

UJI KAPASITAS TARIK FONDASI TIANG APUNG PADA TANAH PASIR

Hadi Pangestu Rihardjo*

ABSTRACT

A foundation structure should be designed to detain uplift force in construction built to detain rolling moment such as dock, water tower, and telecommunication tower. This research was carried out to perceive the behaviour of tension capacity of floating pillar on sandy soil and the comparison of ultimate capacity, shear resistivity tension and soil stress coefficient between the experiment result and theoretic calculation. The research was done by building a model in laboratory using a pillar made of plexyglass with diameter $d = 2,5$ cm and length variation of $L = 15$ cm ; 20 cm ; and 25 cm, and space $s = 2,5 d$; $3d$ and $4 d$ with single pillar configuration, 2 pillars, 3 pillars and 4 pillars configuration. The research result showed that on single pillar, the average tension capacity of pillar was 72,3% bigger than the result of calculation using Poulos and Davis method, and 93% bigger than the result of calculation using Broms method. The vertical displacement at the collapse point was 2,8% of pillar diameter ; shear resistivity tension and soil stress coefficient was 74,7% and 74,6% bigger than the result of calculation using Poulos and Davis method, and 94,7% and 94,6% bigger than calculation using Broms method. Whereas on pillar groups, ultimate tension capacity pillar group was 55,7% bigger than the result of calculation using Poulos and Davis method, and 86,2% bigger than the result of calculation using Broms method. The average vertical displacement at the collapse point was 3,4% of pillar diameter, average shear resistivity tension and soil stress coefficient were respectively 55,4% and 57,9% bigger than the result of calculation using Poulos and Davis method, and 92,1% and 91,1% bigger than the result of calculation using Broms method.

Key words : tiang tunggal, kelompok tiang, kapasitas tarik ultimate, tahanan gesek satuan, koefisien tekanan tanah

PENDAHULUAN

Pada bangunan-bangunan seperti menara transmisi ataupun menara telekomunikasi biasanya berupa struktur rangka ruang (*space truss*) yang terbuat dari profil baja, beban mati yang didukung fondasi relatif kecil dibanding beban lain yang bekerja seperti beban angin, ataupun gaya yang diakibatkan oleh putusnya kabel. Kombinasi beban pada struktur atas akan mengakibatkan sebagian kaki menara transmisi mengalami gaya angkat (*uplift*) dan sebagian lagi mengalami gaya desak. Apabila kaki bangunan tersebut menggunakan fondasi tiang, maka posisi kaki yang menahan gaya angkat ke atas seakan mengapung dalam tanah. Sehingga kapasitas tariknya ditentukan oleh gesekan antara tiang dengan tanah di sekitarnya ditambah berat tiang dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya. Fondasi tiang semacam itu lazimnya disebut fondasi tiang apung (*floating pile*) dan kapasitas dukungnya adalah kapasitas tiangnya (*pile capacity*). Tahanan tiang terhadap gaya ke atas tiang tidak selalu sama dengan tahanan gesek tiang yang gayanya ke bawah. Pada tanah pasir, kapasitas dinding tiang akan sangat kecil jika tiang tersebut dipancang pada kedalaman yang dangkal dan dipengaruhi oleh getaran, terutama tahanan gesek bagian atas tiang dapat berkurang. Oleh sebab itu untuk mengetahui perilaku dan besarnya kapasitas dukung tiang dalam menahan

gaya ke atas sebaiknya ditentukan dari pengujian pembebanan.

Penelitian tentang interaksi tanah dan fondasi tiang yang diberi beban tarik ke atas telah banyak dilakukan. Firuliadhin (2001) dalam studi eksperimentasi laboratorium kekuatan tarik pondasi tiang alas lebar pada tanah buatan campuran pasir dan kaolin, menyatakan fondasi tarik akan runtuh pada rata-rata rasio *displacement*-kedalaman pondasi sekitar 3%. Selanjutnya Patra dan Pise (2001) melakukan eksperimen model fondasi kelompok tiang ber dinding kasar dan halus pada tanah pasir padat kering, menyatakan bahwa untuk tiang halus efisiensi tariknya akan bertambah jika jarak antar tiang bertambah, dan untuk tiang kasar efisiensi tariknya akan berkurang jika kedalamannya bertambah.

Penelitian ini memfokuskan pada pengamatan kapasitas tarik ultimate dan perilaku fondasi tiang apung yang diberi beban vertikal sentris pada tanah pasir dengan variasi panjang tiang, jumlah tiang dan jarak tiang berdasarkan uji model di laboratorium. Gambaran hubungan kapasitas tarik dan perpindahan vertikalnya serta perbandingan antara kapasitas tarik tiang, tahanan gesek satuan, dan koefisien tekanan tanah yang diperoleh dari hasil pengujian dan hitungan teoritis dapat menjadi bahan masukan bagi perancangan fondasi tiang.

* Hadi Pangestu Rihardjo, staf pengajar jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sarjanawiyata Tamansiswa, Jl. Kusumanegara 121, Jogjakarta. E-mail : rihardjo@yahoo.co.id

Kapasitas Tarik dan Tahanan Gesek Satuan Tiang Apung Pada Tanah Pasir

Menurut Hardiyatmo (2001), tahanan tarik ultimit fondasi tiang apung (*floating pile*) adalah tahanan gesek dinding tiang ditambah berat tiang yang dinyatakan dengan persamaan :

$$Q_u = Q_s + W_p \quad (1)$$

dengan :

Q_s = tahanan gesek dinding tiang (kN)

W_p = berat tiang (kN)

Secara umum besarnya tahanan gesek ultimit tiang dihitung dengan persamaan :

$$Q_s = A_s f_s \quad (2)$$

dengan :

A_s = luas selimut tiang (m²)

f_s = tahanan gesek satuan fondasi tiang (kN/m²)

Sehingga besarnya tahanan gesek antara dinding tiang dan tanah granuler adalah :

$$Q_s = A_s \tau_d = A_s (c_d + K_d \overline{p_o}' \operatorname{tg} \varphi_d) \quad (3)$$

dengan :

c_d = kohesi antara dinding-tanah (kN/m²)

K_d = koefisien tekanan tanah lateral pada dinding tiang

φ_d = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

Karena pada tanah granuler kohesi tanah (c) = 0, dan tanah granuler lolos air, maka hitungan-tahanan gesek ultimit harus didasarkan pada tinjauan tegangan efektif (φ_d'), sehingga **Persamaan 2** menjadi :

$$Q_s = A_s K_d \overline{p_o}' \operatorname{tg} \varphi_d' + W_p \quad (4)$$

dengan:

$$\overline{p_o}' = \sigma_v' = \sum \gamma_i z_i$$

= tekanan efektif rata-rata di sepanjang tiang yang besarnya sama dengan tekanan overburden efektif untuk $z \leq z_c$ dan sama dengan tekanan vertikal kritis untuk $z > z_c$

z = kedalaman titik yang ditinjau dari permukaan tanah

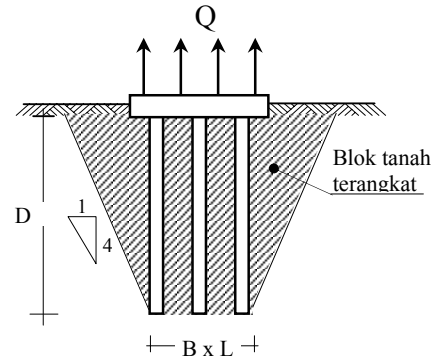
z_c = kedalaman kritis, yaitu kedalaman dimana tekanan *overburden* efektif dihitung dari titik ini dianggap konstan.

φ_d' = sudut gesek efektif antara dinding tiang dan tanah

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini dapat terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau tidak mudah mampat, namun di bawahnya terdapat lapisan lunak (Hardiyatmo, 2002).

Berat tiang-tiang yang berada dalam area kelompok tiang dapat dianggap sama dengan berat tanah yang dipindahkan. Untuk tanah non kohesif ($c = 0$) atau tanah $c - \varphi$ dengan kohesi yang tidak begitu besar, cara transfer tiang dari tiang ke tanah di

sekitarnya merupakan masalah yang kompleks, yang bergantung pada elastisitas tiang, lapisan tanah dan gangguan tanah waktu pemasangan tiang. Tomlinson menyarankan penyebaran beban 1H : 4V untuk volume tanah yang tercabut (**Gambar 1**) dan karena tahanan gesek di sekeliling tiang diabaikan, faktor aman terhadap gaya tarik dapat diambil sama dengan 1 (Hardiyatmo, 2001).



Gambar 1 Tahanan kelompok tiang dalam menahan gaya tarik ke atas dalam tanah granuler (Tomlinson, 1977 dalam Hardiyatmo, 2001)

Selanjutnya menurut pengamatan Vesic (1967) dalam Hardiyatmo (1999), pada tiang yang dipancang dalam tanah pasir homogen menunjukkan bahwa kapasitas kelompok tiang lebih besar daripada jumlah kapasitas masing-masing tiang di dalam kelompoknya. Jika tiang dekat, pada waktu pemancangan tiang di dekatnya, tegangan efektif lateral akan bertambah sehingga tahanan gesek dinding juga bertambah. Kecuali itu, pemancangan tiang yang berdekatan cenderung menambah kerapatan relatif pasir yang akan menambah sudut gesek dalam (φ). Oleh sebab itu Poulos dan Davis (1980) menyarankan hubungan kerapatan relatif (D_r) dan φ' ($\varphi' = \delta$) :

$$\varphi' = 28^\circ + 15 D_r \quad (5)$$

dan nilai φ di sepanjang tiang untuk menentukan nilai $K_d \operatorname{tg} \delta$ dan z_c/d sebesar :

$$\varphi = \frac{3}{4} \varphi' + 10^\circ \quad (6)$$

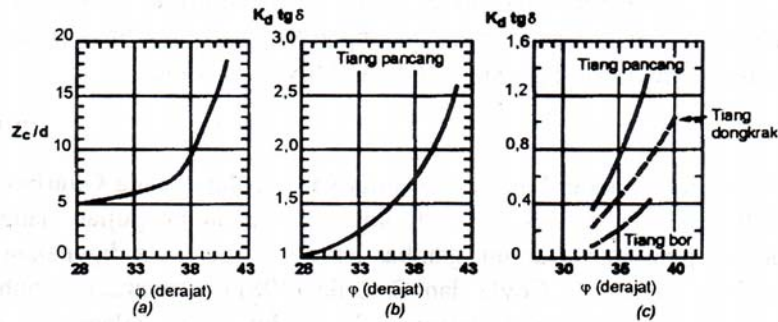
dengan :

φ' = sudut gesek dalam tanah asli lapangan

Gambar 2 menunjukkan hubungan z_c/d dan $K_d \operatorname{tg} \delta$ untuk tiang pada tanah pasir yang disarankan Poulos dan Davis (1980). Nilai-nilai dalam **Gambar 2.a** dan **2.b** merupakan nilai-nilai hasil pengujian tiang yang dibuat dari pipa baja. Namun, Hardiyatmo (2001) menyatakan gambar tersebut dapat pula digunakan untuk bahan tiang yang lain.

Dari **Persamaan 1** maka kapasitas tarik kelompok tiang pada tanah granuler dinyatakan :

$$Q_g = \sum A_s (K_d \overline{p_o}' \operatorname{tg} \varphi_d') + W_p \quad (7)$$



Gambar 2. Hubungan z_c/d dan $K_d \text{ tg } \delta$ untuk tiang pada tanah pasir (Poulos dan Davis, 1980)

Berdasarkan **Persamaan 2** dan **7**, maka tahanan gesek satuan dinding ultimit pada tanah granuler dapat dinyatakan :

$$f_s = K_d \overline{p_o} ' \text{tg } \phi_d \quad (8)$$

Meskipun pengamatan Vesic menunjukkan, bahwa tahanan gesek dinding akan mencapai maksimum pada penetrasi tiang pada 10 sampai 20 diameternya, sehingga penggunaan **Persamaan 8** menjadi tidak aman untuk kedalaman > 20 diameternya.

METODE PENELITIAN

Bahan

Sampel tanah pasir yang digunakan berupa pasir seragam berasal dari pantai Parangkusumo, Bantul, Jogjakarta. Sebelum digunakan, pasir terlebih dahulu dijemur supaya kadar airnya tetap, kemudian dimasukkan kedalam kotak uji. Sebelum pengujian beban dilakukan, pada tanah terlebih dahulu dilakukan pemadatan pada setiap ketebalan 10 cm dengan menggunakan *stamper* agar diperoleh kepadatan yang sama hingga ketebalan mencapai 40 cm. Sedangkan bahan yang digunakan untuk membuat model tiang dan *pile cap* adalah *plexyglass*.

Prosedur Penelitian

Prosedur penelitian dilakukan seperti bagan alir pada **Gambar 3**

Pengujian Pendahuluan

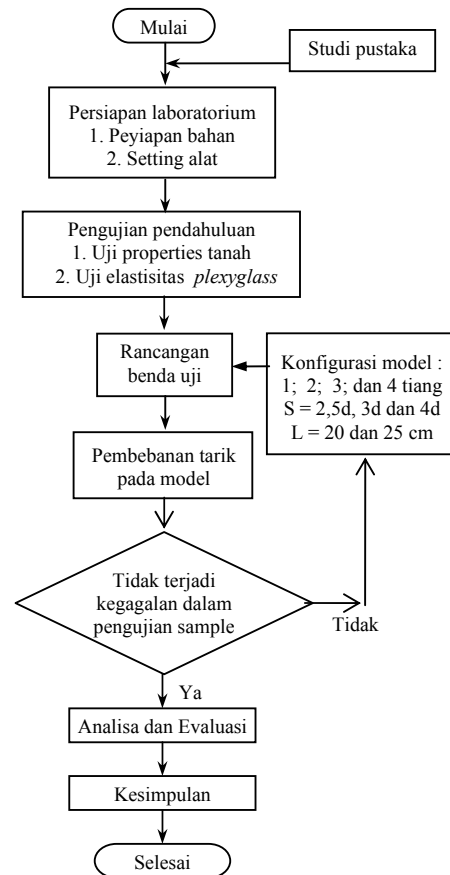
Dari pengujian karakteristik tanah diperoleh berat jenis tanah sebesar $3,18 \text{ kg/cm}^3$, kadar air 0,19 %, kohesi $0,00 \text{ kN/m}^2$, bergradasi 99,68% pasir dan 0,32% lanau/lempung.

Peralatan

Penelitian dilakukan pada kotak uji *polymer* kedap air berbentuk kubus yang berlubang bagian atasnya dan diperkuat dengan *frame* baja siku. Dua buah rol dipasang pada *frame*, keduanya dihubungkan dengan kawat baja dan pada ujungnya diberi alat peletak beban. **Gambar 4** menunjukkan kotak uji pembebanan.

Model Benda Uji

Model fondasi tiang berbentuk bulat lurus pejal berdiameter 2,5 cm dengan variasi panjang tiang $L = 25 \text{ cm}$; dan 20 cm dengan jarak $s = 2,5d$; 3d; dan 4d dengan konfigurasi tiang tunggal, 2 tiang, 3 tiang dan 4 tiang. Konfigurasi model tiang seperti ditunjukkan **Gambar 5**

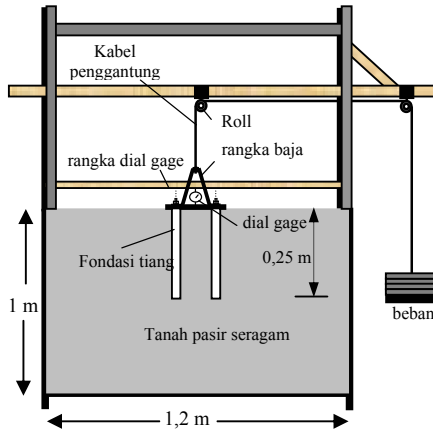


Gambar 3. Bagan alir pengujian model fondasi tiang

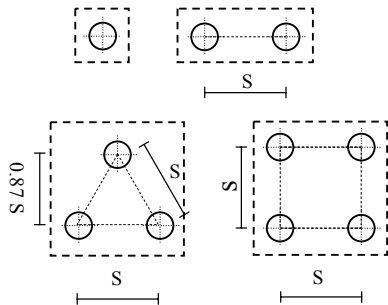
Pembebanan

Tiang dipasang pada *pile cap* yang tidak menyentuh tanah. Pengujian dilakukan dengan memberikan beban tarik vertikal sentris sebagaimana ditunjukkan **Gambar 4**. Uji pembebanan mengacu

pada standar ASTM D1143-57T dengan metoda beban tertahan (*maintained load*), yaitu pemberian beban secara bertahap dengan interval penambahan beban 2 – 3 kg. Penambahan dilakukan setelah kecepatan penurunan kurang dari 0,305 mm/jam atau sesudah 2 jam, dipilih salah satu yang lebih dulu terjadi. Perpindahan vertikal yang terjadi diukur dengan *dial gauge* berketelitian 0,01 mm. Rentang waktu pengukuran setiap 2,5 menit ditentukan dari *stopwatch*. Nilai tahanan gesek pada pengujian merupakan tahanan gesek antara tanah pasir dan *plexyglass*.



Gambar 4. Kotak uji pembebanan tarik



Gambar 5 Konfigurasi model tiang

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

Hasil rata-rata kapasitas tarik ultimit (Q_s) dan perpindahan vertikal yang terjadi (δ) yang diperoleh pada pengamatan disajikan pada **Tabel 1**.

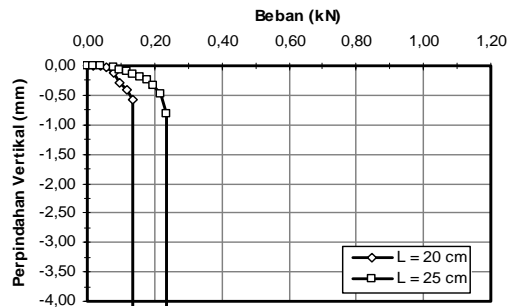
Tiang Tunggal

1. Kapasitas tarik ultimit dan perpindahan vertikal yang terjadi

Perilaku tiang tunggal ketika diberi beban vertikal sentris ditunjukkan pada **Gambar 6**. Dari **Tabel 1** dan **Gambar 6**, terlihat bahwa semakin panjang tiang akan semakin besar pula kapasitas tarik ultimitnya (Q_s), dan semakin besar pula perpindahan vertikal yang terjadi (δ) saat beban runtuh.

Tabel 1 Rata-rata hasil uji kapasitas tarik (Q_{tr}) dan perpindahan vertikal yang terjadi (δ)

Jumlah tiang (n)	Jarak tiang (s)	L ₁ = 20 cm			L ₂ = 25 cm		
		Q _s (kN)	δ (mm)	%d	Q _s (kN)	δ (mm)	%d
1	-	0,137	0,580	2,32	0,235	0,820	3,28
2	2,5d	0,157	0,60	2,40	0,255	1,18	4,72
	3d	0,157	0,37	1,48	0,270	0,95	3,80
	4d	0,196	0,67	2,68	0,294	1,12	4,48
3	2,5d	0,232	1,18	4,72	0,382	0,80	3,20
	3d	0,232	0,53	2,12	0,412	1,17	4,68
	4d	0,261	0,70	2,80	0,412	0,92	3,68
4	2,5d	0,290	1,42	5,68	0,441	0,78	3,12
	3d	0,319	0,85	3,40	0,470	0,70	2,80
	4d	0,319	0,92	3,68	0,470	0,60	2,40



Gambar 6. Q_s dan δ tiang tunggal saat runtuh

2. Tahanan gesek satuan tarik (f_s) tiang tunggal dan koefisien tekanan tanah ($K_d \text{ tg } \phi_d'$)

Berdasarkan **Tabel 1**, data berat tiang dan **Persamaan 7** ($L < 20d$) diperoleh nilai-nilai tahanan gesek satuan tiang untuk tanah pasir. Sedangkan dari hasil uji bahan diperoleh $\gamma_{\text{pasir}} = 18,22 \text{ kN/m}^3$ dan $\phi_d' = 20,60^\circ$, sehingga dapat diperoleh koefisien tekanan tanah ($K_d \text{ tg } \phi_d'$) seperti ditunjukkan **Tabel 2**.

Tabel 2. Hasil pengamatan nilai f_s dan K_d tarik tiang tunggal pada tanah pasir

Panjang tiang (L)	f_s (kN/m ²)	γ_{pasir} (kN/m ³)	$\overline{P_o}$	$K_d \text{ tg } \phi_d'$	$K_d \text{ tg } \phi_d'$ rata-rata
20 cm	8,5	18,22	1,822	4,66	4,92
25 cm	11,8	18,22	2,2775	5,18	

Dari **Tabel 2**, terlihat bahwa pada tanah pasir semakin panjang tiangnya akan semakin besar

tahanan geseknya. Hal ini terjadi karena pemancangan tiang pada tanah pasir menyebabkan pemadatan tanah di sekitar tiang semakin bertambah.

3. Perbandingan kapasitas tarik ultimit (Q_u) tiang tunggal hasil pengamatan dan hitungan

Berdasarkan **Persamaan 4**, diperoleh kapasitas tarik hasil hitungan, dan perbandingannya dengan hasil pengamatan seperti ditunjukkan pada **Tabel 3**.

Tabel 3 Perbandingan kapasitas tarik ultimit (Q_u) tiang tunggal hasil pengamatan dan hitungan

Nilai diperoleh berdasarkan	Kapasitas tarik ultimit Q_u (kN)		Selisih terhadap pengamatan (%)	
	20 cm	25 cm	20 cm	25 cm
Pengamatan (2004)	0,137	0,235	-	-
Hitungan cara Poulos dan Davis (1980)	0,041	0,06	70,1	74,5
Hitungan cara Broms (1965)	0,0104	0,015	92,4	93,6

Pada **Tabel 3**, terlihat bahwa nilai kapasitas tarik tiang tunggal hasil pengamatan rata-rata lebih besar sekitar 72,3% dibandingkan hasil hitungan cara Poulos dan Davis (1980) dan 93% terhadap Broms (1965).

4. Perbandingan tahanan gesek satuan tarik (f_s) tiang tunggal dan koefisien tekanan tanah ($K_d \text{tg } \varphi_d'$) hasil pengamatan dan hitungan

Berdasarkan **Persamaan 8** diperoleh nilai tahanan gesek satuan tarik tiang tunggal (f_s) dan koefisien tekanan tanah ($K_d \text{tg } \varphi_d'$) hasil hitungan dan perbandingannya dengan hasil pengamatan disajikan dalam **Tabel 4**.

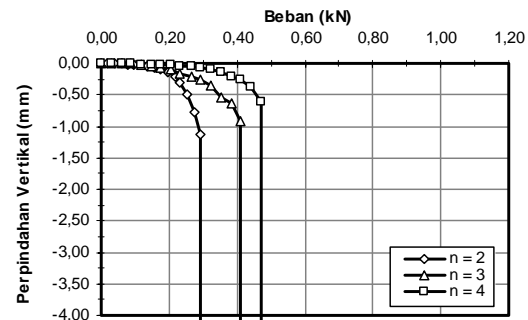
Tabel 4. Perbandingan nilai f_s dan $K_d \text{tg } \varphi_d'$ rata-rata tiang tunggal hasil pengamatan dan hitungan

Nilai diperoleh dari	Nilai yang diperoleh		Selisih (%)	
	f_s rata-rata (kN/m ²)	$K_d \text{tg } \varphi_d'$	f_s rata-rata	$K_d \text{tg } \varphi_d'$
Pengamatan (2004)	10,15	4,92	-	-
Hitungan cara Poulos dan Davis (1980)	2,565	1,25	74,7	74,6
Hitungan cara Brom (1965)	0,54	0,263	94,7	94,6

Kelompok Tiang

1. Pengaruh jumlah tiang terhadap kapasitas tarik ultimit dan perpindahan vertikal yang terjadi

Dari **Tabel 1**, pada variasi panjang tiang dan jarak tiang terlihat bahwa model fondasi tiang pada jumlah tiang $n = 2$ mengalami keruntuhan pada nilai kapasitas tarik yang lebih kecil dibanding yang terjadi pada $n = 3$, dan kapasitas tarik yang terjadi pada $n = 4$ saat runtuh lebih besar dibanding pada $n = 2$ dan $n = 3$ tiang. Sehingga dapat dinyatakan, bahwa kapasitas tarik yang terjadi saat tercapainya beban runtuh, nilainya lebih besar pada fondasi dengan jumlah tiang yang lebih banyak. **Gambar 7** menunjukkan pengaruh jumlah tiang terhadap kapasitas tarik ultimit (Q_g) dan perpindahan vertikal yang terjadi (δ) pada $L = 25 \text{ cm}$ $s = 4d$.



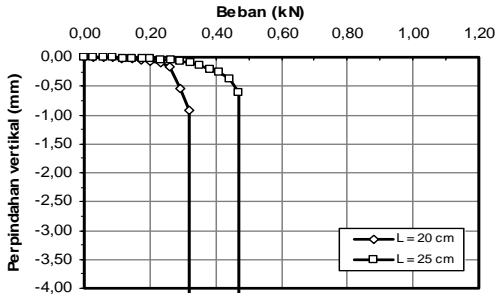
Gambar 7. Pengaruh n terhadap Q_g dan δ pada $s = 4d$, $L = 25 \text{ cm}$

Dari **Tabel 1 dan Gambar 7** terlihat, bahwa perpindahan vertikal (δ) yang terjadi pada $n = 2$ lebih besar dari $n = 3$ dan $n = 3$ lebih besar dari $n = 4$. Sehingga dapat dinyatakan bahwa perpindahan vertikal yang terjadi pada jumlah tiang yang semakin banyak akan semakin kecil seiring bertambahnya jarak tiang.

2. Pengaruh panjang tiang terhadap kapasitas tarik ultimit dan perpindahan vertikal yang terjadi

Dari **Tabel 1**, terlihat model fondasi tiang dengan panjang 20 cm mengalami keruntuhan pada nilai kapasitas tarik yang lebih kecil dibanding yang terjadi pada panjang tiang 25 cm. Kapasitas tarik saat mengalami keruntuhan terbesar terjadi pada semua variasi panjang tiang pada jarak $4d$. Sehingga dapat dinyatakan, bahwa semakin panjang tiang, maka kapasitas tariknya akan semakin meningkat atau semakin besar pula beban yang diperlukan untuk meruntuhkan fondasi. Pada **Gambar 8** ditunjukkan pengaruh L terhadap kapasitas tarik ultimit (Q_g) dan perpindahan vertikal yang terjadi (δ)

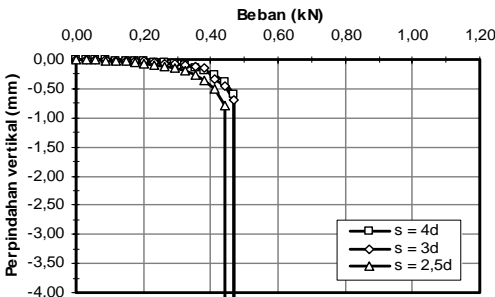
Dari **Tabel 1 dan Gambar 8** terlihat, bahwa perpindahan vertikal (δ) yang terjadi pada $L = 20$ cm lebih besar dari $L = 25$. Sehingga dapat dinyatakan bahwa perpindahan vertikal yang terjadi pada tiang yang semakin panjang akan semakin kecil seiring dengan bertambahnya jarak tiang.



Gambar 8. Pengaruh L terhadap Q_g dan δ pada $n = 4, s = 4d$

3. Pengaruh jarak tiang terhadap kapasitas tarik ultimit dan perpindahan vertikal yang terjadi

Dalam **Tabel 1**, pada $L = 25$ cm dan $n = 4$ tiang didapatkan nilai kapasitas tarik ultimit kelompok tiang untuk $s = 2,5d$ lebih kecil dari $s = 3d$ dan $s = 3d$ sama besarnya dengan $s = 4d$. Namun perpindahan vertikal yang terjadi pada $s = 2,5d$ lebih besar dari $s = 3d$ dan $s = 3d$ lebih besar dari $s = 4d$. Pada **Gambar 8** ditunjukkan pengaruh s terhadap kapasitas tarik ultimit (Q_g) dan perpindahan vertikal yang terjadi (δ) untuk $L = 25$ cm dan $n = 4$.



Gambar 9. Pengaruh s terhadap Q_g dan δ pada $L = 25$ cm; $n = 4$

Dari **Tabel 1 dan Gambar 9** dapat dinyatakan, bahwa dengan penambahan jarak tiang pada kelompok tiang pada panjang tiang yang lebih kecil, tidak menyebabkan kapasitas kelompoknya semakin bertambah, karena dipengaruhi oleh pola keruntuhan pada tiang

4. Tahanan gesek satuan tarik kelompok tiang dan koefisien tekanan tanah ($K_d tg \phi_d'$)

Berdasarkan **Tabel 1**, data berat tiang dan **Persamaan 7** ($L < 20d$) diperoleh nilai-nilai tahanan

gesek satuan tiang (f_s). Sedangkan dari hasil uji bahan diperoleh $\gamma_{pasir} = 18,22$ kN/m³ dan $\phi_d' = 20,60^\circ$, sehingga dapat diperoleh koefisien tekanan tanah ($K_d tg \phi_d'$) seperti ditunjukkan dalam **Tabel 5.a, 5.b, dan 5.c**.

Tabel 5.a. Hasil pengamatan f_s tarik dan $K_d tg \phi_d'$ tarik kelompok tiang pada $s = 2,5d$

Panjang Tiang (L)	Jumlah tiang (n)	f_s (kN/m ²)	$K_d tg \phi_d'$
20 cm	2 tiang	4,70	2,58
	3 tiang	4,62	2,53
	4 tiang	4,326	2,37
25 cm	2 tiang	5,73	2,51
	3 tiang	6,24	2,74
	4 tiang	5,375	2,36

Tabel 5.b. Hasil pengamatan f_s tarik dan $K_d tg \phi_d'$ tarik kelompok tiang pada $s = 3d$

Panjang Tiang (L)	Jumlah tiang (n)	f_s (kN/m ²)	$K_d tg \phi_d'$
20 cm	2 tiang	4,69	2,57
	3 tiang	4,65	2,55
	4 tiang	4,79	2,62
25 cm	2 tiang	6,636	2,91
	3 tiang	6,76	2,97
	4 tiang	5,74	2,52

Tabel 5.c. Hasil pengamatan f_s tarik dan $K_d tg \phi_d'$ tarik kelompok tiang pada $s = 3d$

Panjang Tiang (L)	Jumlah tiang (n)	f_s (kN/m ²)	$K_d tg \phi_d'$
20 cm	2 tiang	5,956	3,26
	3 tiang	5,26	2,88
	4 tiang	4,77	2,62
25 cm	2 tiang	7,21	3,16
	3 tiang	6,77	2,97
	4 tiang	5,716	2,51

Dari **Tabel 5.a, 5.b, dan 5.c** dapat dinyatakan, bahwa dengan penambahan jarak tiang tidak menyebabkan tahanan gesek satuan serta koefisien tanahnya semakin bertambah, karena dipengaruhi oleh pola keruntuhan pada tiang.

5. Perbandingan kapasitas tarik kelompok tiang hasil pengamatan dan hitungan

Berdasarkan **Persamaan 7** diperoleh kapasitas tarik kelompok tiang (Q_g) hasil hitungan. Perbandingannya dengan hasil pengamatan pada masing-masing panjang tiang disajikan pada **Tabel 6** dan **7**.

Dari **Tabel 6** dan **7** terlihat, bahwa kapasitas tarik ultimit tiang hasil pengamatan rata-rata 55,7% lebih besar dari hitungan cara *Poulos* dan *Davis* dan 86,23% lebih besar dari hitungan cara *Broms*.

6. Perbandingan tahanan gesek satuan tarik kelompok tiang (f_s) serta koefisien tekanan tanah ($K_d \text{tg } \varphi_d'$) hasil pengamatan dan hitungan

Berdasarkan **Persamaan 8** diperoleh nilai-nilai tahanan gesek satuan tarik kelompok tiang (f_s) dan koefisien tekanan tanah ($K_d \text{tg } \varphi_d'$) hasil hitungan yang selanjutnya dibandingkan dengan hasil pengamatan seperti ditunjukkan **Tabel 8**.

Hasilnya menunjukkan, bahwa jika kedalaman tiang bertambah, maka tahanan gesek satuan tarik dan faktor adhesi akan semakin bertambah.

Tabel 6. Perbandingan hasil pengamatan dan hitungan Q_g rata-rata cara *Poulos* dan *Davis*

Jumlah tiang n	Q_g (kN) rata-rata					
	Hasil pengamatan		Hitungan <i>Poulos</i> dan <i>Davis</i>		Selisih (%)	
	L = 20 cm	L = 25 cm	L = 20 cm	L = 25 cm	L = 20 cm	L = 25 cm
2	0,170	0,273	0,0733	0,1184	56,9	56,6
3	0,242	0,402	0,116	0,1776	52,1	70,7
4	0,309	0,460	0,1546	0,2368	50	48,2

Tabel 7. Perbandingan hasil pengamatan dan hitungan Q_g rata-rata cara *Broms*

Jumlah tiang n	Q_g (kN) rata-rata					
	Hasil pengamatan		Hitungan <i>Broms</i>		Selisih (%)	
	L = 20 cm	L = 25 cm	L = 20 cm	L = 25 cm	L = 20 cm	L = 25 cm
2	0,170	0,273	0,0244	0,0339	85,6	87,5
3	0,242	0,402	0,0333	0,0496	86,4	87,6
4	0,309	0,460	0,0465	0,0673	84,9	85,4

Tabel 8. Perbandingan nilai f_s dan $K_d \text{tg } \varphi_d'$ rata-rata kelompok tiang hasil pengamatan dan hasil hitungan pada tanah pasir

Panjang tiang (L)	Hasil	Nilai yang diperoleh		Selisih (%)	
		f_s rata-rata (kN/m ²)	$K_d \text{tg } \varphi_d'$	f_s rata-rata	$K_d \text{tg } \varphi_d'$
20 cm	Pengamatan (2004)	4,856	2,66	-	-
	<i>Poulos</i> dan <i>Davis</i> (1980)	2,17	1,25	55,3	53,0
	<i>Broms</i> (1965)	0,37	0,263	92,4	90,1
25 cm	Pengamatan (2004)	6,2	3,37	-	-
	<i>Poulos</i> dan <i>Davis</i> (1980)	2,76	1,25	55,5	62,9
	<i>Broms</i> (1965)	0,51	0,263	91,8	92,2

KESIMPULAN DAN SARAN

1. Kesimpulan

a. Tiang tunggal

1. Kapasitas tarik tiang tunggal rata-rata hasil pengamatan 72,3% lebih besar dari hitungan cara *Poulos* dan *Davis* dan 93% dari hitungan cara *Broms*.
2. Perpindahan vertikal saat runtuh sebesar 2,8% terhadap diameter tiang ; tahanan gesek satuan tarik dan koefisien tekanan tanahnya 74,7% dan 74,6% lebih besar dari hitungan *Poulos* dan *Davis* serta 94,7% dan 94,6% lebih besar dari hitungan *Broms*.

b. Kelompok tiang

1. Dalam pengamatan keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tiang tunggal
2. Kapasitas tarik hasil pengamatan rata-rata 55,7% lebih besar dari cara *Poulos* dan *Davis* serta 86,2% dari cara *Broms*.
3. Perpindahan vertikal tarik yang terjadi rata-rata sebesar 3,4% terhadap diameter tiang.
4. Nilai tahanan gesek satuan dan koefisien tekanan tanah hasil pengamatan rata-rata 55,4% dan 57,9% lebih besar dari cara *Poulos* dan *Davis* serta 92,1% dan 91,1% dari cara *Broms*.

2. Saran

1. Dengan model yang sama dapat dilakukan penelitian pada pasir tidak seragam dengan kadar air yang dapat divariasikan.
2. Variabel-variabel lain yang belum terungkap seperti *overlapping* tegangan serta transfer beban sepanjang dinding tiang perlu dicermati secara dengan memasang *strain gauge* pada

dinding dan di dalam tiang dan sehingga regangan tiang terukur secara akurat.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, 1997, Annual Book of ASTM Standards, *Soil and Rock*, Vol. 04.08
- Bowles, J. E., 1982, *Foundation Analysis and Design (third edition)*, McGraw-Hill Kogshaga Ltd, Tokyo.
- Das, B.M., 1994, *Principles of Foundation Engineering*, Second Edition, PWS – KENT Publishing Company, Boston.
- Firuliadhin, G., 2001, *Studi Eksperimentasi Laboratorium Kekuatan Tarik Pondasi Tiang Alas Lebar Pada Tanah Buatan Campuran Pasir dan Kaolin*, Tesis, Program Pasca Sarjana, Institut Teknologi Bandung, Bandung.
- Hardiyatmo, H.C. et al, 1999, *Perilaku Fondasi Cakar Ayam pada Model di Laboratorium Kontribusi untuk Perancangan*, Prosiding Seminar Nasional Geoteknik 1999, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2002, *Teknik Fondasi I*, Edisi ke-2, Beta Offset, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2001, *Teknik Fondasi II*, Edisi ke-1, Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.
- Patra, N.R., and Pise, P.J., 2001, *Uplift Capacity of Pile Groups in Sand*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Volume 127 Nomor 6 Juni 2001.
- Poulos, H.G., and Davis, E.H., 1980, *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, New York