BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Mekanisme Pemikulan Beban

Fondasi tiang mengalihkan beban kepada tanah melalui dua mekanisme gesekan selimut dan tahanan ujung, kedua komponen tersebut ditunjukkan oleh gambar 2.2. Gesekan kulit diperoleh sebagai akibat adhesi atau perlawanan gesekan antara selimut tiang dengan tanah sekitarnya, sedangkan tahanan ujung timbul karena desakan ujung tiang terhadap tanah dasar. Jika fondasi tiang dibebani akan menghasilkan kurva beban penurunan seperti ditunjukan oleh gambar 2.3 .

Konsep yang memisahkan gesekan selimut dan tahanan ujung fondasi tiang merupakan dasar perhitungan daya dukung tiang secara statik. Persamaan dasarnya mengambil bentuk sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \qquad (3.1)$$

Dimana :

Q_u = daya dukung ultimit tiang

Q_p = daya dukung ujung (selimut)

Q_s = daya dukung selimut ultimit

W_p = berat tiang

Komponen Q_p dan Q_s ditunjukkan pada tahap pembebanan terakhir gambar 2.4, berat tiang W_p umumnya amat kecil dan dapat diabaikan.

3.2 Metode Statis

Penentuan daya dukung fondasi tiang dengan cara statis dapat dilakukan sebagai berikut:

3.2.1 Daya dukung Ujung Tiang (Q_p)

1. Tanah pasir

Formula yang digunakan menurut cara *Mayerhof* (1976) adalah:

$$Q_{p1} = A_p \cdot q_p = A_p \cdot q \cdot N_q^* \qquad (3.2)$$

Harga q_p tidak dapat melebihi daya dukung batas q_l, karena itu daya dukung ujung tiang tidak dapat lebih besar dari:

$$Q_{p2} = A_p \cdot q_l = A_p \cdot 5 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi \qquad (3.3)$$

dimana:

Q_p = daya dukung ujung tiang

q_p = daya dukung per satuan luas

A_p = luas penampang ujung tiang

q = tegangan vertikal efektif

Nq^* = faktor daya dukung ujung

q_l = daya dukung batas

ϕ = sudut geser dalam

Untuk kemudian, harga Q_{p1} dan Q_{p2} dibandingkan dan diambil harga yang lebih kecil untuk dipakai sebagai daya dukung ujung tiang.

Untuk tanah pasir berlapis harga q_p dapat ditentukan dengan cara berikut ini (lihat gambar 3.1):

$$q_p = q_{l(l)} + [q_{l(d)} - q_{l(l)}]\frac{L_b}{10.D} \tag{3.4}$$

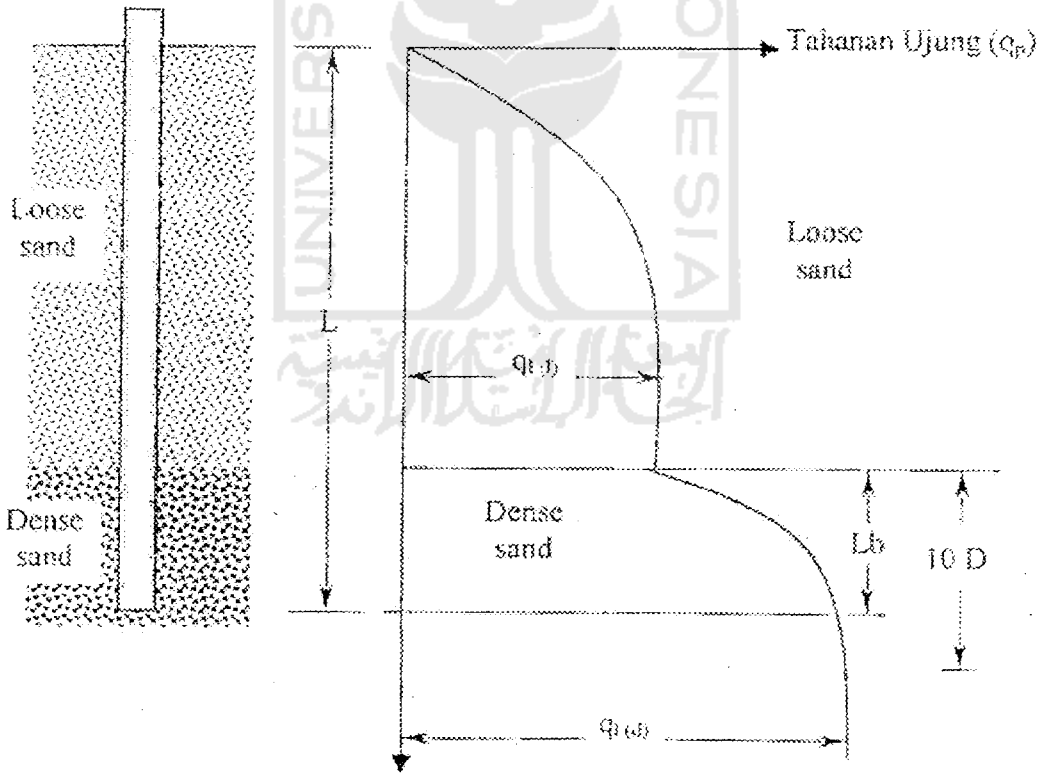
dimana:

$q_{l(l)}$ = harga q_l pada lapisan *loose sand*

$q_{l(d)}$ = harga q_l pada lapisan *dense sand*

L_b = panjang penetrasi ke dalam lapisan bawah

D = diameter atau sisi dan tiang



Gambar 3.1 Variasi satuan perlawanan ujung tiang pada pasir berlapis.

Reese and O'neill (1989) merekomendasikan perhitungan tahanan ujung untuk tanah non kohesif sebagai berikut:

$$q'_c = 0{,}60\ \sigma_r \cdot N_{60} \leq 90.000\ lb/ft^2\ (4500\ kPa) \quad (3.5)$$

Keterangan:

σ_r = tegangan referensi = 2000 lb/ft^2 = 100 kPa

N_{60} = rata-rata nilai SPT N_{60} antara lapisan tanah keras dan kedalaman yang setara dengan 2 kali diameter ujung tiang di bawah tanah keras.

Jika diameter ujung lebih dari 50 in (1200 mm) maka nilai q'_c diubah menjadi q'_{cr} untuk menjaga penurunan yang terjadi tetap pada toleransi yang diijinkan (≤ 1 in), dengan mengikuti persamaan berikut:

$$q'_{cr} = 4{,}17\ (B_r/B_b)\ q'_c \ ,\ Bb \geq 50\ in\ (1200\ mm) \quad (3.6)$$

2. Tanah lempung

Formula yang digunakan adalah:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c^* \quad (3.7)$$

3

Dimana:

Q_p = daya dukung ujung tiang

A_p = luas penampang ujung tiang

di

N_c^* = faktor daya dukung tanah

A

c_u = nilai kohesi *undrained*

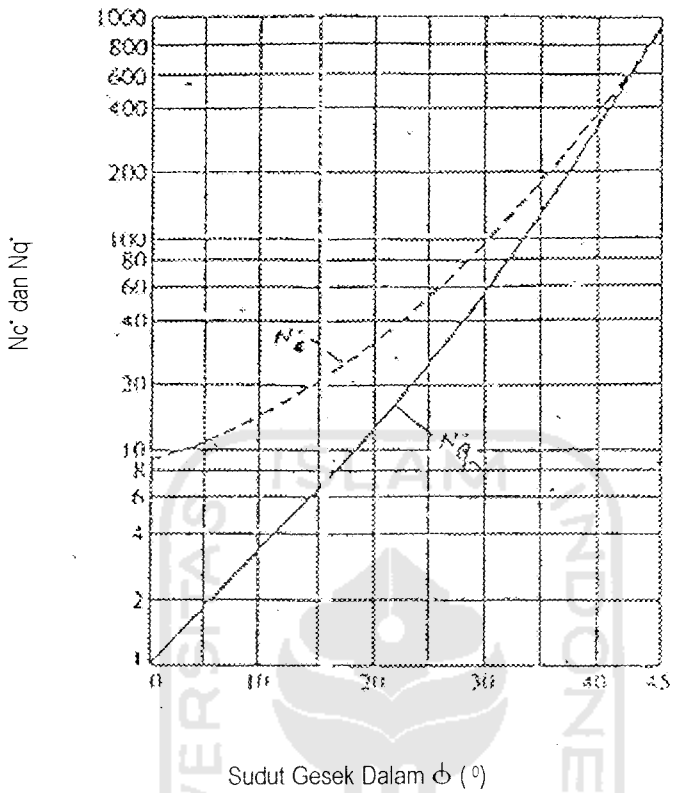
Harga dari N_c^* ditentukan sebagai fungsi sudut geser dalam (ϕ) seperti yang ditunjukkan pada gambar 3.2.

p

f

ΔI

Bab



Gambar 3.2 Faktor daya dukung ujung Nc* dan Nq*

3.2.2 Daya Dukung Selimut Tiang (Qs)

Daya dukung selimut tiang ditentukan, berdasarkan rumus berikut ini:

$$Q_s = \sum A_s \cdot f \qquad (3.8)$$

dimana:

A_s = luas selimut tiang

= p.ΔL

p = keliling tiang

f = gesekan selimut satuan

ΔL = panjang segmen tiang

Di bawah ini diberikan cara untuk menentukan gesekan selimut (f):

1. Tanah pasir

$$f = K \cdot \sigma' \cdot \tan \delta \qquad (3.9)$$

dimana:

K = koefisien tegangan tanah lateral

σ' = tegangan vertikal efektif tanah

δ = sudut gesek permukaan

Harga K dan δ menurut *Tomlinson* (1986) ditentukan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 3.1 Penentuan harga K dan δ

Bahan	δ	Nilai K	
		Kepadatan relatif rendah	Kepadatan relatif tinggi
Baja	20°	0,5	1,0
Beton	$\frac{3}{4}\phi$	1,0	2,0
Kayu	$\frac{2}{3}\phi$	1,5	4,0

Pada perhitungan tahanan gesek selimut (f_s) pada tanah non kohesif juga bisa digunakan metode β (*Donald P. Coduto, 1994*) sebagai berikut:

Metode β

$$f_s = \beta \cdot \sigma_v \qquad (3.10)$$

$$\beta = K \tan \Phi_s \qquad (3.11)$$

Keterangan:

σ_v' = tegangan vertikal efektif pada tengah lapisan tanah.

K = koefisien tekanan tanah lateral.

Φ_s = derajat gesek pada lapisan tanah.

Dengan tabel 3.1 dan 3.2 dapat ditentukan Φ_s dan K dari derajat gesek tanah (Φ) dan koefisien tekanan tanah lateral pra konstruksi (K_o). Akan tetapi K_o sulit ditentukan, sehingga *Reese* dan *O'Neill* (1989) memberikan rumus empiris untuk menghitung β.

$$\beta = 1{,}5 - 0{,}135\,(z/B_r) \quad , \quad 0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}20 \qquad (3.12)$$

Keterangan:

z = kedalaman dari permukaan tanah hingga tengah-tengah lapisan tanah.

B_r = lebar referensi = 1,0 ft = 0,3 m

Tabel 3.2 Tipikal nilai Φ_s/Φ untuk desain pengeboran lapisan
(Sumber: *Donald P. Coduto. 1984*)

Construction Method	Φ_s/Φ
Open hole or temporary casing	1,0
Slurry method – minimal slurry cake	1,0
Slurry method – heavy slurry cake	0,8
Permanent casing	0,7

Tabel 3.3 Tipikal nilai K/K_o untuk desain pengeboran lapisan
(Sumber: *Donald P. Coduto. 1984*)

Construction Method	K/K_o
Dry construction with minimal sidewall distrubance and prompt concreting	1

Tabel 3.3 Lanjutan

Slurry construction – good workmanship	1
Slurry construction – poor workmanship	2/3
Casing under water	5/6

2. Tanah lempung

Ada beberapa formula yang digunakan diantaranya:

a. Metode alpha (*Tomlinson*)

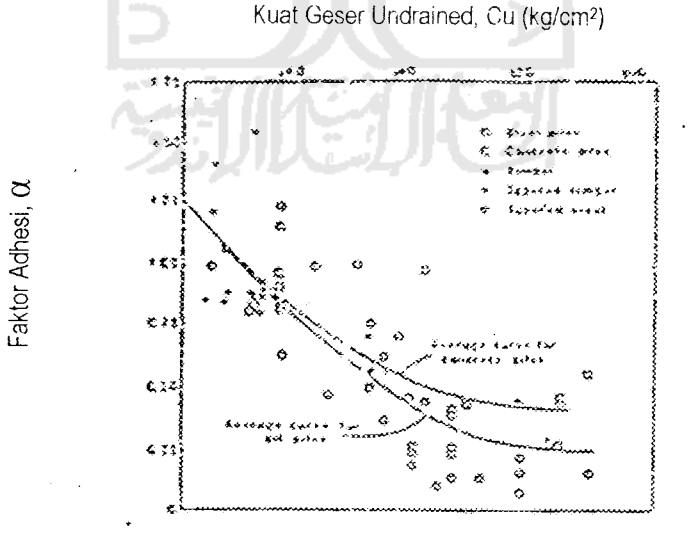
$$f = \alpha \cdot c_u \qquad (3.13)$$

dimana:

f = gesekan selimut

α = konstanta (ditentukan oleh gambar 3.3)

c_u = nilai kohesi *undrained*



Gambar 3.3 Variasi Harga α Terhadap Harga Cu

b. Metode beta (Metode Tegangan Efektif)

$$f_{ave} = \beta \cdot \sigma' \qquad (3.14)$$

dimana:

f_{ave} = gesekan selimut rata-rata

β = K . tan ϕ_r (3.15)

ϕ_r = sudut geser dalam pada kondisi terdrainase (dari uji triaksial)

K = 1 – sin ϕ_r (terkonsolidasi normal) (3.16)

$K = (1 - \sin \phi_r) \sqrt{OCR}$ (3.17)

σ' = tegangan vertikal efektif

OCR = *Over Consolidation Ratio*

3.2.3 Daya Dukung Tiang Tunggal

Daya dukung tiang tunggal dapat dihitung sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.18)$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK} \quad (3.19)$$

Dimana:

Q_u = daya dukung ultimit tiang

Q_a = daya dukung ijin tiang

Q_p = daya dukung ujung tiang

Q_s = daya dukung selimut tiang

FK = 2,5 (faktor keamanan)

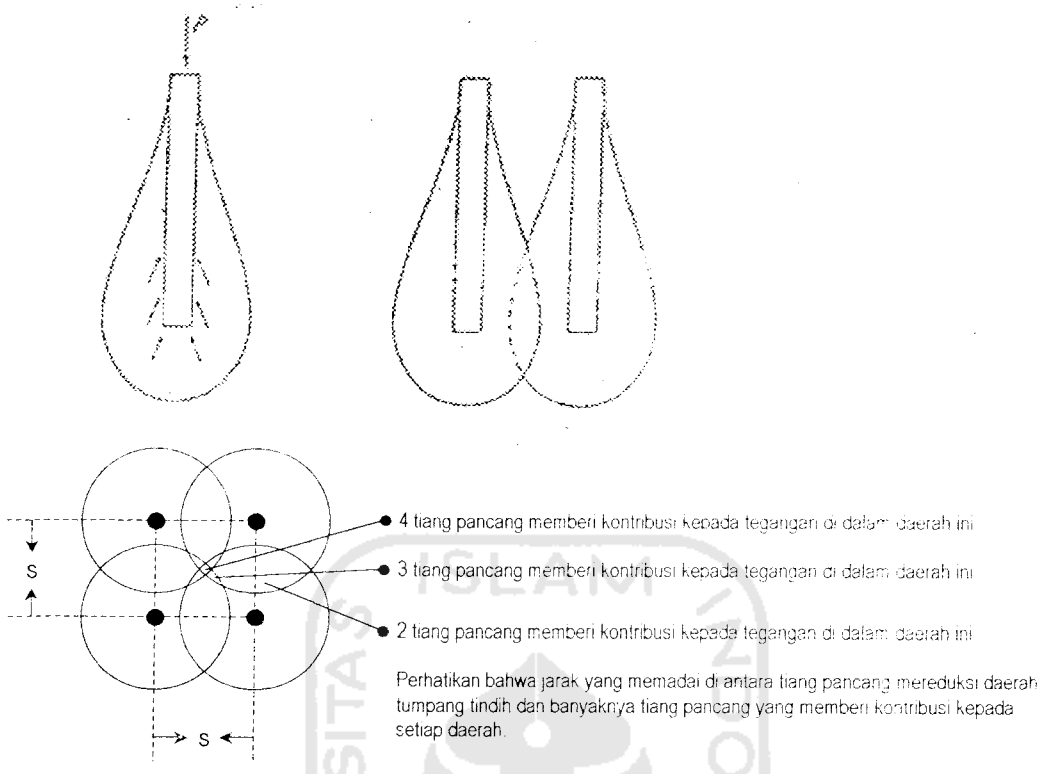
Untuk menentukan faktor keamanan dapat digunakan klasifikasi struktur menurut *Pugsley* (1996).

3.2.4 Daya Dukung Kelompok Tiang

Kelompok tiang merupakan kumpulan dari beberapa tiang. yang bekerja sebagai satu kesatuan. Penyatuan. kelompok tiang dengan pelat beton atau biasa dikenal dengan *pile cap* (*poer*).

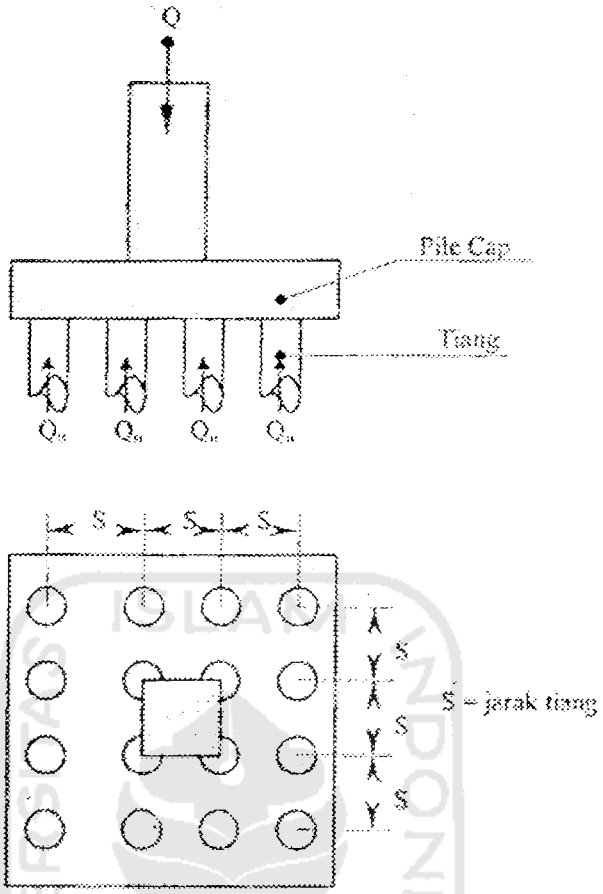
Dalam hal kelompok tiang maka baik tahanan ujung maupun pada keliling tiang akan terjadi *overlapping* daerah yang mengalami tegangan-tegangan akibat beban kerja struktur. Fondasi tiang yang duduk di atas lapisan pasir padat biasanya merupakan tiang tahanan ujung, untuk *overlapping* tegangan yang terjadi maka akan memperbesar tegangan keliling di sekitar tiang. Hal ini menguntung-kan untuk fondasi yang duduk pada tanah pasir karena daya dukungnya akan meningkat.

Pada tiang tahanan gesek (fondasi tiang pada tanah lempung atau pasir lepas) maka *overlapping* tegangan akan terjadi di sekitar tiang yang akan mempengaruhi daya dukungnya. Karena jarak antara tiang tidak dapat dibuat terlalu besar (oleh alasan praktis) maka pengaruh kelompok tiang ini tidak dapat dihindarkan sehingga daya dukung kelompok tiang dapat lebih kecil dari jumlah total daya dukung masing-masing tiang. Pada gambar 3.4 menunjukkan daerah pengaruh tegangan pada tiang tunggal dan kelompok tiang.



Gambar 3.4 *Overlapping* daerah tegangan sekitar tiang tunggal dan kelompok tiang

Dalam masalah kelompok tiang, yang terpenting adalah jarak tiang pada umumnya susunan tiang dibuat simetris sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat *pile cap* terletak pada satu garis vertikal (gambar 3.5). Kebanyakan peraturan bangunan mensyaratkan jarak minimum antara tiang 2 D dan jarak optimal antara tiang adalah 2,5 D - 3,0 D dan jarak tiang ke tepi poer adalah 1,25D.



Gambar 3.5 Kelompok tiang

3.2.5 Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang adalah perbandingan kapasitas kelompok terhadap jumlah kapasitas masing-masing tiang dalam satu *pile cap*.

1. Tanah pasir

Untuk menentukan efisiensi kelompok tiang pada tanah pasir dapat dilakukan dengan beberapa formula seperti tersebut di bawah ini.

a. Formula sederhana

Formula ini didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai satu kesatuan (blok)

$$Eg = \frac{2.(m + n - 2)s + 4D}{p.m.n} \qquad (3.20)$$

dimana:

m = jumlah tiang pada deretan baris

n = jumlah tiang pada deretan kolom

p = keliling pada penampang tiang

D = diameter atau sisi tiang

S = jarak antar tiang

b. Formula *Los Angeles*

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n}\left[m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}\right] \quad (3.21)$$

dimana besar-besarannya sesuai dengan definisi terdahulu.

c. Formula *Seiler Keeney*

$$Eg = \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2 - 7)(m+n-1)}\right] + \frac{0,3}{m+n} \quad (3.22)$$

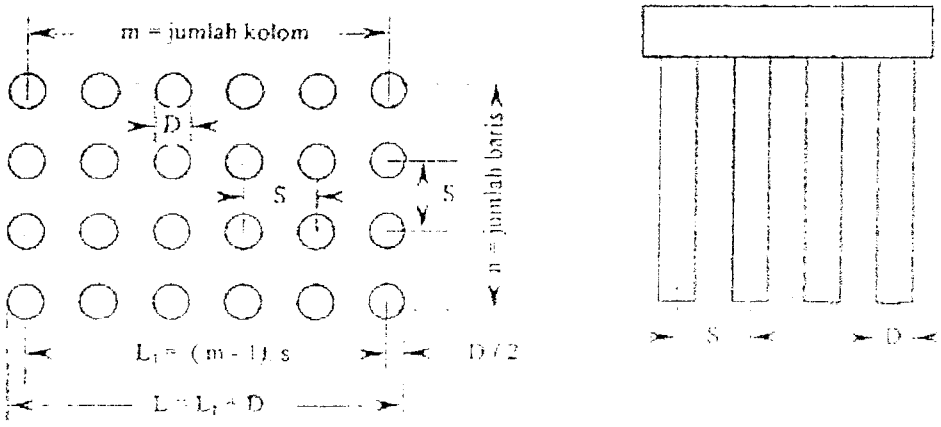
pada formula di atas (s) diambil dalam satuan meter.

d. Formula *Converse-Labarre*

Khusus untuk formasi kelompok tiang yang membentuk empat persegi panjang, maka efisiensi kelompok tiang dapat diperoleh berdasarkan persamaan *Converse-Labarre* sebagai berikut:

$$Eg = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}\right].\theta \quad (3.23)$$

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{s}\right) \quad (3.24)$$



Gambar 3.6 Effisiensi kelompok tiang berdasarkan metode *Converse-Labarre*

e. Formula *Filed*

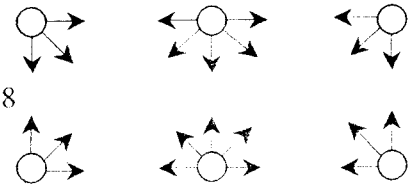
Dengan menggunakan metoda *Filed*, dalam metoda ini kapasitas pondasi individual tiang berkurang sebesar $^1/_{16}$ akibat adanya tiang yang berdampingan baik dalam arah lurus maupun arah diagonal. Ilustrasi hasil perhitungan formula ini diberikan pada gambar 3.7

$$E_e = \frac{2x15}{2}\frac{}{16} = 0.9375$$

$$E_e = \frac{3x14}{3}\frac{}{16} = 0.875$$

$$E_e = \frac{4x13}{4}\frac{}{16} = 0.8125$$

$$E_s = \frac{\left(4x\frac{13}{16}\right)+\left(2x\frac{11}{16}\right)}{6} = 0{,}7708$$



Gambar 3.7 Illustrasi effisiensi kelompok tiang berdasarkan metode *Fled*

Menurut *Paulos, H G dan Davis, E.H, 1980* dalam menentukan daya dukung kelompok tiang pada tanah pasir perlu diperhatikan hal sebagai berikut:

1. Pada tiang pancang tahanan gesek maupun tiang tahanan ujung dengan $s \geq 3D$, daya dukung kelompok dapat diambil sama besar dengan jumlah daya dukung masing-masing tiang (Eg = 1).

   $$Eg = m \,.\, n \,.\, \Sigma Q_u \qquad (3.25)$$

2. Pada tiang pancang tahanan gesek dengan $s < 3D$, digunakan salah satu formula di atas.
3. Pada tiang bor dimana tahanan gesek dominan dengan jarak $s = 3D$, nilai efisiensi berkisar antara 0,67 – 0,75, tetapi pada tiang bor tahanan ujung, nilai efisiensi dapat dianggap = 1,0.

Untuk menentukan kapasitas kelompok tiang pada tanah pasir dapat dilakukan seperti tersebut di bawah ini:

$$Qkell = Eg \,.\, Qa \,.\, n \qquad (3.26)$$

dimana:

Eg = efisiensi kelompok tiang

n = jumlah tiang

Qa = daya dukung ijin tiang tunggal

2. Tanah lempung

Daya dukung batas kelompok tiang pada tanah lempung didasarkan pada aksi blok yaitu bila kelompok tiang berperan sebagai blok.

Untuk menentukan kapasitas kelompok tiang pada tanah lempung dapat dilakukan seperti tersebut di bawah ini:

a. Ditentukan jumlah kapasitas kelompok tiang

$$\Sigma Q_u = m \cdot n \cdot (Q_p + Q_s) \quad (3.27)$$

$$= m \cdot n \left[9.c_{u(p)} + \alpha.c_u.p.\Delta L\right] \quad (3.28)$$

b. Ditentukan daya dukung blok berukuran Lg x Bg x ΔL

dimana:

Lg = panjang kelompok

Bg = lebar kelompok

p = keliling

c_u = kohesi tanah

ΔL = panjang segmen tiang

c. Bandingkan kedua besaran di atas, harga daya dukung kelompok tiang diambil nilai yang lebih kecil.

3.2.6 Penurunan (*settlement*) fondasi tiang pada tanah non kohesif

Penurunan (*settlement*) pada fondasi tiang merupakan masalah yang kompleks karena gangguan pada keadaan tegangan tanah saat pemancangan dan

ketidakpastian mengenai distribusi dan posisi pengalihan beban (*load transfer*) dari tiang ke tanah.

1. Penurunan fondasi tiang tunggal

Untuk memperkirakan turunnya fondasi tiang tunggal pada tanah non kohesif dapat dihitung dengan menggunakan metode semi empiris.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \tag{3.29}$$

Dimana:

S = penurunan total tiang fondasi tiang tunggal

S_s = penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal

S_p = penurunan dari ujung tiang

S_{ps} = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$$\sum Q_u = Lg.Bg.c_{u(p)}.N_c^* + \sum 2.(L.D)c_u.\Delta L \tag{3.30}$$

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha.Q_s)L}{A_p.E_p} \tag{3.31}$$

Dimana:

Q_p = beban yang didukung ujung tiang

Q_s = beban yang didukung selimut tiang

L = panjang tiang

A_p = luas penampang tiang

E_p = modulus elastis tiang = 2.10^6 ton/m^2

α = koefisien distribusi

Vesic (1977) menyarankan harga α = 0,33 - 0,5 untuk distribusi gesekan yang seragam sepanjang tiang. Distribusi tegangan seperti ini hanya

dapat diperoleh secara empiris dengan memonitor gesekan selimut saat uji pembebanan tiang.

$$S_p = \frac{C_p . Q_p}{D . q_p} \quad (3.32)$$

Dimana:

C_p = koefisien empiris (lihat tabel 3.4)

Q_p = perlawanan ujung di bawah beban kerja

q_p = daya dukung batas di ujung tiang

D = diameter atau sisi tiang

Tabel 3.4 Nilai koefisien c_p (Vesic, 1977)

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung	0,02 - 0,03	0,03 – 0,06
Lanau (silt)	0,03 – 0,05	0,08 – 0,12

$$S_{ps} = \left[\frac{Q}{P.L}\right] \frac{D}{E_s}\left(1 - \nu_s^{\,2}\right) I_{ws} \quad (3.33)$$

Dimana:

Q = beban kerja

p = keliling tiang

L = panjang tiang tertanam

D = diameter tiang

E_g = modulus elastisitas tanah = 1350 ton/m^2

υ_s = poisson's ratio tanah = 0,2

I_{ws} = faktor pengaruh hubungan antara panjang tiang tertanam dengan diameter tiang

$$I_{ws} = 2 + 0{,}3.\sqrt{\frac{L}{D}} \qquad (3.34)$$

Tabel 3.5 Harga Poisson's Ratio
(T.W. Lambe & R.V. Whitman,1969)

Tipe Tanah	Poisson's Ratio
Clay, saturated	0,5
Clay, undrained	0,35 – 0,40
Clay, with sand and silt	0,30 – 0,42
Sandy soil	0,15 – 0,25
Sand	0,30 – 0,35

Penurunan pondasi tiang bor di bawah beban yang didukung biasanya kurang dari 1,0 inch (25 mm) untuk semua struktur bangunan. Akan tetapi, jika bagian terbesar dari kapasitas terletak pada tahanan ujungnya saja, maka penurunan akan lebih besar dari 1,0 inch.

Resse and O'Neil (1988), mengembangkan sebuah kurva untuk memperkirakan penurunan pondasi tiang bor dibawah *service loads*. Kurva tersebut menunjukkan perbandingan antara perlawanan yang termobilisasi dengan perlawanan aktual. Jika hasil penurunan terlalu besar, kurva tersebut digunakan suntuk mengubah desain yang sesuai. Lihat lampiran 2 dan 3.

Contoh perhitungan dapat dilihat di bawah ini:

Sebuah bidang tanah lempung mempunyai pondasi dengan spesifikasi sebagai berikut:

B = 24 in

B_b = 60 in

Q_s = 330 k

Q_p = 706 k

Q_{all} = 410 k

Penurunan yang terjadi adalah sebagai berikut:

Dicoba δ = 0,2in

$\delta/B = 0{,}2/24 = 0{,}8\%$, dari lampiran 2, Q_s yang bekerja = (1,0)(330)= 330 k

$\delta/B_b = 0{,}2/60 = 0{,}3\%$, dari lampiran 2, Q_p yang bekerja = (0,25)(706)= 176k

506k>410

Dicoba δ = 0,1in

$\delta/B = 0{,}1/24 = 0{,}4\%$, dari lampiran 2, Q_s yang bekerja = (0,92)(330) = 304k

$\delta/B_b = 0{,}1/60 = 0{,}2\%$, dari lampiran 2, Q_p yang bekerja = (0,1)(706) = 71k

375k<410

$$\delta = 0{,}1 + 0{,}1\left(\frac{410-375}{506-375}\right) = 0{,}13\text{in}$$

2. Penurunan kelompok tiang

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada fondasi tiang tunggal. Untuk memperkirakan penurunan yang terjadi pada kelompok tiang dapat dihitung dengan menggunakan metode *Vesic*, 1977.

$$S_g = S_R \cdot \sqrt{\frac{Bg}{D}} \qquad (3.35)$$

Dimana:

S_g = penurunan kelompok tiang

S_R = penurunan rata-rata fondasi tiang tunggal

Bg = lebar kelompok tiang

D = diameter tiang tunggal

Menurut *Meyerhof* (1976), penurunan kelompok tiang pada pasir dan kerikil dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$s_{g(e)}(mm) = \frac{0{,}92.q.\sqrt{B_g.I}}{N_{cor}} \qquad (3.36)$$

dimana:

$$q = Q_g \Big/ (L_g.B_g) \qquad (3.37)$$

L_g = panjang dari kelompok tiang

B_g = Lebar kelompok tiang

$$N_{cor} = 0{,}77.\log\frac{20}{\sigma_v'}N \qquad (3.38)$$

$$I = 1 - \frac{L}{8.Bg} \geq 0{,}5 \qquad (3.39)$$

I = faktor pengaruh antara panjang tiang dengan lebar kelompok tiang

L = panjang tiang

3.3 Faktor Keamanan

Daya dukung ijin tiang (Qa) umumnya diperoleh dengan membagi daya dukung ultimit dengan suatu faktor keamanan baik secara keseluruhan atau dengan masing-masing faktor keamanan pada selimut tiang dan pada tahanan ujungnya.

$$Q_a = Q_u / FK \tag{3.40}$$

$$Q_a = \{ Q_p / FK_1 \} + \{ Q_s / FK_2 \} \tag{3.41}$$

Variasi besarnya faktor aman yang telah banyak digunakan untuk perancangan fondasi tiang bergantung pada jenis tiang, sebagai berikut:

1. Tiang Pancang

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \tag{3.42}$$

Beberapa peneliti menyarankan faktor aman yang tidak sama untuk tahanan gesek dinding dan tahanan ujung. Kapasitas ijin dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

$$Q_a = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{1,5} \tag{3.43}$$

Penggunaan faktor aman sebesar 1,5 untuk tahanan gesek dinding (Q_s) yang lebih kecil dari faktor aman untuk tahanan ujung tiang (Q_p) yaitu 3,

karena nilai puncak dari tahanan gesek dinding dicapai bila tiang mengalami penurunan 2 – 7 mm, sedangkan tahanan ujung (Q_p) membutuhkan penurunan yang lebih besar agar tahanan ujungnya bekerja dengan penuh. Jadi, maksud penggunaan faktor-faktor aman tersebut adalah untuk meyakinkan keamanan tiang terhadap keruntuhan tiang dengan mempertimbangkan penurunan tiang pada beban kerja yang diterapkan.

2. Tiang Bor

Kapasitas ijin tiang bor, diperoleh dari jumlah tahanan ujung dan tahanan gesek yang dibagi dengan faktor aman tertentu.

a. Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter D<2m

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \qquad (3.44)$$

b. Untuk tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} \qquad (3.45)$$

Untuk diameter tiang (D) lebih dari 2m, kapasitas tiang ijin perlu dievaluasi dari pertimbangan penurunan tiang. Selanjutnya, penurunan struktur harus pula dicek terhadap persyaratan besar penuruna toleransi yang masih diijinkan.

Suatu faktor keamanan biasanya digunakan untuk menghindari penurunan secara berlebih yang dapat membahayakan struktur di atasnya. Pondasi tiang juga digunakan untuk menahan beban miring, beban lateral atau gaya angkat (uplift) dan momen.

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang perlu dibagi dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini perlu diberikan dengan maksud untuk:

1. Memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan,
2. Memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah,
3. Meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja,
4. Meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas-batas toleransi,
5. Meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam di antara tiang-tiang masih dalam batas-batas toleransi.

Sehubungan dengan alasan diameter butir (d), dari hasil banyak pengujian-pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (*Tomlinson*, 1977)

Reese dan O'Neill menyarankan pemilihan faktor aman (F) untuk perancangan pondasi tiang, berdasarkan atas:

1. Tipe dan kepentingan struktur,
2. Variabilitas tanah (tanah tidak *uniform*),
3. Ketelitian penyelidikan tanah,

4. Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan,
5. Ketersediaan data di tempat uji (uji beban tiang),
6. Pengawasan/kontrol kualitas di lapangan,
7. Kemungkinan beban desain aktual yang terjadi selama beban layanan struktur.

Untuk memilih faktor aman, pengklasifikasian struktur berdasarkan sistem *Pugley* (1996):

1. *Monumental structures*, yang mempunyai umur desain lebih dari 100 tahun. Seperti: jembatan yang panjang dan besar, atau bangunan monumen.
2. *Permanent stuctures*, yang mempunyai umur desain antara 25-100 tahun. Seperti: jalan rel kereta api, bangunan besar pada umumnya.
3. *Temporary structures*, yang akan ditempati pada waktu yang singkat (kurang dari 25 tahun). Seperti: fasilitas industri yang bersifat sementara.

Tabel 3.6 Faktor aman yang disarankan (*Reese dan O'Neill, 1989*)
(Sumber: HC. Hardiatmo)

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman (F)			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8