7

KEDA-LAMAH	Harga Konus minimum	Qp.= Oujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)β
(m)	a	b	c	d	e	f
(4.00)	19.00	16,614.40	11,256.20	9,233.93	20,490.13	12.37
(5.00)	6.00	8,943.82	11,256.20	12,940.05	24,196.25	11.05
(6.00)	4.00	7,443.48	11,256.20	15,439.00	26,685.20	11.38
(7.00)	10.00	7,055.30	11,256.20	17,249.29	28,505.48	11.85
(8.00)	16.00	8,809.90	11,256.20	19,059.57	30,315.77	13.04
(9.00)	16.00	10,760.54	11,256.20	20,945.29	32,201.48	14.32
(10.00)	20.00	10,393.70	11,256.20	23,283.57	34,539.77	14.98
(11.00)	11.00	11,022.56	11,256.20	25,320.14	36,576.34	15.87
(12.00)	20.00	15,874.90	11,256.20	28,111.00	39,367.20	18.41
(13.00)	35.00	19,684.95	11,256.20	32,335.00	43,591.20	21.09
(14.00)	31.00	21,534.66	11,256.20	37,464.14	48,720.34	23.42
(15.00)	36.00	24,772.14	11,256.20	41,235.57	52,491.77	25.75
(16.00)	36.00	24,112.22	11,256.20	42,291.57	53,547.77	25.89
(17.00)	38.00	23,865.73	11,256.20	42,291.57	53,547.77	25.80
(18.00)	36.00	23,388.26	11,256.20	42,291.57	53,547.77	25.65
(19.00)	36.00	23,539.65	11,256.20	42,291.57	53,547.77	25.70
(20.00)	40.00	23,236.86	11,256.20	42,291.57	53,547.77	25.59
(21.00)	26.00	22,739.98	11,256.20	42,291.57	53,547.77	25.43

Kesimpulan

Dari penelitian tersebut disimpulkan bahwa Kedalaman tanah keras adalah 16 meter sampai dengan 22 meter. Daya dukung tanah terhadap tiang pancang diamter 30 cm adalah 20 ton. Disarankan untuk bangunan dengan beban berat menggunakan tiang pancang menggunakan kedalaman 22 meter.

Daftar pustaka

- Das, B.M.,1987,"Advanced Soil Mechanics", Mc Graw Hill Int. Edit, New York.
- Donald P. Caduto,1988,"Geotechnical Engineering : Priciples and Practices", Upper Saddle River, New Jersey
- Mochtar, Indrasurya B M,2000,"Teknologi Perbaikan Tanah dan Alternatif Perencanaan pada tanah bermasalah" Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya
- Bowles, Joseph. E, 1984,"Physical and Geotonical Properties of Soils", Mc Graw-Hill, Inc, New York

*) Dosen Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember