

## BAB 2

### LANDASAN TEORI

#### 2.1 Tinjauan Pustaka

Penggunaan program *microsoft excel* dalam perhitungan daya dukung fondasi telah banyak dilakukan. Ilham (2010) mengembangkan program perhitungan kekuatan fondasi tiang pancang, dimana program yang dibuat dapat menghitung berapa besar daya dukung fondasi tiang dan dilengkapi juga dengan berapa kebutuhan pembesian yang akan dipakai. Program tersebut juga dapat mengetahui gaya geser yang terjadi baik berdasarkan tinjauan arah  $x$  maupun arah  $y$ .

Coduto (2014) mengembangkan program serupa, akan tetapi program yang dikembangkan hanya menghitung daya dukung apabila menggunakan fondasi dangkal saja. Kelebihan program perhitungan ini adalah dapat menghitung daya dukung fondasi dangkal berdasarkan Teori Terzaghi (1943), Mayerhof (1963), Hansen (1970), dan Vesic (1975), sehingga dapat menyediakan beberapa pilihan bagi pengguna program untuk mengetahui daya dukung fondasi dangkal dari empat teori tersebut.

Handayani (2018) sedikit melengkapi program-program perhitungan sebelumnya, dimana program yang dikembangkan dapat menghitung daya dukung fondasi *footplate* dan tiang pancang. Program tersebut juga dilengkapi dengan perhitungan mengenai gaya geser pada telapak baik melalui tinjauan satu arah maupun dua arah ( $x$  dan  $y$ ), semakin dilengkapi juga dengan perhitungan kebutuhan pembesian.

Program perhitungan daya dukung fondasi tidak hanya dilakukan menggunakan *microsoft excel* saja. Seperti yang telah dilakukan oleh Wijaya, et al. (2015), program yang dikembangkan adalah program aplikasi perhitungan daya dukung dan penurunan fondasi tiang menggunakan *MATLAB*. Program ini dapat menghasilkan *output* berupa daya dukung fondasi tiang, efisiensi tiang kelompok, *negative skin friction*, dan penurunan tiang.

Hasanah (2019) juga mengembangkan aplikasi fondasi tiang pancang berbasis web, dimana program tersebut dapat menghitung daya dukung tiang tunggal, efisiensi

*commit to user*

kelompok tiang, daya dukung kelompok tiang, hingga penurunan tiang secara praktis dan waktu yang lebih cepat dibandingkan dengan perhitungan manual.

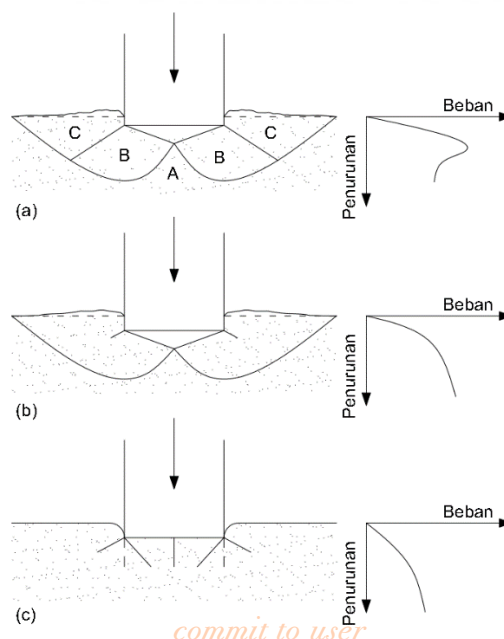
Terdapat beberapa program perhitungan mengenai daya dukung fondasi yang sudah ada, namun dari program-program yang telah disebutkan diatas masih memiliki beberapa kekurangan, diantaranya adalah terbatas dalam jenis fondasi tertentu, tidak jelasnya referensi teori yang digunakan, terlalu rumit penggunaannya, belum bisa menyelesaikan kasus-kasus rumit semisal adanya muka air tanah, hasil perhitungan kurang akurat, tampilan yang kurang menarik, dan lain sebagainya.

## 2.2 Daya Dukung Fondasi Dangkal Menggunakan Data Tanah

Fondasi dangkal adalah jenis fondasi yang secara langsung mendukung bebannya, biasanya digunakan ketika tanah permukaan yang cukup kuat dan kaku untuk mendukung beban yang dikenakan dimana jenis struktur yang didukungnya tidak terlalu berat dan juga tidak terlalu tinggi, seperti : fondasi telapak, dan fondasi menerus/memanjang.

Berdasarkan hasil uji model, Vesic (1963) membagi mekanisme keruntuhan fondasi menjadi 3 macam dapat dilihat pada Gambar 2.1.

- (a) Keruntuhan geser umum (*general shear failure*).
- (b) Keruntuhan geser lokal (*local shear failure*).
- (c) Keruntuhan penetrasi (*penetration failure / punching shear failure*).



**Gambar 2.1** Tipe keruntuhan fondasi

### 2.2.1 Metode Terzaghi

Penelitian mengenai daya dukung fondasi dangkal telah banyak dilakukan oleh banyak peneliti. Salah satunya adalah Terzaghi (1943) yang menyatakan kapasitas dukung ultimit (*ultimit bearing capacity*) ( $q_u$ ) adalah beban maksimum persatuan luas dimana tanah masih bisa menerima beban tanpa mengalami keruntuhan.

Persamaan umum kapasitas dukung Terzaghi untuk fondasi dangkal ditunjukkan dalam Persamaan (2.1) adalah,

$$q_u = cN_c + D_f\gamma N_q + 0,5\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (2.1)$$

dengan,

- $q_u$  : kapasitas dukung ultimit fondasi (kN/m<sup>2</sup>, ton/m<sup>2</sup>, kg/cm<sup>2</sup>)
- $c$  : kohesi (kN/m<sup>2</sup>, ton/m<sup>2</sup>, kg/cm<sup>2</sup>)
- $D_f$  : kedalaman fondasi (m, cm)
- $\gamma$  : berat volume tanah (m, cm)
- $p_o$  :  $D_f\gamma$  : tekanan overburden pada dasar fondasi (kN/m<sup>2</sup>, ton/m<sup>2</sup>, kg/cm<sup>2</sup>)
- $B$  : lebar fondasi (m, cm)
- $N_\gamma, N_c, N_q$  : faktor kapasitas dukung Terzaghi

### 2.2.2 Metode Mayerhof

Mayerhof (1963) menyarankan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk fondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas fondasinya, dinyatakan dalam Persamaan (2.2) sebagai berikut,

$$q_u = s_c d_c i_c c N_c + s_q d_q i_q p_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0.5 B' \gamma N_\gamma \dots\dots\dots (2.2)$$

dengan,

- $q_u$  : kapasitas dukung ultimit fondasi (kN/m<sup>2</sup>, ton/m<sup>2</sup>, kg/cm<sup>2</sup>)
- $N_c, N_q, N_\gamma$  : faktor kapasitas dukung untuk fondasi memanjang
- $s_c, s_q, s_\gamma$  : faktor bentuk fondasi
- $d_c, d_q, d_\gamma$  : faktor kedalaman fondasi
- $i_c, i_q, i_\gamma$  : faktor kemiringan beban
- $B'$  : lebar fondasi efektif (m, cm)
- $P_o$  :  $D_f\gamma$  : tekanan overburden pada dasar fondasi (kN/m<sup>2</sup>, ton/m<sup>2</sup>, kg/cm<sup>2</sup>)

$D_f$  : kedalaman fondasi (m, cm)

$\gamma$  : berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ ,  $\text{ton/m}^3$ ,  $\text{kg/cm}^3$ )

Faktor-faktor kapasitas dukung yang diusulkan oleh Mayerhof (1963) adalah,

$$N_c = (N_q) \text{ctg } \varphi \dots\dots\dots (2.3)$$

$$N_q = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg } \varphi)} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg} (1,4\varphi) \dots\dots\dots (2.5)$$

**Tabel 2.1** Faktor bentuk fondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor Bentuk	Nilai	Keterangan
$s_c$	$1 + 0,2 (B/L) \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$	Untuk sembarang $\varphi$
$s_q = s_\gamma$	$1 + 0,1 (B/L) \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ 1	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ Untuk $\varphi = 0^\circ$

**Tabel 2.2** Faktor kedalaman fondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor Kedalaman	Nilai	Keterangan
$d_c$	$1 + 0,2 (D/B) \text{tg}(45^\circ + \varphi/2)$	Untuk sembarang $\varphi$
$d_q = d_\gamma$	$1 + 0,1 (D/B) \text{tg}(45^\circ + \varphi/2)$ 1	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ Untuk $\varphi = 0^\circ$

**Tabel 2.3** Faktor kemiringan fondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor Kemiringan Beban	Nilai	Keterangan
$i_c = i_q$	$(1 - \delta^\circ/90^\circ)^2$	Untuk sembarang $\varphi$
$i_\gamma$	$(1 - \delta^\circ/\varphi^\circ)^2$ 1	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ Untuk $\varphi = 0^\circ$

### 2.2.3 Metode Brinch Hansen

Hansen (1970) menyarankan kapasitas dukung yang pada dasarnya sama dengan Terzaghi, hanya didalam persamaanya memperhatikan pengaruh-pengaruh bentuk fondasi, kedalaman, inklinasi beban, inklinasi dasar dan inklinasi permukaan tanah. Dinyatakan dalam Persamaan (2.6) berikut,

$$q_u = s_c d_c i_c b_c g_c c N_c + s_q d_q i_q b_q g_q p_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0.5 B' \gamma N_\gamma \dots\dots\dots (2.6)$$

dengan,

$q_u$  : kapasitas dukung ultimit fondasi ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$N_c, N_q, N_\gamma$  : faktor kapasitas dukung Hansen.

$s_c, s_q, s_\gamma$  : faktor bentuk fondasi.

$d_c, d_q, d_\gamma$  : faktor kedalaman fondasi.

$i_c, i_q, i_\gamma$  : faktor kemiringan beban

$b_c, b_q, b_\gamma$  : faktor kemiringan dasar

$g_c, g_q, g_\gamma$  : faktor kemiringan permukaan

$B'$  : lebar fondasi efektif (m, cm)

$P_o$  :  $D_f \gamma$  : tekanan overbuden pada dasar fondasi ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$D_f$  : kedalaman fondasi (m, cm)

$\gamma$  : berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ ,  $\text{ton/m}^3$ ,  $\text{kg/cm}^3$ )

### 2.2.4 Metode Vesic

Persamaan kapasitas dukung Vesic (1975) sama seperti juga persamaan Hansen (1970), memberikan pengaruh-pengaruh seperti kedalaman, bentuk fondasi, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan, hanya persamaan kapasitas dukung faktor-faktornya yang berbeda, ditunjukkan dalam Tabel 2.4 hingga Tabel 2.6 berikut,

**Tabel 2.4** Faktor bentuk dan kedalaman Hansen (1970) dan Vesic (1975)

Faktor Bentuk	Keterangan	Faktor Kedalaman	Keterangan
$S'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'}$ $S_{c(H)} = 1.0 + \frac{Nq}{Nc} \chi \frac{B'}{L'}$ $S_{c(V)} = 1.0 + \frac{Nq}{Nc} \chi \frac{B'}{L'}$	$\phi = 0^\circ$	$d_c = 0.4k$ $d_c = 1.0 + 0.4k$ $k = D/B$ $k = \tan^{-1} (D/B)$	$\phi = 0^\circ$  untuk $D/B \leq 1$ untuk $D/B > 1$
$S_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$ $S_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	untuk semua $\phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) 2k$	
$S_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'}$ $S_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L}$	$\geq 0.6$	$d_\gamma = 1$	untuk semua $\phi$
Keterangan : *(H) untuk Hansen (1970) *(V) untuk Vesic (1975) *k dalam radians			

**Tabel 2.5** Faktor kemiringan beban, kemiringan dasar, dan kemiringan permukaan Hansen (1970)

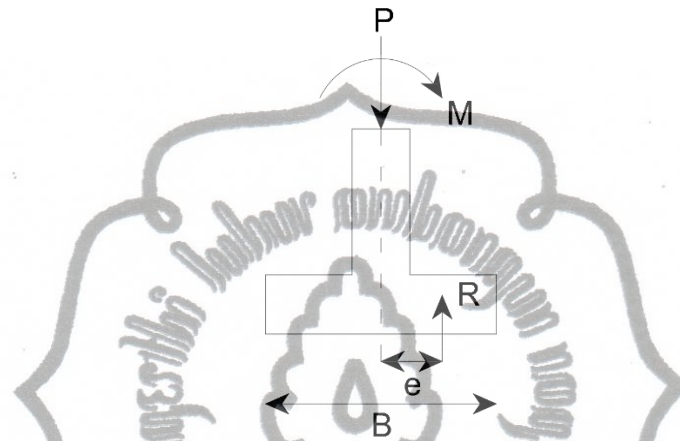
Faktor Kemiringan Beban	Faktor Kemiringan Permukaan	Faktor Kemiringan dasar
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{Hi}{Af Ca}}$ $i_c = i_q - \frac{1-iq}{Nq-1}$	$g'_c = \beta^{\circ}/147^{\circ}$ $g_c = 1.0 - \beta^{\circ}/147^{\circ}$	$b'_c = \eta^{\circ}/147^{\circ}$ $b_c = 1 - \eta^{\circ}/147^{\circ}$
$i_q = (1 - \frac{0.5Hi}{V + Af Ca \cot\varphi})^{\alpha1}$	$g_q = g_{\gamma} = (1 - 0.5 \tan\beta)^5$	$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$
$i_{\gamma} = (1 - \frac{0.7Hi}{V + Af Ca \cot\varphi})^{\alpha2}$ $i_{\gamma} = (1 - \frac{(0.7-n)Hi}{V + Af Ca \cot\varphi})^{\alpha2}$		$b_{\gamma} = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$
<p>Keterangan :</p> <p>*<math>n = \eta^{\circ}/450^{\circ}</math></p> <p>*<math>2 \leq \alpha1 \leq 5</math></p> <p>*<math>2 \leq \alpha2 \leq 5</math></p> <p>*<math>A_f = B'L'</math></p> <p>*<math>c_a =</math> Adhesi dasar fondasi ((0.6 – 1) x kohesi dasar fondasi)</p>		

**Tabel 2.6** Faktor kemiringan beban, kemiringan dasar, dan kemiringan permukaan Vesic (1975)

Faktor Kemiringan Beban	Faktor Kemiringan Permukaan	Faktor Kemiringan dasar
$i'_c = 0.5 - \frac{mHi}{Af Ca Nc}$ $i_c = i_q - \frac{1-iq}{Nq-1}$	$g'_c = \beta/5.14 \text{ (radians)}$ $g_c = i_q - \frac{1-iq}{5.14 \tan\phi}$	$b'_c = g'_c$ $b_c = 1 - 2\beta/5.14 \tan \phi$
$i_q = (1 - \frac{Hi}{V + Af Ca \cot\phi})^m$	$g_q = g_\gamma = (1 - \tan\beta)^2$	$b_q = b_g = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$
$i_\gamma = (1 - \frac{Hi}{V + Af Ca \cot\phi})^{m+1}$		
Keterangan : * $m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ * $m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$ * $A_f = B'L'$ * $c_a =$ adhesi dasar fondasi (0.6 – 1 x kohesi dasar fondasi)		

### 2.2.5 Tegangan kontak akibat beban eksentris

Tegangan kontak (*contact pressure*) adalah tegangan reaksi tanah terhadap beban yang dipikul oleh fondasi. Apabila fondasi dibebani dengan beban yang sentris, maka tegangan kontak akan terbagi merata. Namun apabila fondasi dibebani oleh beban yang eksentris, maka diasumsikan tegangan kontak akan turun secara linear dari ujung ke tumit fondasi.



**Gambar 2.2** Ilustrasi beban eksentris

Mayerhof (1953) mengusulkan koreksi untuk lebar dan panjang fondasi yang dinyatakan dalam dimensi efektif fondasi ( $B'$  dan  $L'$ ). Beban eksentris dapat terjadi dikarenakan dua kondisi yaitu,

1. Apabila fondasi tidak hanya menahan beban vertikal tetapi juga menahan momen guling.

$$\sigma = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots (2.7)$$

$$e = \frac{M}{P} \dots\dots\dots (2.8)$$

dengan,

- $\sigma$  : tegangan tanah ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )
- $P$  : beban struktur ( $\text{kN}$ ,  $\text{ton}$ ,  $\text{kg}$ )
- $M$  : momen yang diterima ( $\text{kN.m}$ ,  $\text{ton.m}$ ,  $\text{kg.m}$ )
- $B$  : panjang fondasi ( $\text{m}$ ,  $\text{cm}$ )
- $L$  : lebar fondasi ( $\text{m}$ ,  $\text{cm}$ )
- $e$  : eksentrisitas ( $\text{m}$ ,  $\text{cm}$ )

2. Apabila kolom tidak terletak di pusat massa fondasi.

$$P_u' = q_u A' = q_u B' L' \dots\dots\dots (2.9)$$

$$B' = B - 2e_x, \dots\dots\dots (2.10)$$

$$L' = L - 2e_y \dots\dots\dots (2.11)$$

dengan,

$P_u'$  : beban total ultimit (kN, ton, kg)

$q_u$  : kapasitas dukung ultimit (kN/m<sup>2</sup>, ton/m<sup>2</sup>, kg/cm<sup>2</sup>)

$A'$  : luas efektif (m<sup>2</sup>, cm<sup>2</sup>)

$B'$  : panjang efektif (m, cm)

$L'$  : lebar efektif (m, cm)

$e_x$  : eksentrisitas resultan beban pada arah x (m, cm)

$e_y$  : eksentrisitas resultan beban pada arah y (m, cm)

## 2.3 Daya Dukung Fondasi Dalam Menggunakan Data Tanah

Fondasi dalam adalah jenis fondasi yang meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah keras dengan kedalaman yang relatif dalam atau jauh dari permukaan. Daya dukung ultimit tiang ( $Q_u$ ), adalah jumlah dari tahanan ujung bawah ultimit ( $Q_b$ ) dan tahanan gesek ultimit ( $Q_s$ ) antara sisi tiang dan tanah disekitarnya dikurangi dengan berat sendiri tiang ( $W_p$ ). Dinyatakan dalam persamaan (2.12) berikut ini,

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \dots\dots\dots (2.12)$$

dengan,

$W_p$  : berat sendiri tiang (kN, ton, kg)

$Q_u$  : kapasitas dukung ultimit neto (kN, ton, kg)

$Q_b$  : tahanan ujung bawah ultimit (kN, ton, kg)

$Q_s$  : tahanan gesek ultimit (kN, ton, kg)

### 2.3.1 Daya dukung fondasi dalam pada tanah granuler

#### 2.3.1.1 Metode Poulos dan Davis

Mengacu pada saran Vesic (1967), untuk mengestimasi besarnya tahanan ujung maksimum tiang pada tanah non kohesif (granuler), Poulos dan Davis (1980) menyatakan tahanan ujung ultimit ( $Q_b$ ) dalam Persamaan (2.13) dan Persamaan (2.14) berikut,

*commit to user*

$$Q_b = A_b f_b \dots\dots\dots (2.13)$$

$$f_b = p_b' N_q \dots\dots\dots (2.14)$$

dengan,

$Q_b$  : tahanan ujung bawah ultimit (kN, ton, kg)

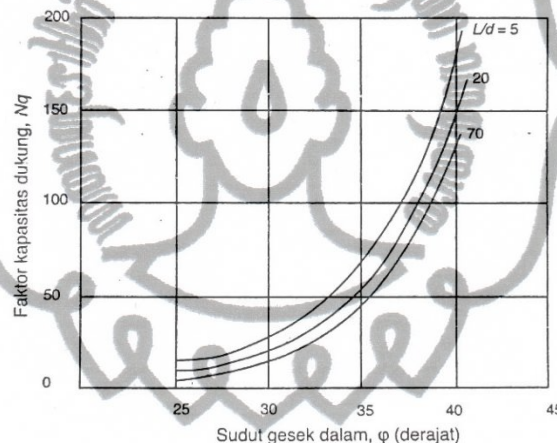
$A_b$  : luas penampang tiang ( $m^2$ ,  $cm^2$ )

$f_b$  : tahanan ujung per satuan luas ( $kN/m^2$ ,  $ton/m^2$ ,  $kg/cm^2$ )

$p_b'$  : tekanan *overburden* efektif pada dasar tiang ( $kN/m^2$ ,  $ton/m^2$ ,  $kg/cm^2$ )

$N_q$  : faktor kapasitas dukung

Dengan  $N_q$  diambil dari usulan Berezantsev (1961) seperti pada Gambar 2.3 dibawah ini,



**Gambar 2.3** Hubungan  $N_q$  dan  $\phi'$  Berezantsev (1961) dalam Christady H (2015)

Tahanan gesek ultimit tiang ( $Q_s$ ) dihitung dengan Persamaan (2.15) dan Persamaan (2.16) berikut ini,

$$Q_s = A_s f_s \dots\dots\dots (2.15)$$

$$f_s = K_d p_o' \tan \delta \dots\dots\dots (2.16)$$

dengan,

$Q_s$  : tahanan gesek ultimit (kN, ton, kg)

$A_s$  : luas selimut tiang ( $m^2$ ,  $cm^2$ )

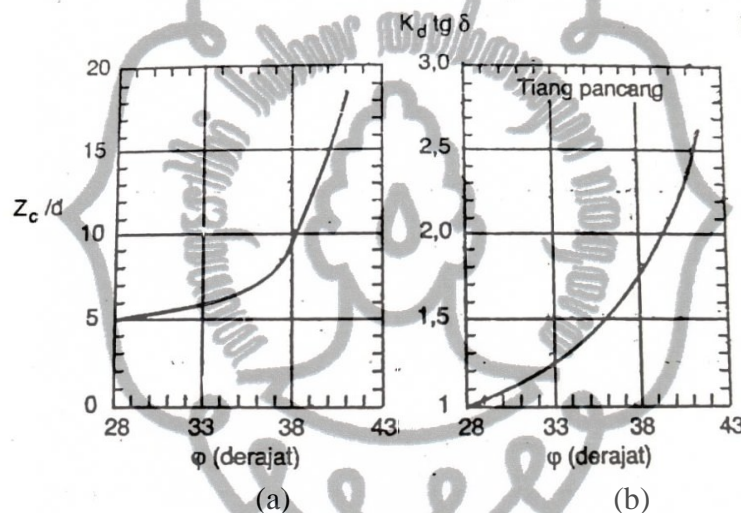
$f_s$  :  $K_d p_o' \tan \delta$  adalah tahanan gesek per satuan luas ( $kN/m^2$ ,  $ton/m^2$ ,  $kg/cm^2$ )

$K_d$  : koefisien tekanan tanah yang tergantung dari kondisi tanah

$\delta$  :  $\phi_d'$  : sudut gesek dinding efektif antara sisi tiang dan tanah ( $^\circ$ )

- $p_o'$  : tekanan vertikal efektif, yang besarnya sama dengan tekanan *overburden* efektif untuk  $z \leq z_c$  dan sama dengan besarnya tekanan vertikal kritis untuk  $z > z_c$  ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )
- $z$  : kedalaman titik yang ditinjau dari permukaan tanah (m, cm)
- $z_c$  : kedalaman kritis, yaitu kedalaman dimana tekanan *overburden* efektif dihitung dari titik ini dianggap konstan (m, cm)

Berdasarkan hasil pengujian Vesic (1967), Poulos dan Davis (1980) mengevaluasi nilai-nilai hubungan  $K_d p_o' \tan \delta$  dan  $z_c/d$  ( $d$  adalah diameter tiang) seperti pada Gambar (2.4a) dan Gambar (2.4b) dibawah ini,



**Gambar 2.4** Hubungan  $z_c/d$  dan  $K_d \tan \delta$  untuk tiang pada tanah pasir (Poulos dan Davis, 1980) dalam Christady H (2015)

(a) Hubungan  $z_c$  terhadap  $\phi$

(b) Hubungan  $K_d \tan \delta$  terhadap  $\phi$

Untuk tiang yang dipancang, nilai  $\phi$  yang digunakan adalah nilai sudut geser dalam efektif ( $\phi'$ ) yang disarankan oleh Kishida (1970) yaitu,

$$\phi' = \frac{1}{2} (\phi_1' + 40^\circ) \dots\dots\dots (2.17)$$

Dalam hitungan tahanan gesek tiang, nilai  $\phi$  dilakukan dengan mengambil sudut gesek dalam untuk perancangan,

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi_1' + 10^\circ \dots\dots\dots (2.18)$$

### 2.3.1.2 Metode U.S. Army Corps

Tahanan ujung satuan bertambah secara linear dengan kedalaman, dan kemudian konstan pada kedalaman kritis ( $z_c$ ). U.S. Army Corps juga menggunakan

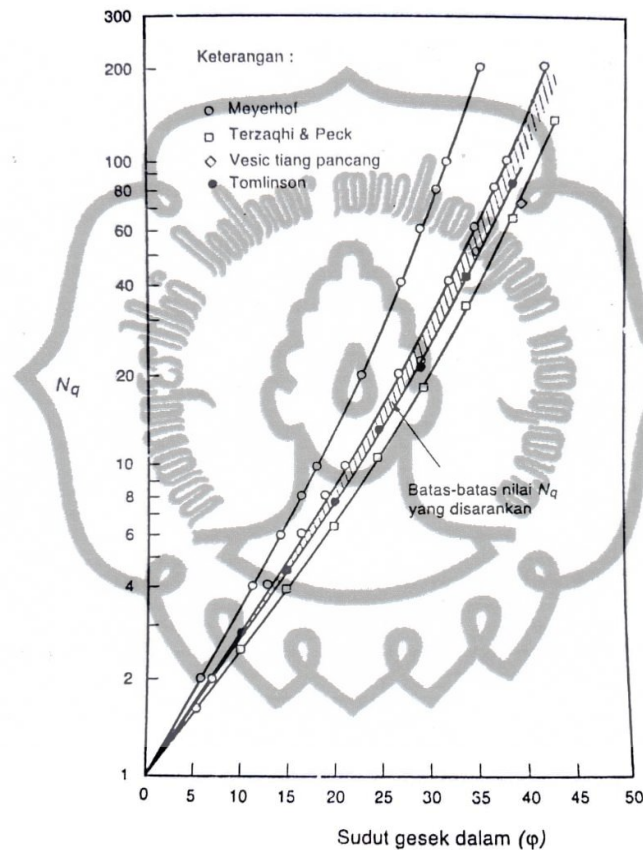
Persamaan (2.13) dan Persamaan (2.14) untuk tahanan ujung ultimit tiang. Nilai kedalaman kritis bergantung pada kepadatan pasir yaitu,

$$z_c = 10d, \text{ untuk pasir longgar}$$

$$z_c = 15d, \text{ untuk pasir kepadatan sedang}$$

$$z_c = 20d, \text{ untuk pasir padat}$$

Untuk hitungan tahanan ujung,  $N_q$  ditentukan dari Gambar 2.5 berikut ini,



**Gambar 2.5** Hubungan  $\phi'$  dan  $N_q$  (Reese et al., 2006) dalam Christady H (2015) Tahanan gesek ultimit digunakan Persamaan (2.15) dan Persamaan (2.16) Nilai-nilai  $\delta$  diambil dari Tabel 2.7 dan  $K_d$  (tiang tekan) dan  $K_t$  (tiang tarik) diambil dari Tabel 2.8 berikut,

**Tabel 2.7** Nilai-nilai  $\delta$  (U.S. Army Corps)

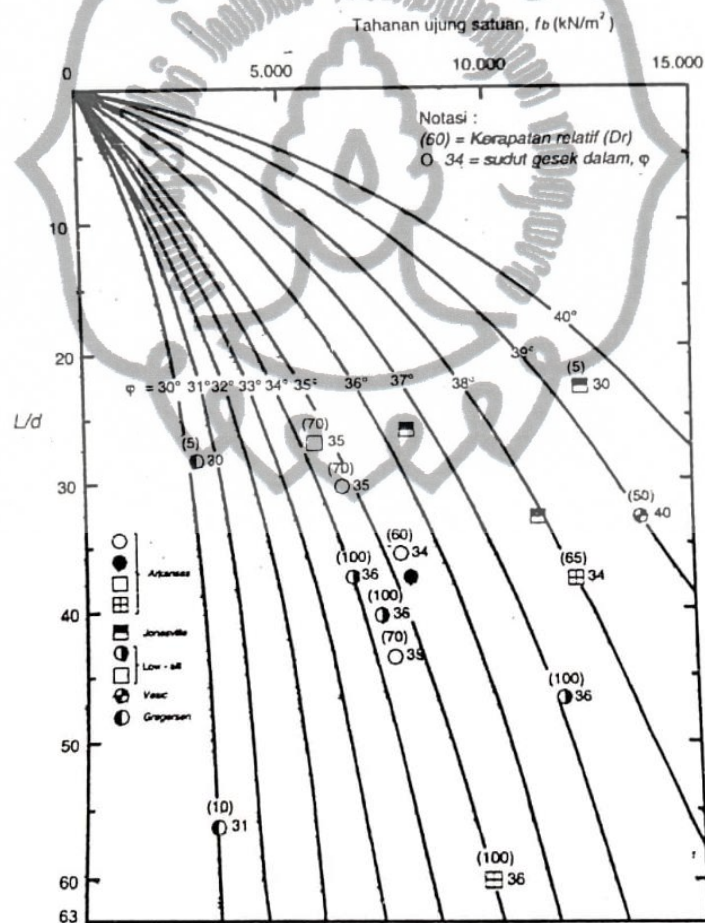
Bahan Tiang	$\delta$
Tiang baja	$0.67\phi' - 0.83\phi'$
Tiang beton	$0.90\phi' - 1.00\phi'$
Tiang Kayu	$0.80\phi' - 1.00\phi'$

**Tabel 2.8** Nilai  $K_d$  dan  $K_t$  (U.S. Army Corps)

Tanah	$K_d$	$K_t$
Pasir	1.0 – 2.0	0.5 – 0.7
Lanau	1.0	0.5 – 0.7
Lempung	1.0	0.7 – 1.0

### 2.3.1.3 Metode Coyle dan Castello

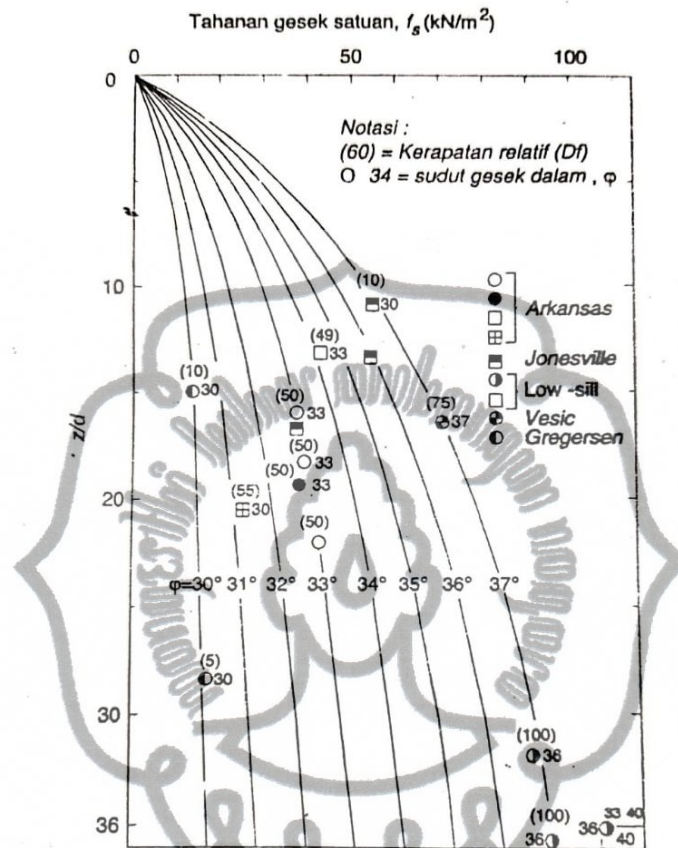
Coyle dan Castello (1981) menyarankan cara empiris untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang dalam tanah pasir dengan mempertimbangkan penurunannya. Didapat hubungan antara  $f_b$ , kedalaman penetrasi tiang ( $L$ ) dan diameter tiang ( $d$ ), serta sudut gesek dalam tanah ( $\phi$ ), seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.6



**Gambar 2.6** Tahanan ujung satuan neto ( $f_b$ ), tiang dalam tanah pasir (Coyle dan Castello, 1981) dalam Christady H (2015)

Tahanan ujung ultimit tiang dinyatakan oleh Persamaan (2.13) dengan  $f_b$  diambil dari Gambar 2.5

Coyle dan Castello (1981) menyarankan hubungan empiris antara tahanan gesek satuan ( $f_s$ ) dengan kedalaman dan sudut gesek dalam ( $\phi$ ) pada Gambar 2.7 dengan  $z$  = kedalaman titik di tengah-tengah lapisan,  $d$  = diameter tiang.



**Gambar 2.7** Tahanan gesek satuan ( $f_s$ ), tiang dalam tanah pasir (Coyle dan Castello, 1981) dalam Christady H (2015)

Tahanan gesek ultimit tiang dinyatakan oleh Persamaan (2.15) dengan  $f_s$  diambil dari Gambar 2.6

#### 2.3.1.4 Metode $\beta$

Metode  $\beta$  disarankan oleh Burland (1973). Tahanan gesek satu tiang dinyatakan oleh Persamaan (2.19) berikut ini,

$$f_s = \beta p_o' \dots\dots\dots (2.19)$$

dimana,

$$\beta = K_o \left( \frac{Kd}{K_o} \right) \tan \{ \phi' (\delta/\phi') \} \dots\dots\dots (2.20)$$

dengan,

$\beta$  : koefisien tak berdimensi

$K_o$  : koefisien tekanan tanah lateral saat diam

$K_d$  : koefisien tekanan tanah yang tergantung dari kondisi tanah

### 2.3.2 Daya dukung fondasi dalam pada tanah kohesif *drained*

#### 2.3.2.1 Metode $\alpha$

Untuk menentukan tahanan gesek tiang yang dipancang di dalam tanah kohesif, digunakan faktor adhesi ( $\alpha$ ) yang dikumpulkan McClelland (1974). Tahanan gesek tiang dinyatakan dalam Persamaan (2.21) dan Persamaan (2.22) berikut ini,

$$Q_s = A_s f_s \dots \dots \dots (2.21)$$

$$f_s = c_d = \alpha c_u \dots \dots \dots (2.22)$$

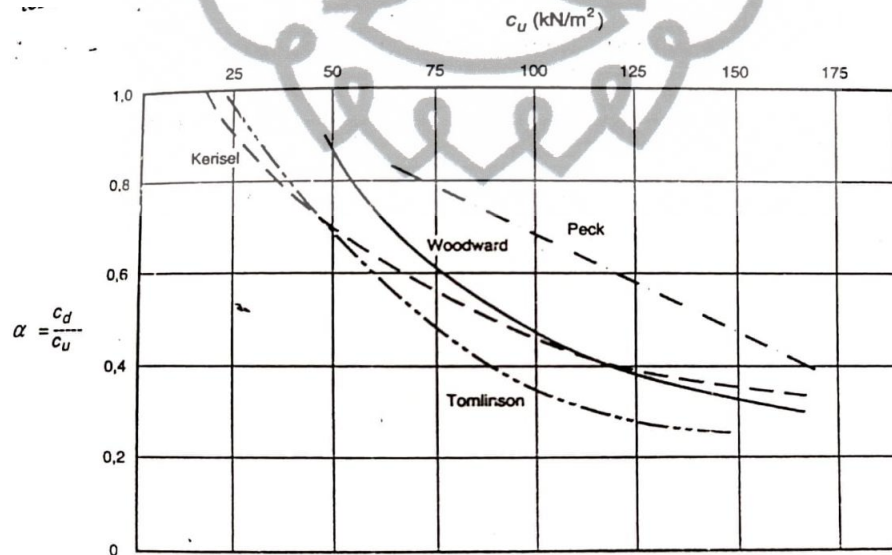
dengan,

$f_s$  : tahanan gesek per satuan luas ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$\alpha$  : faktor adhesi

$c_u$  : kohesi tak terdrainase rata-rata di sepanjang tiang ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$A_s$  : luas selimut tiang ( $\text{m}^2$ ,  $\text{cm}^2$ )



**Gambar 2.8** Faktor adhesi ( $\alpha$ ) untuk tiang pancang dalam lempung (McClelland, 1974) dalam Christady H (2015)

#### 2.3.2.2 Metode $\lambda$

Untuk menentukan tahanan gesek tiang yang dipancang di dalam tanah kohesif, digunakan koefisien tak berdimensi ( $\lambda$ ) yang disarankan oleh Vijayvergiya dan Focht (1972),

*commit to user*

$$Q_s = A_s f_s \dots\dots\dots (2.22)$$

$$f_s = \lambda (p_o' + 2c_u) \dots\dots\dots (2.23)$$

dengan,

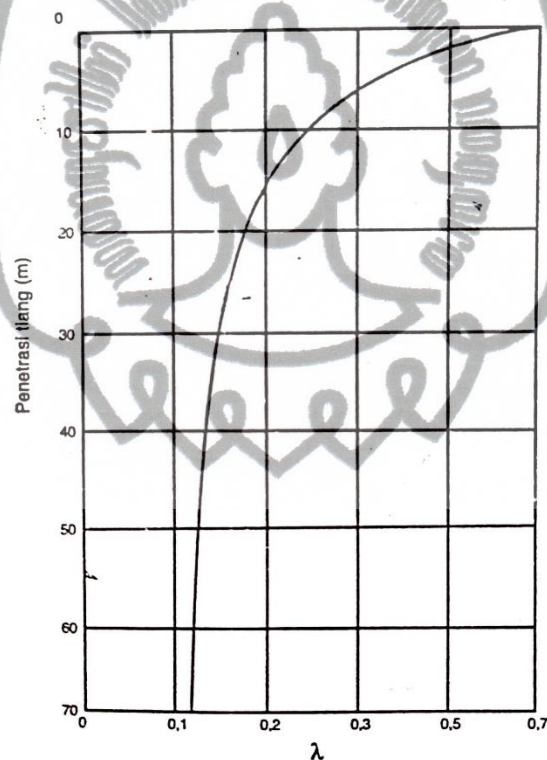
$f_s$  : tahanan gesek per satuan luas ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$\lambda$  : koefisien tak berdimensi (Gambar 2.9)

$p_o'$  : tekanan overburden efektif rata-rata yang diambil dari ujung tiang bawah sampai ke permukaan tanah ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$c_u$  : kohesi tak terdrainase rata-rata di sepanjang tiang ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$A_s$  : luas selimut tiang ( $\text{m}^2$ ,  $\text{cm}^2$ )



**Gambar 2.9** Hubungan antara koefisien gesek dinding ( $\lambda$ ) dengan kedalaman penetrasi tiang (Vijayvergiya dan Focht, 1972) dalam Christady H (2015)

### 2.3.2.3 Metode U.S. Army Corps

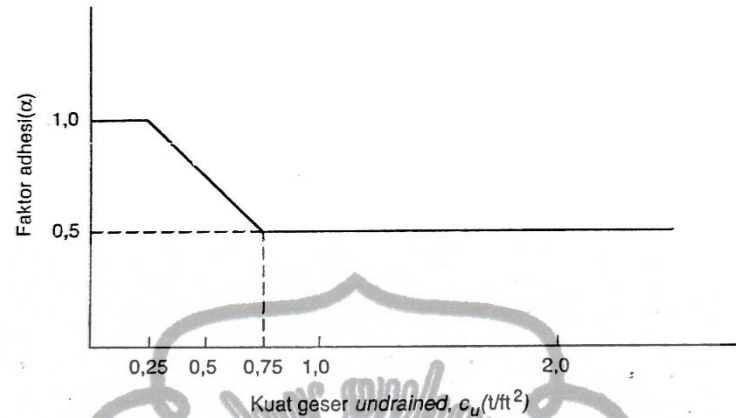
Untuk menentukan tahanan gesek tiang yang dipancang di dalam tanah kohesif, digunakan faktor adhesi ( $\alpha$ ) diambil dari Gambar 2.10 dengan,

$$\alpha = \alpha_1 \alpha_2 \dots\dots\dots (2.24)$$

*commit to user*

dan

$$f_s = \alpha c_u \dots\dots\dots (2.25)$$



**Gambar 2.10** Nilai  $\alpha$  yang digunakan dalam metode U.S. Army Corps dalam Christady H (2015)

### 2.3.3 Daya dukung fondasi dalam pada tanah kohesif *undrainde*

#### 2.3.3.1 Metode Burland

Nilai  $K_d \text{ tg}\delta'$  yang minimum terdapat pada lempung terkonsolidasi normal (Burland, 1973) dan dapat dinyatakan oleh Persamaan (2.26) berikut ini,

$$\beta = K_d \text{ tg}\delta' = (1 - \sin\phi') \text{ tg}\phi' \dots\dots\dots (2.26)$$

Mayerhoff (1976) menyarankan  $K_d = 1.5 K_o$ . Untuk lempung *overconsolidated* dapat diestimasi dari Persamaan (2.27) berikut ini ,

$$K_o = (1 - \sin \phi) \sqrt{\text{OCR}} \dots\dots\dots (2.27)$$

Dengan OCR adalah nilai banding (*Overconsolidated Ratio*)

#### 2.3.3.2 Metode Fellenius

Fellenius (1991) menyarankan cara penentuan kapasitas dukung tiang pada kondisi jangka panjang, sebagai berikut,

1. Tahanan ujung satuan,

$$f_b = p_b' N_t \dots\dots\dots (2.28)$$

dengan,

$N_t$  : faktor kapasitas dukung

$p_b'$  : tekanan *overburden* efektif pada dasar tiang ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

2. Tahanan gesek satuan,

$$f_s = \beta p_o' \dots\dots\dots (2.29)$$

dengan,

$\beta$  :  $K \tan \delta$  : koefisien Bjerrum-Burland

$K$  : koefisien tekanan tanah lateral

$\delta$  : sudut gesek antara tiang dan tanah ( $^\circ$ )

$p_o'$  : tekanan *overburden* efektif rata-rata di sepanjang sisi tiang ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

**Tabel 2.9** Nilai-nilai kisaran  $\beta$  dan  $N_t$  (Fellenius, 1991)

Tanah	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$\beta$	$N_t$
Lempung	25 – 30	0.23 – 0.40	3 – 30
Lanau	28 – 34	0.27 – 0.50	20 – 40
Pasir	32 – 40	0.30 – 0.60	30 – 150
Kerikil	35 – 45	0.35 – 0.80	60 – 300

## 2.4 Daya Dukung Fondasi Menggunakan Data CPT

Pada fondasi dangkal, apabila menggunakan data pengujian *Cone Penetration Test* (CPT) / Sondir, perhitungan daya dukung ultimit dapat digunakan melalui pendekatan empiris berdasarkan Bowles (1997:214) mengusulkan persamaan untuk jenis tanah berpasir sebagai berikut,

$$q_{ult} = 28 - 0,0052 (300 - q_c)^{1.5} ; \text{ untuk fondasi lajur } \dots\dots\dots (2.30)$$

$$q_{ult} = 48 - 0,009 (300 - q_c)^{1.5} ; \text{ untuk fondasi persegi } \dots\dots\dots (2.31)$$

Sedangkan pada jenis tanah berlempung Bowles mengusulkan persamaan,

$$q_{ult} = 2 + 0,28 (q_c)^{1.5} ; \text{ untuk fondasi lajur } \dots\dots\dots (2.32)$$

$$q_{ult} = 5 + 0,44 (q_c)^{1.5} ; \text{ untuk fondasi persegi } \dots\dots\dots (2.33)$$

dengan,

$q_{ult}$  : daya dukung fondasi ultimit ( $\text{kg/cm}^2$ )

$q_c$  : tahanan konus rata-rata pada interval  $\frac{1}{2} B$  di atas sampai dengan  $1.1 B$  dibawah dasar fondasi ( $\text{kg/cm}^2$ )

Mayerhof (1956) menyarankan persamaan sederhana untuk menentukan kapasitas dukung untuk jenis fondasi memanjang yang ditunjukkan pada Persamaan (2.34) berikut,

$$q_{ult} = q_c * \left(\frac{B}{12,2}\right) * \left(1 + \frac{D_f}{B}\right) \dots\dots\dots (2.34)$$

dengan,

$B$  : lebar fondasi (m)

$D_f$  : kedalaman fondasi (m)

Pada jenis fondasi dalam, perhitungan daya dukung ultimit dapat digunakan melalui pendekatan empiris berdasarkan *Meyerhoff (1976)*, ditunjukkan dalam Persamaan (2.30) dan Persamaan (2.31) berikut ini,

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.36)$$

$$Q_{ijin} = \left( \frac{q_c \text{ rata-rata} \times A_p}{SF_{Qp}} \right) + \left( \frac{\sum (L_b \times P \times f_s)}{SF_{Qs}} \right) - W_{tiang} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$f_s = \frac{q_c}{200} \dots\dots\dots (2.38)$$

dengan,

$Q_{ult}$  : nilai tahanan ujung ultimit (kN, ton, kg)

$Q_{ijin}$  : beban ijin pada fondasi tiang (kN, ton, kg)

$A_p$  : luas ujung tiang ( $\text{m}^2$ ,  $\text{cm}^2$ )

$L_b$  : kedalaman fondasi tertanam (m, cm)

$P$  : keliling ujung tiang (m, cm)

$f_s$  : nilai tahanan gesek tiang ( $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{ton/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ )

$SF_{Qp}$  : faktor keamanan ujung tiang, dipakai 3

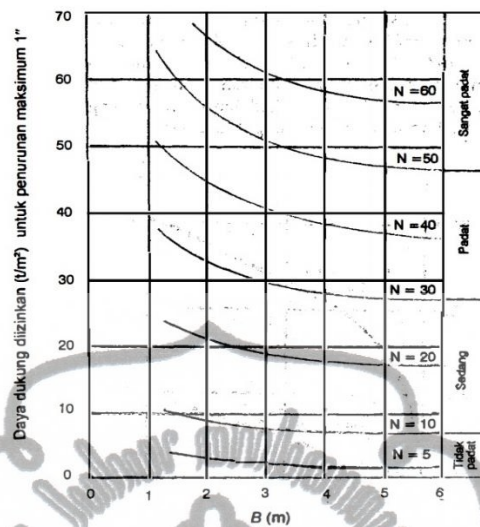
$SF_{Qs}$  : faktor keamanan kulit fondasi, dipakai 5

$W_{tiang}$  : berat sendiri tiang (kN, ton, kg)

## 2.5 Daya Dukung Fondasi Menggunakan Data *SPT*

Pada fondasi dangkal, Terzaghi dan Peck (1948) mengusulkan hubungan antara  $N$  dari uji *SPT*, lebar fondasi, dan kapasitas dukung izin ( $Q_{ijin}$ ) yang didasarkan pada

penurunan maksimum 1” dan penurunan tidak seragam  $\frac{3}{4}$ ” seperti ditunjukkan pada Gambar 2.11 berikut,



**Gambar 2.11** Kapasitas dukung izin dari uji *SPT* untuk penurunan 1” (Terzaghi dan Peck, 1948, 1967) dalam Christady H (2006)

Mayerhof (1956;1974b) mengusulkan persamaan kapasitas dukung izin netto yang dikaitkan dengan nilai *SPT* untuk tanah pasir, sebagai berikut,

$$q_{ijin} = 12 N \text{ (kN/m}^2\text{)} ; \text{ untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \dots\dots\dots (2.39)$$

$$q_{ijin} = 8N \left( \frac{B+0,3}{B} \right)^2 \text{ (kN/m}^2\text{)} ; \text{ untuk lebar } B > 1,2 \text{ m} \dots\dots\dots (2.40)$$

Mayerhof menyarankan nilai *N* diambil rata-rata dari jarak 0 sampai *B* dibawah dasar fondasi. Bowles (1968) menyatakan bahwa persamaan yang diusulkan Mayerhof terlalu hati-hati, oleh karena itu Bowles menyarankan  $q_{ijin}$  pada Persamaan (2.41) dan Persamaan (2.42) berikut ini,

$$q_{ijin} = 20 N K_d \text{ (kN/m}^2\text{)} ; \text{ untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \dots\dots\dots (2.41)$$

$$q_{ijin} = 12,5 N \left( \frac{B+0,3}{B} \right)^2 K_d \text{ (kN/m}^2\text{)} ; \text{ untuk lebar } B > 1,2 \text{ m} \dots\dots (2.42)$$

dengan,

$q_{ijin}$  : kapasitas dukung izin netto untuk penurunan 1” (kN/m<sup>2</sup>)

$K_d$  :  $(1 + 0,33D/B)$  = faktor kedalaman fondasi, dengan nilai maksimum  $K_d = 1,33$

*B* : lebar fondasi (m)

*D* : kedalaman fondasi (m)

Bowles menyarankan nilai  $N$  diambil nilai rata-rata statistik dari zona  $0,5B$  di atas dasar fondasi sampai pada paling sedikit  $2B$  dibawah dasar fondasi. Jika tanah mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak dibawah muka air tanah, sebelum  $N$  digunakan dalam hitungan kapasitas dukung, nilainya harus direduksi menjadi,

$$N' = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \dots\dots\dots (2.43)$$

Beberapa analisis telah dikembangkan untuk mengoreksi jumlah pukulan  $N_{SPT}$  dengan tekanan overburden efektif, seperti yang diusulkan oleh Skempton (1986) dengan memperhatikan macam pasirnya sebagai berikut,

1. Untuk pasir halus *normally consolidated*

$$C_N = \frac{2}{1 + Po' / Pr} \dots\dots\dots (2.44)$$

2. Untuk pasir kasar *normally consolidated*

$$C_N = \frac{3}{2 + Po' / Pr} \dots\dots\dots (2.45)$$

3. Untuk pasir *overconsolidated*

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + Po' / Pr} \dots\dots\dots (2.46)$$

dengan,

$po'$  : tekanan overburden efektif ( $kN/m^2$ )

$pr$  :  $100 kN/m^2$  : tegangan efektif referensi

Pada perhitungan fondasi dalam, apabila menggunakan data hasil pengujian *Standard Penetration Test (SPT)*, Mayerhof (1976) mengusulkan Persamaan (2.42) untuk menghitung kapasitas dukung tiang pada tanah granuler berdasarkan nilai  $N$  hasil uji *SPT* sebagai berikut,

$$Q_{ijin} = Q_p / SF_{Qp} + Q_s / SF_{Qs} - W_{tiang} \dots\dots\dots (2.47)$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.48)$$

$$Q_p = q_p \times A_p \dots\dots\dots (2.49)$$

$$Q_s = \Sigma (L_b \times p \times f_s) \dots\dots\dots (2.50)$$

dengan,

$Q_{ult}$  : nilai tahanan ujung ultimit ( $kN$ , ton, kg)

- $q_p$  :  $40 \times N'$   
 $A_p$  : luas ujung tiang ( $m^2$ ,  $cm^2$ )  
 $N_s$  : rata-rata  $N_{SPT}$  sepanjang tiang  
 $N'$  :  $N_{SPT}$  terkoreksi ( $15 + \frac{1}{2} (N - 15)$ )  
 $f_s$  : nilai tahanan gesek tiang ( $0,2 \times N_s$ )  
 $\sigma_{ov}'$  : tekanan overburden ( $\gamma \times h$ ) ( $kN/m^2$ ,  $ton/m^2$ ,  $kg/cm^2$ )  
 $SF_{Qp}$  : faktor keamanan ujung tiang, dipakai 3  
 $SF_{Qs}$  : faktor keamanan kulit fondasi, dipakai 5  
 $W_{tiang}$  : berat sendiri tiang ( $kN$ ,  $ton$ ,  $kg$ )

Untuk mencari nilai daya dukung fondasi tiang pada tanah kohesif dengan data pengujian *standard penetration test*. Digunakan metode Reese dan Wright (1977) sebagai berikut,

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.48)$$

$$Q_p = 9 \times c_u \times A_p \dots\dots\dots (2.49)$$

$$Q_s = A_s \times \alpha \times c_u \dots\dots\dots (2.21)$$

dengan,

$Q_{ult}$  : nilai tahanan ujung ultimit ( $kN$ ,  $ton$ ,  $kg$ )

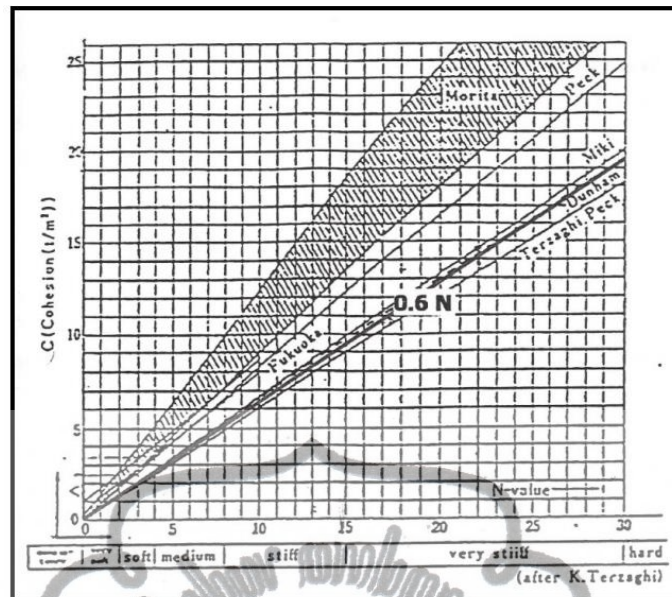
$A_p$  : luas ujung tiang ( $m^2$ ,  $cm^2$ )

$\alpha$  : faktor adhesi

$c_u$  : kohesi tak terdrainase rata-rata di sepanjang tiang ( $kN/m^2$ ,  $ton/m^2$ ,  $kg/cm^2$ )

$A_s$  : luas selimut tiang ( $m^2$ ,  $cm^2$ )

Dimana nilai kohesi ( $c_u$ ) diambil dari grafik Terzaghi (1943) mengenai hubungan antara kohesi dengan nilai  $N_{SPT}$  untuk tanah kohesif seperti pada Gambar 2.12 berikut,



**Gambar 2.12** Hubungan antara kohesi dan nilai  $N_{SPT}$  untuk tanah kohesif (Terzaghi, 1943)

Dari grafik Terzaghi (1943) diatas, dapat diambil nilai  $c_u$  sebesar,

$$c = 0,6 \times N \text{ (ton/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.48)$$

dengan,

$N$  : jumlah pukulan untuk memasukkan split spoon sedalam 30 cm