

BAB II KAJIAN TEORI

2.1 Tanah

2.1.1 Pengertian Tanah

Tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersegmentasi (terikat secara kimia) satu sama lain, yang terbentuk karena pelapukan dari batuan dan bahan-bahan organik (yang berpartikel padat). Tanah pada umumnya dapat disebut sebagai kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*) dan lempung (*clay*), tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut.

2.1.2 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem Unified (U.S.C.S)

Klasifikasi tanah adalah pemilihan tanah-tanah kedalam kelompok ataupun sub kelompok yang menunjukkan sifat atau kelakuan yang sama. Sebagian besar sistem klasifikasi yang telah dikembangkan untuk tujuan rekayasa didasarkan atas distribusi ukuran butir dan plastisitas. Sistem klasifikasi tanah Unified (U.S.C.S) pada mulanya diperkenalkan oleh Casagrande dalam tahun 1942. Sistem Unified ini merupakan hasil pengujian laboratorium, yaitu pengujian analisa butir dan batas-batas Atterberg.

Sistem ini mengelompokkan tanah dalam tiga kelompok besar :

- a. Tanah berbutir kasar : apabila kurang dari 50% berat total contoh tanah ayakan lolos ayakan No. 200
- b. Tanah berbutir halus : apabila lebih dari 50% berat total contoh tanah ayakan lolos ayakan No. 200
- c. Tanah organik

Untuk tanah berbutir kasar menggunakan **Tabel 2.1** sebagai berikut:

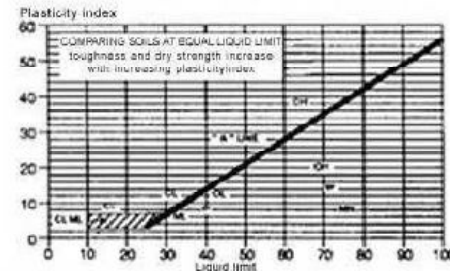
Tabel 2.1 Huruf Penunjuk untuk Tanah Berbutir Kasar

Huruf pertama	Huruf kedua
G – Kerikil (Gravel)	W – Bergradasi baik (Well Graded)
S - Pasir (Sand)	P - Bergradasi jelek (Poor Graded)
	M – Lanau (Silt / Moam)
	C – Lempung (Clay)

Sumber: Braja, 1984

Sistem klasifikasi tanah Unified (U.S.C.S) dapat dilihat pada **Tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Sistem Klasifikasi Unified (U.S.C.S)

UNIFIED SOIL CLASSIFICATION INCLUDING IDENTIFICATION AND DESCRIPTION									
FIELD IDENTIFICATION PROCEDURES (excluding particles larger than 3 inches and basing fractions on estimated weights)		GROUP SYMBOLS	TYPICAL NAMES	INFORMATION REQUIRED FOR DESCRIBING SOILS	LABORATORY CLASSIFICATION CRITERIA				
COARSE GRAINED SOILS More than half material is larger than No. 200 sieve size (The small particles visible to the naked eye)	GRAVELS More than half of coarse fraction is larger than No. 4 sieve size (For visual classification, the 1/4" size may be used as equivalent for the No. 4 sieve size)	CLEAN GRAVELS (Little or no fines)	Wide range in grain size and substantial amounts of all intermediate particle sizes	GW	Well graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ Greater than 4}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ between one and 3}$ Not meeting all gradation requirements for GW Atterberg limits above "A" line with PI greater than 7 Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbols Atterberg limits below "A" line or PI greater than 7			
			Predominantly one size or a range of sizes with same intermediate sizes missing	GP	Poorly graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines				
		GRAVELS WITH FINES (Appreciable amount of fines)	Non-plastic fines (for identification procedures see ML below)	GM	Silty gravel, poorly graded gravel-sand silt mixtures		For undisturbed soils add information on stratification, degree of compactness, cementation, moisture conditions and drainage characteristics EXAMPLE Silty sand gravelly; about 20% hard, angular gravel particle 3/16" in maximum size; rounded and subangular sand grains coarse to fine; about 15% non-plastic fines with low dry strength; well compacted and moist in place; alluvial sand; (SM)		
			Plastic fines (for identification procedures see CL below)	GC	Clayey gravels, poorly graded gravel-sand clay mixtures				
			SANDS More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size (For visual classification, the 1/4" size may be used as equivalent for the No. 4 sieve size)	CLEAN SANDS (Little or no fines)	Wide range in grain sizes and substantial amount of all intermediate particle sizes			SW	Well graded sands, gravelly sands, little or no fines
					Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing			SP	Poorly graded sand, gravelly sands, little or no fines
	SANDS WITH FINES (Appreciable amount of fines)	Non-plastic fines (for identification procedures see CL below)	SM	Silty sand, poorly graded sand-silt mixtures	Determine percentages of gravel and sand from grain size curve depending on percentage of fines (fraction smaller than No. 200 sieve size) as follows: GW, GP, SW, SP, GM, GC, SM, SC Borderline cases requiring use of dual symbols				
		Plastic fines (for identification procedures see CL below)	SC	Clayey sand, poorly graded sand clay mixtures					
		IDENTIFICATION PROCEDURES ON FRACTION SMALLER THAN No. 40 SIEVE SIZE	SLTS AND CLAYS Liquid limit less than 50	DRY STRENGTH (CRUSHING CHARACTERISTICS)		DILATANCY (REACTION TO SHAKING)	TOUGHNESS (CONSISTENCY NEAR PLASTIC LIMIT)	Give typical name; indicate degree and character of plasticity, amount and maximum size of coarse grains; color in wet condition, odor, if any, local or geologic name, and other pertinent descriptive information, and symbol in parentheses For undisturbed soils add information on structure, stratification, consistency in undisturbed and remolded states, moisture and drainage conditions EXAMPLE Clayey silt, brown, slightly plastic; small percentage of fine sand; numerous vertical root holes; firm and dry in place; loess, (ML)	
				None to slight		Quick to slow	None		ML
SLTS AND CLAYS Liquid limit greater than 50	Medium to high	None to very slow	Medium	CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays				
		Slight to medium	Slow	Slight	ML	Organic silts and organic silt-clays of low plasticity			
Slight to medium	Slow to none	Slight to medium	Slight to medium	OL	Inorganic silt, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts				
		High to very high	None	High	CH	Inorganic clays of high organic plasticity			
Medium to high	None to very slow	Slight to medium	OH	Organic clays of medium to high plasticity					
HIGHLY ORGANIC SOILS		Readily identified by color, odor, spongy feel and frequently by fibrous texture	IPL	Peat and other organic soils	PLASTICITY CHART FOR LABORATORY CLASSIFICATION OF FINE GRAINED SOILS 				

Sumber: Braja, 1984

2.2 Lereng (*Slope*)

2.2.1 Pengertian Lereng

Suatu permukaan tanah yang miring dengan sudut tertentu terhadap bidang horizontal dinamakan lereng (*slope*). Lereng dapat dibuat oleh manusia, antara lain seperti galian dan timbunan untuk jalan raya dan jalan kereta api, bendungan urugan, tanggul sungai, tanggul penahan air, galian sementara dan sebagainya. Lereng dapat juga terbentuk secara alamiah seperti pada bukit atau tebing sungai.

2.2.2 Pemodelan Fisik Lereng

Sebagian lereng biasanya terdapat pada sisi bendung, tepi saluran, ataupun tepi sungai. Dengan demikian yang dipakai sebagai pendekatan memodelkan suatu lereng adalah model fisik hidrolis. Model fisik hidrolis merupakan suatu bentuk pengecilan (miniatur) dari suatu bangunan. Pengecilan yang dibuat bertujuan agar memperkecil volume bahan atau sampel penelitian sehingga mengurangi biaya yang dikeluarkan, di samping terdapat kendala keterbatasan lahan penelitian.

2.3 Pondasi (*Foundation*)

2.3.1 Pengertian dan Jenis Pondasi

Pondasi adalah bagian paling bawah dari struktur atau bangunan yang berfungsi meneruskan atau melimpahkan beban akibat struktur atau bangunan secara langsung ke lapisan tanah atau batuan yang terletak di bawahnya. Selain itu, pondasi juga berfungsi meratakan tegangan pada dasar pondasi agar tidak terlampaui tegangan tanah yang diijinkan. Bergantung pada jenis struktur dan tanah, beberapa jenis pondasi dapat digunakan. Jenis pondasi dapat dikelompokkan dalam dua kelompok besar sebagai berikut:

1. Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*), antara lain:
 - a. Pondasi telapak (*spread footing*), dibedakan sebagai berikut:
 - *Isolated footing* (bujur sangkar, lingkaran, empat persegi)
 - *Combined footing*
 - *Continous/Strip footing* (pondasi menerus)

Jenis pondasi menerus banyak digunakan karena selain ekonomis juga pelaksanaannya mudah dan tidak memerlukan peralatan khusus. Pondasi menerus pada dasarnya adalah landasan atau pita dari beton *in-situ* yang

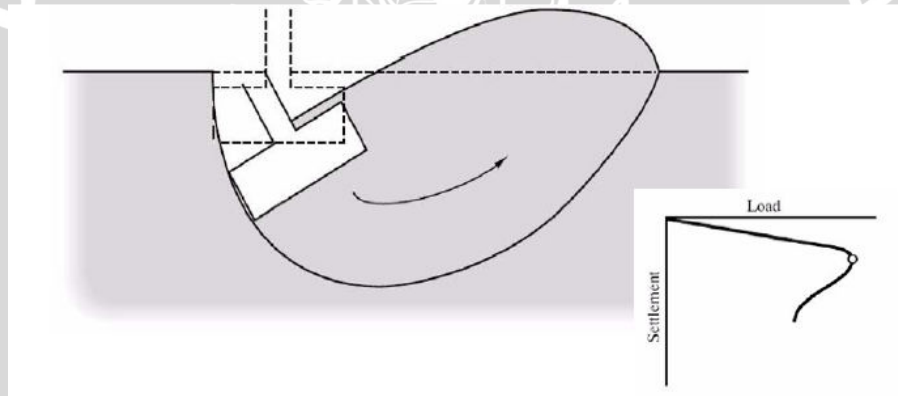
diletakkan di bawah seluruh beban dinding. Kedalaman dan lebar pondasi menerus tergantung beban bangunan dan sifat asli tanah. Dalam banyak kasus, pondasi menerus ini tidak memerlukan desain khusus, ukuran pondasi dapat ditentukan berdasarkan peraturan pembangunan.

- b. Pondasi rakit (*raft/mat foundation*)
2. Pondasi Dalam (*Deep Foundation*), antara lain:
 - a. Pondasi tiang (*pile foundation*)
 - b. Pondasi sumuran (*well foundation*)
 - c. Pondasi kaison (*caisson foundation*)

2.3.2 Pola Keruntuhan Pondasi

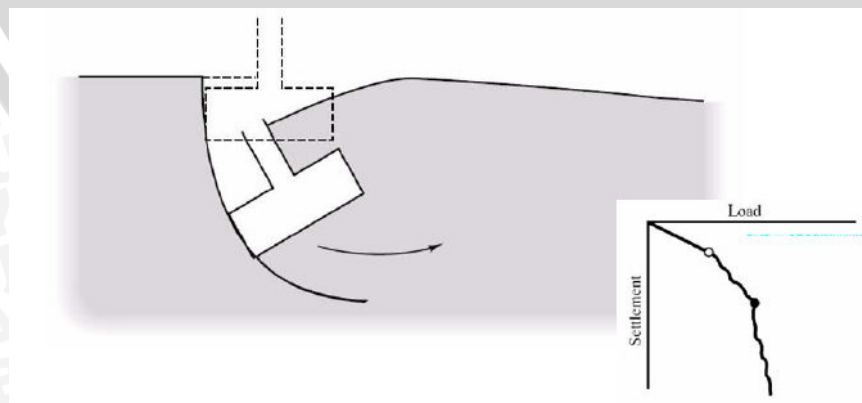
Berdasarkan hasil uji model, Vesic (1963) mengelompokkan pola keruntuhan pondasi menjadi tiga seperti pada **Gambar 2.1**, **Gambar 2.2**, dan **Gambar 2.3**.

- 1) Keruntuhan geser umum (*general shear failure*)



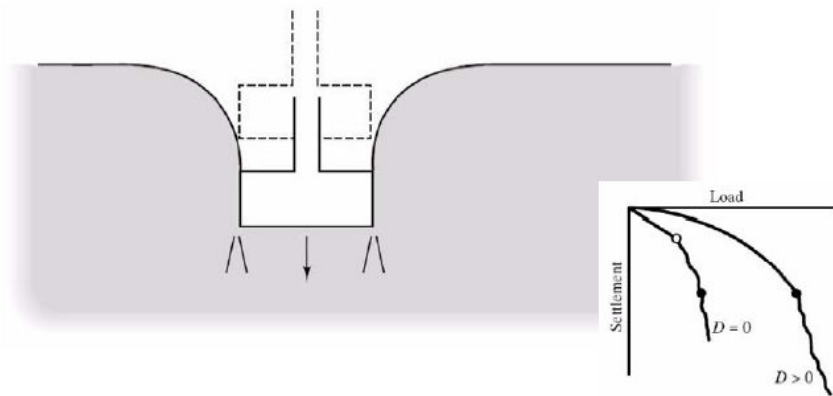
Gambar 2.1 *General Shear Failure*

- 2) Keruntuhan geser lokal (*local shear failure*)



Gambar 2.2 *Local Shear Failure*

3) Keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*)



Gambar 2.3 *Punching Shear Failure*

Disamping *density* dari tanah, keruntuhan juga dipengaruhi oleh rasio kedalaman-lebar pondasi (D/B), seperti yang ditunjukkan oleh Vesic (1973). Conduto (1994), untuk pondasi di atas tanah pasir mengelompokkan sebagai berikut:

- 1) Pondasi pada pasir padat (*dense sand*) cenderung mengalami keruntuhan geser umum (*general shear failure*). Pasir padat adalah pasir yang mempunyai kerapatan relative $D_r > 67\%$
- 2) Pondasi pada pasir tidak padat sampai sedang (*medium dense sand*) dengan kerapatan relative $30\% < D_r < 67\%$ cenderung mengalami keruntuhan geser local (*local shear failure*)
- 3) Pondasi pada tanah pasir lepas (*loose sand*) dengan kerapatan relative $D_r < 30\%$ cenderung mengalami keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*)

2.4 Daya Dukung Tanah (*Bearing Capacity*)

Analisis daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Daya dukung menyatakan kuat geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu kuat geser yang dapat dibangkitkan oleh tanah sepanjang bidang gesernya. Daya dukung ijin (q_{all}) adalah tekanan maksimum yang dapat dibebankan pada tanah. Sedangkan daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity* atau q_u) didefinisikan sebagai beban maksimum per satuan luas dimana tanah masih dapat mendukung beban dengan tanpa mengalami keruntuhan. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka:

$$q_u = \frac{P_u}{A} \quad (2-1)$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \quad (2-2)$$

dengan:

q_u = daya dukung ultimit (kN/m^2)

P_u = beban ultimit (kN)

A = luas beban (m^2)

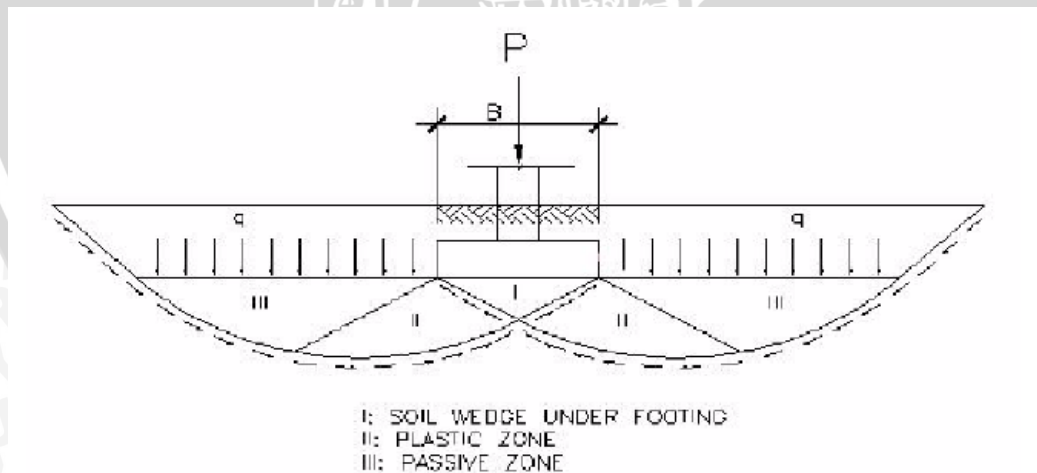
q_{all} = daya dukung ijin (kN/m^2)

FS = faktor keamanan

2.5 Analisis Daya Dukung pada Tanah Datar

2.5.1 Metode Terzaghi

Metode Terzaghi (1943) merupakan teori pertama untuk menentukan daya dukung pondasi. Pondasi ditentukan sebagai pondasi dangkal dengan kedalaman $D_f/B \leq 1$ dan berupa pondasi menerus dengan panjang tak hingga. Terzaghi juga mengatakan ketika pondasi dibebani, pada tanah tepat di bawah dasar pondasi terbentuk tiga zona geser seperti yang terlihat pada **Gambar 2.4** berikut:



Gambar 2.4 Zona Geser berdasarkan Teori Terzaghi

Persamaan daya dukung ultimit Terzaghi sebagai berikut:

$$q_u = cN_c + D_f \gamma N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (2-3)$$

dengan:

c = kohesi (kN/m^2)

D_f = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

B = lebar pondasi (m)

N_γ = faktor daya dukung yang disebabkan oleh berat tanah yang merupakan fungsi dari sudut geser dalam tanah (ϕ)

N_c, N_q = faktor daya dukung akibat pengaruh kohesi dan beban terbagi rata yang keduanya merupakan fungsi dari sudut gesek dalam (ϕ)

2.5.2 Metode Meyerhof

Meyerhof (1963) menyarankan persamaan daya dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah di atas dasar pondasi. Persamaan daya dukung ultimit Meyerhof sebagai berikut:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + D_f \gamma N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2-4)$$

dengan :

$F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s}$ = faktor bentuk pondasi

$F_{cd} F_{qd} F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman pondasi

$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$ = faktor kemiringan beban

2.5.3 Metode Tambahan

Selain dua metode di atas, persamaan daya dukung pondasi pada tanah datar juga dikembangkan oleh peneliti-peneliti lain seperti Skempton (1951), Hansen (1961) dan Vesic (1973). Penelitian Skempton memperbarui faktor bentuk dan kedalaman pondasi untuk pondasi yang terletak di permukaan tanah lempung. Teori Hansen dan Vesic mengenalkan faktor kemiringan dasar dan permukaan tanah.

2.6 Analisis Daya Dukung Tanah pada Lereng tanpa Perkuatan Tiang (*Pile*)

Terdapat banyak cara menghitung daya dukung tanah untuk pondasi yang berlokasi di dekat atau di atas lereng tanpa perkuatan dengan menggunakan metode analitik, seperti metode analitik yang digunakan oleh F. Castelli et al (2010), Zongyuan

Ma, Kunitomo Narita et al (1990), Osamu Kusakabe et al (1981) dan Ching-Chuan Huang (2008). Metode analitik tersebut memasukkan faktor reduksi akibat adanya lereng pada rumus daya dukung dan menggambarkan bidang keruntuhan. Namun, dalam menentukan faktor reduksi dan menggambarkan bidang runtuh tersebut terdapat kesulitan. Pada penelitian ini digunakan metode GEO (1993), Hansen, Vesic, Meyerhof (1957) dan metode Shields (1990) yang lebih mudah untuk diterapkan.

2.6.1 Metode GEO (1993)

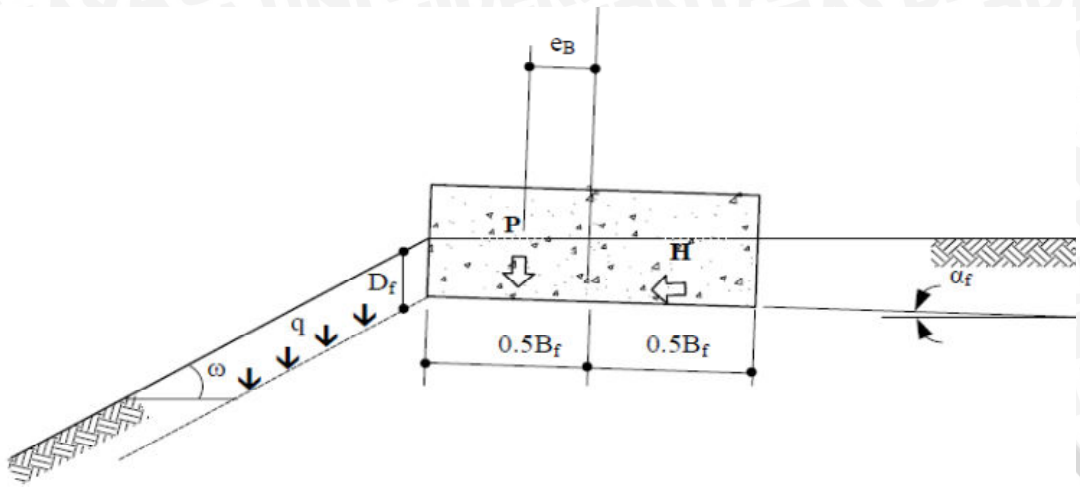
Persamaan daya dukung ultimit berdasarkan metode GEO (1993) adalah sebagai berikut:

$$q_u = \frac{Q_u}{B_f L_f} = c' N_c \xi_{cs} \xi_{ci} \xi_{ct} \xi_{cg} + 0,5 B_f' \gamma_s' N_\gamma \xi_{\gamma s} \xi_{\gamma i} \xi_{\gamma t} \xi_{\gamma g} + q N_q \xi_{qs} \xi_{qi} \xi_{qt} \xi_{qg} \quad (2-5)$$

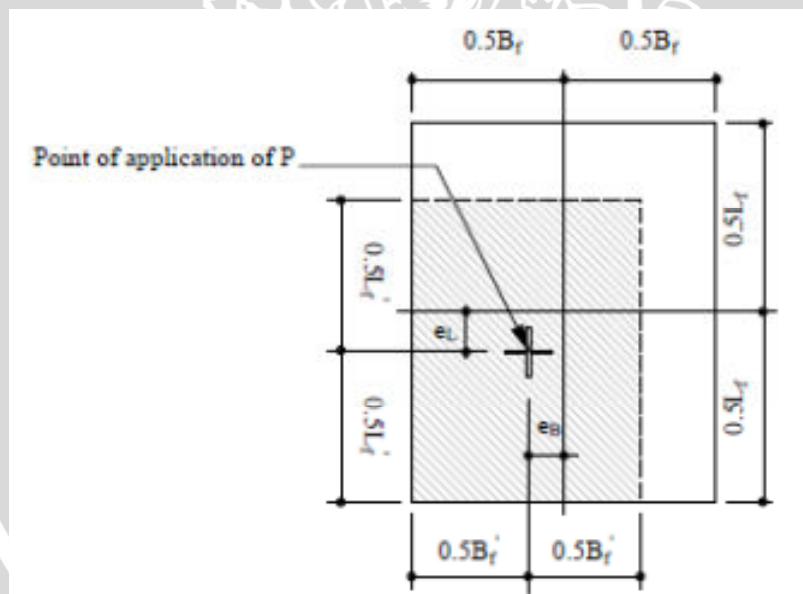
dengan:

- N_c, N_γ, N_q = faktor daya dukung
- Q_u = beban ultimit
- q_u = daya dukung ultimit
- q = tekanan overburden
- c' = kohesi efektif
- γ_s' = berat isi efektif tanah
- B_f = lebar pondasi
- L_f = panjang pondasi
- B_f' = $B_f - 2e_B$
- L_f' = $L_f - 2e_L$
- e_L = beban eksentris pada panjang pondasi
- e_B = beban eksentris pada lebar pondasi
- $\xi_{cs} \xi_{\gamma s} \xi_{qs}$ = faktor bentuk pondasi
- $\xi_{ci} \xi_{\gamma i} \xi_{qi}$ = faktor kemiringan beban
- $\xi_{cg} \xi_{\gamma g} \xi_{qg}$ = faktor kemiringan permukaan tanah
- $\xi_{ct} \xi_{\gamma t} \xi_{qt}$ = faktor kemiringan alas

Pembebanan dan parameter geometrik untuk pondasi dapat dilihat pada **Gambar 2.5** dan **Gambar 2.6**.



Gambar 2.5 Pembebanan pada Pondasi



Gambar 2.6 Parameter Geometrik

Nilai faktor daya dukung dapat diperoleh dengan menggunakan rumus-rumus yang terdapat pada **Tabel 2.3** berikut:

Tabel 2.3 Faktor Daya Dukung GEO 1993

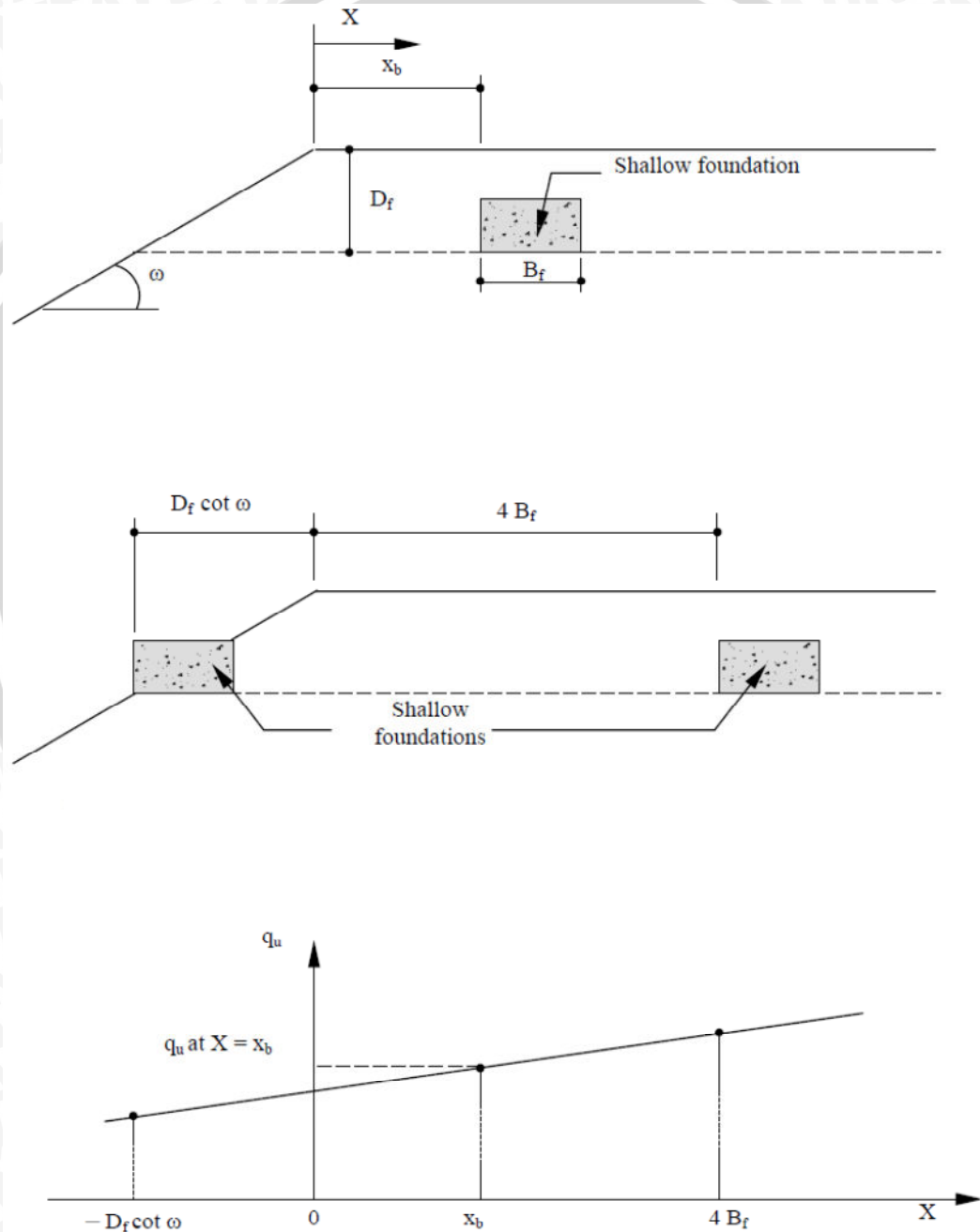
Parameters	$c' - \phi'$ soil	For undrained condition ($\phi = 0$)
Bearing capacity factors	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	$N_c = 2 + \pi$
	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$	$N_\gamma = 0$
	$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi'}{2})$	$N_q = 1$
Shape factors	$\zeta_{cs} = 1 + \frac{B_f N_q}{L_f N_c}$	$\zeta_{cs} = 1 + 0.2 \frac{B_f}{L_f}$
	$\zeta_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B_f}{L_f}$	$\zeta_{\gamma s} = 1$
	$\zeta_{qs} = 1 + \frac{B_f}{L_f} \tan \phi'$	
Inclination factors	$\zeta_{ci} = \zeta_{qi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_c \tan \phi'}$	$\zeta_{ci} = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{c' B_f L_f'}}$
	$\zeta_{ri} = \left(1 - \frac{H}{P + B_f L_f' c' \cot \phi'}\right)^{m_i+1}$	$\zeta_{ri} = 1$
	$\zeta_{qi} = \left(1 - \frac{H}{P + B_f L_f' c' \cot \phi'}\right)^{m_i}$	
Tilt factors	$\zeta_{ct} = \zeta_{qt} - \frac{1 - \zeta_{qt}}{N_c \tan \phi'}$	$\zeta_{ct} = 1 - \frac{2\alpha_f}{\pi + 2}$
	$\zeta_{rt} = (1 - \alpha_f \tan \phi')^2$ for $\alpha_f < 45^\circ$	$\zeta_{rt} = 1$
	$\zeta_{qt} \approx \zeta_{rt}$	
Ground sloping factors	$\zeta_{cg} = e^{-2\omega \tan \phi'}$	$\zeta_{cg} = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$
	$\zeta_{rg} \approx \zeta_{qg}$	$\zeta_{rg} = 1$
	$\zeta_{qg} = (1 - \tan \omega)^2$ for $\omega \leq 45^\circ$	
	$\zeta_{qg} = 0$ for $\omega > 45^\circ$	

where B_f and L_f = dimensions of the footing
 B_f' and L_f' = effective dimensions of the footing
 P and H = vertical and horizontal component of the applied load
 ϕ' = angle of shearing resistance
 D_f = depth from ground surface to the base of shallow foundation
 α_f = inclination of the base of the footing
 ω = sloping inclination in front of the footing

$$m_i = \frac{2 + \frac{B_f'}{L_f'}}{1 + \frac{B_f'}{L_f'}} = \text{load inclination along dimension } B_f'; \quad m_i = \frac{2 + \frac{L_f'}{B_f'}}{1 + \frac{L_f'}{B_f'}} = \text{load inclination along dimension } L_f'$$

Sumber: Geotechnical Engineering Office, 2006:45

Untuk menentukan nilai daya dukung pondasi yang terletak di dekat puncak lereng dapat digunakan cara interpolasi linear antara nilai daya dukung pondasi yang terletak di puncak lereng ($b = 0$) dengan nilai daya dukung pondasi yang terletak pada jarak lebih besar atau sama dengan empat kali lebar pondasi ($b \geq 4B$) dari puncak lereng seperti pada **Gambar 2.7**. Apabila jarak pondasi dari permukaan yang miring lebih besar atau sama dengan empat kali lebar pondasi ($b \geq 4B$), maka menggunakan analisis daya dukung di tanah datar.



Gambar 2.7 Prosedur Interpolasi Linear untuk Menentukan Daya Dukung Ultimit Pondasi yang Terletak di Dekat Puncak Lereng

Berikut ini merupakan persamaan interpolasi linier:

$$\frac{g(x)-g(x_{n-1})}{g(x_n)-g(x_{n-1})} = \frac{x-x_{n-1}}{x_n-x_{n-1}} \quad (2-6)$$

2.6.2 Metode Hansen

Pada dasarnya daya dukung yang disarankan oleh Hansen (1970) sama dengan Terzaghi, hanya dalam persamaannya memperhatikan pengaruh-pengaruh bentuk pondasi, kedalaman, kemiringan beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan tanah

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + D_f \gamma N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (2-7)$$

dengan:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-8)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2-9)$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi \quad (2-10)$$

s_c, s_q, s_γ = faktor bentuk pondasi

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

g_c, g_q, g_γ = faktor kemiringan permukaan tanah

b_c, b_q, b_γ = faktor kemiringan alas

Untuk kasus pondasi yang terletak di atas lereng, maka faktor yang sangat berpengaruh adalah faktor kemiringan permukaan tanah. Penentuan nilai daya dukung pondasi yang terletak di dekat puncak lereng dapat digunakan cara interpolasi linear seperti yang telah dijelaskan pada metode GEO (1993).

Nilai faktor-faktor untuk menghitung daya dukung dapat diperoleh dengan menggunakan rumus-rumus yang terdapat pada **Tabel 2.4**.

2.6.3 Metode Vesic

Persamaan daya dukung Vesic (1975), selengkapnya sama dengan persamaan Hansen, memberikan pengaruh-pengaruh kedalaman, bentuk pondasi, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan tanah. Perbedaan metode Vesic dengan metode Hansen terdapat pada faktor N_γ yang didapat dari rumus berikut:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (2-11)$$

Nilai faktor bentuk pondasi, kedalaman, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan tanah juga dapat diperoleh dengan menggunakan rumus-rumus yang terdapat pada **Tabel 2.4**.

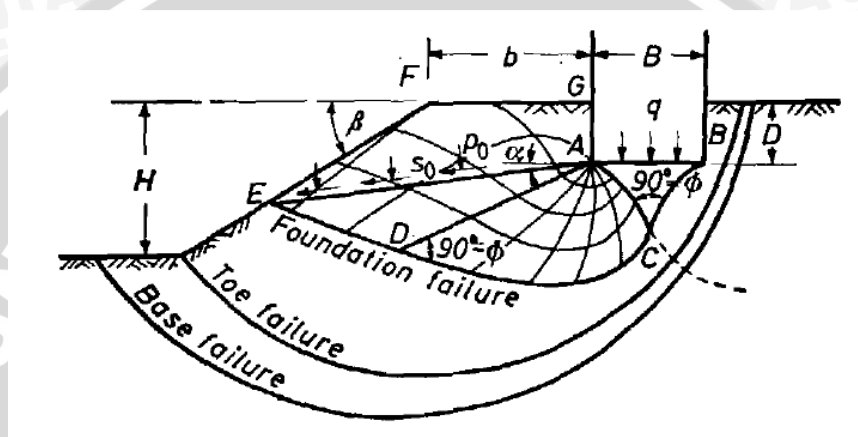
Tabel 2.4 Faktor Daya Dukung Hansen dan Vesic

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$ $s_\gamma = 1$ for strip	$d'_c = 0.4k$ $d_c = 1 + 0.4k$	$i'_{c(H)} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$ $i'_{c(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen and Vesic)	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ for Vesic use $N_\gamma = -2 \sin \beta$ for $\phi = 0$ $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ $i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^m$	$g_{q(H)} = g_{\gamma(H)} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$ $g_{q(V)} = g_{\gamma(V)} = (1 - \tan \beta)^2$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ $k = \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} > 1$ (rad)		Base factors (tilted base) $b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
Where A_f = effective footing area $B' \times L'$ (see Fig. 4-4) c_a = adhesion to base = cohesion or a reduced value D = depth of footing in ground (used with B and not B') e_B, e_L = eccentricity of load with respect to center of footing area H = horizontal component of footing load with $H \leq V \tan \delta + c_a A_f$ V = total vertical load on footing β = slope of ground away from base with downward = (+) δ = friction angle between base and soil - usually $\delta = \phi$ for concrete on soil η = tilt angle of base from horizontal with (+) upward as usual case		$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta = 0$) $i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta > 0$) $i_{\gamma(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^{m+1}$	$b_{q(H)} = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b_{\gamma(H)} = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$ $b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$
General: 1. Do not use s_i in combination with i_i . 2. Can use s_i in combination with $d_i, g_i,$ and b_i . 3. For $L/B \leq 2$ use ϕ_{ps} For $L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17$ For $\phi \leq 34^\circ$ use $\phi_{ps} = \phi_{tr}$		$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ H parallel to B $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ H parallel to L	Notes: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$
		Note: $i_q, i_\gamma > 0$	

Sumber: Bowles, 1982

2.6.4 Metode Meyerhof (1957)

Permasalahan khusus yang cukup sering terjadi dalam dunia teknik sipil khususnya geoteknik adalah pondasi yang berlokasi di dekat atau di atas lereng. Meyerhof (1957) memperkenalkan teori daya dukung yang dikombinasikan dengan teori stabilitas lereng untuk mencari nilai daya dukung tanah di bawah pondasi yang berlokasi di atas lereng. Pola keruntuhan pondasi pada lereng menurut Meyerhof dapat dilihat pada **Gambar 2.8**.



Gambar 2.8 Pola Keruntuhan Pondasi di Atas Lereng

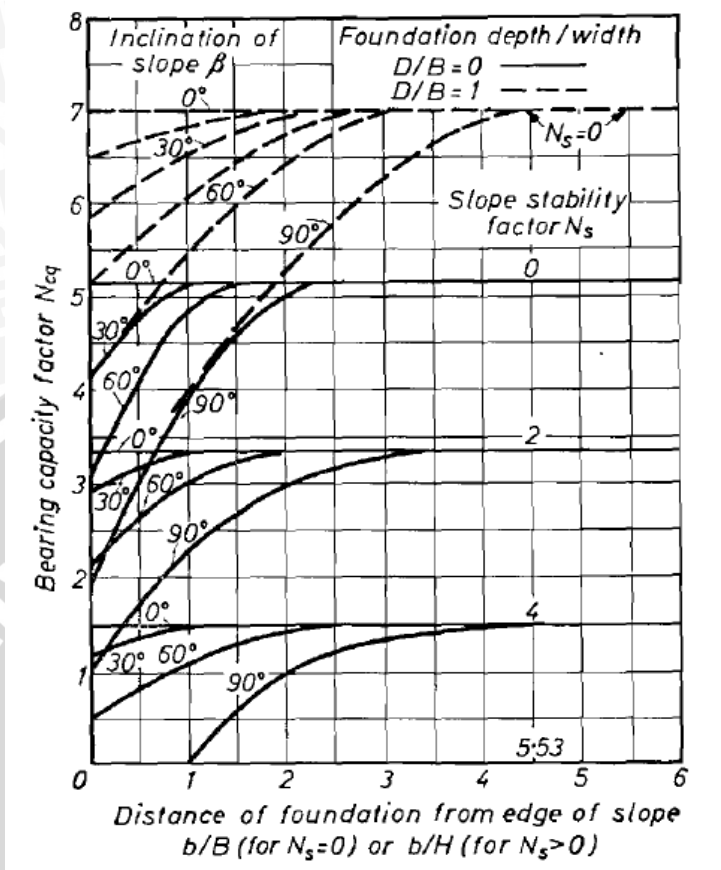
Ketika pondasi diletakkan di atas lereng dan dibebani hingga mengalami keruntuhan, zona plastis tanah di bagian lereng menjadi lebih kecil jika dibandingkan dengan pondasi yang diletakkan pada tanah datar (*plain ground*) dan daya dukung ultimit akan menurun. Daerah di bawah permukaan runtuh dari pondasi menerus diasumsikan dibagi menjadi zona elastis (*central elastic zone*) ABC, zona geser radial (*radial shear zone*) ACD dan zona pasif (*passive zone/mixed shear zone*) ADEF.

Rumus daya dukung pondasi pada lereng yang diperkenalkan oleh Meyerhof adalah sebagai berikut:

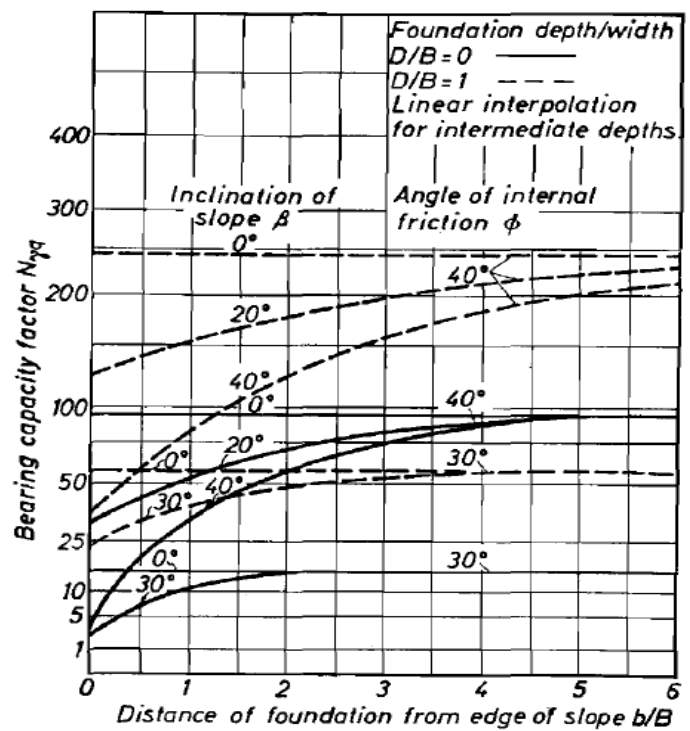
$$q_u = cN_{cq} + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q} \quad (2-12)$$

dengan N_{cq} dan $N_{\gamma q}$ adalah faktor daya dukung yang tergantung pada β (sudut kemiringan lereng), ϕ (sudut geser dalam) dan D/B (ratio kedalaman dan lebar pondasi).

Nilai N_{cq} dan $N_{\gamma q}$ dapat diperoleh dari **Gambar 2.9** dan **Gambar 2.10**.



Gambar 2.9 Grafik Nilai N_{cq}



Gambar 2.10 Grafik Nilai $N_{\gamma q}$

Selain berdasarkan grafik di atas, nilai N_{cq} dan $N_{\gamma q}$ juga disediakan dalam **Tabel 2.5** dan **Tabel 2.6**.

Tabel 2.5 Tabel Nilai N_{cq}

Meyerhof method—cohesive soils ($\phi = 0$)				Bearing capacity factors near slopes											
D/B	N_c	β , deg	Z	N_{cq}											
				b/B or b/H											
				0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5		
0	0	0		5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		18.4	3H:1V	4.55	4.90	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		21.8	2.5H:1V	4.44	4.86	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		26.6	2H:1V	4.29	4.79	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		30		4.18	4.75	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		33.7	1.5H:1V	4.04	4.66	5.07	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		60		3.08	4.06	4.82	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		90		1.93	3.00	3.90	4.58	5.00	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		2	0	0		3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
18.4	3H:1V			3.08	3.23	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
21.8	2.5H:1V			3.03	3.21	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
26.6	2H:1V			2.97	3.18	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
30				2.92	3.16	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
33.7	1.5H:1V			2.83	3.09	3.28	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
60				2.16	2.62	3.00	3.22	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
90				1.04	1.71	2.28	2.65	2.97	3.14	3.27	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
4	0			0		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		18.4	3H:1V	1.32	1.43	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		21.8	2.5H:1V	1.28	1.42	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		26.6	2H:1V	1.23	1.40	1.48	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		30		1.20	1.39	1.48	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		33.7	1.5H:1V	1.12	1.32	1.43	1.48	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		60		0.52	0.83	1.10	1.30	1.42	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		90				0.03	0.60	0.98	1.21	1.33	1.41	1.48	1.50	1.50	1.50
		1	0	0		7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
15				6.50	6.68	6.82	6.94	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
18.4	3H:1V			6.35	6.57	6.75	6.90	6.98	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
21.8	2.5H:1V			6.21	6.46	6.68	6.86	6.96	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
26.6	2H:1V			6.01	6.31	6.59	6.81	6.94	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
30				5.86	6.20	6.52	6.77	6.92	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
33.7	1.5H:1V			5.68	6.06	6.40	6.69	6.87	6.98	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
45	1H:1V			5.14	5.62	6.05	6.43	6.73	6.93	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
60				4.11	4.80	5.44	5.95	6.41	6.74	6.98	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
90						4.00	4.67	5.27	5.75	6.25	6.63	6.88	7.00	7.00	

Sumber: National Engineering Handbook, 2007:8

Tabel 2.6 Tabel Nilai $N_{\gamma q}$

Meyerhof method—cohesionless soils				Bearing capacity factors near slopes									
ϕ , deg	D/B	β , deg	Z	$N_{\gamma q}$									
				b/B									
				0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00		
30	0	0		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0		
		18.4	3H:1V	7.0	8.3	9.8	11.3	12.2	13.8	14.4	15.0		
		21.8	2.5H:1V	5.6	7.0	8.8	10.6	11.7	13.5	14.3	15.0		
		26.6	2H:1V	3.5	5.2	7.5	9.7	11.0	13.2	14.1	15.0		
		30		2.0	4.0	6.5	9.0	10.5	13.0	14.0	15.0		
1	0	0		57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0		
		18.4	3H:1V	36.1	39.2	41.7	43.5	46.0	49.0	52.1	54.5		
		21.8	2.5H:1V	32.3	35.9	38.8	41.0	43.9	47.6	51.2	54.1		
		26.6	2H:1V	26.9	31.3	34.8	37.5	41.0	45.5	49.9	53.5		
		30		23.0	28.0	32.0	35.0	39.0	44.0	49.0	53.0		
40	0	0		92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0		
		18.4	3H:1V	36.8	41.4	46.0	51.5	56.1	64.4	71.8	82.8		
		20		32.0	37.0	42.0	48.0	53.0	62.0	70.0	82.0		
		21.8	2.5H:1V	29.4	34.7	39.9	46.0	51.2	60.7	68.8	81.4		
		26.6	2H:1V	22.4	28.4	34.4	40.7	46.4	57.1	65.7	79.7		
		33.7	1.5H:1V	12.0	19.2	26.2	32.9	39.3	51.7	61.1	77.2		
		40		2.8	11.0	19.0	26.0	33.0	47.0	57.0	75.0		
		1	0	0		240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0
				18.4	3H:1V	133.3	140.6	148.0	154.4	159.0	171.9	182.0	200.4
				20		124.0	132.0	140.0	147.0	152.0	166.0	177.0	197.0
21.8	2.5H:1V			116.2	124.4	132.7	140.1	145.7	160.5	172.2	193.4		
26.6	2H:1V			95.3	104.3	113.3	121.6	128.9	145.9	159.5	183.8		
33.7	1.5H:1V			64.4	74.5	84.5	94.3	104.1	124.2	140.7	169.6		
1	0	0		37.0	48.0	59.0	70.0	82.0	105.0	124.0	157.0		

Sumber: National Engineering Handbook, 2007:7

Tidak semua nilai parameter yang kita punya tersedia pada tabel di atas, sehingga perlu dilakukan interpolasi dan ekstrapolasi untuk menentukan nilai yang sesuai dengan nilai parameter yang kita punya. Berikut ini merupakan persamaan ekstrapolasi linier:

$$g(x) = g(x_{n-1}) + \frac{x - x_{n-1}}{x_n - x_{n-1}} \cdot (g(x_n) - g(x_{n-1})) \quad (2-13)$$

2.6.5 Metode Shields (1990)

Pada tahun 1990, Shields melaporkan hasil dari percobaan *centrifuge* pada tanah pasir dan tanah lempung. Laporan tersebut menunjukkan prosentase daya dukung tanah datar. Metode ini menggunakan persamaan *Gemperline* untuk menghitung nilai $N_{\gamma q}$ dan menggunakan persamaan daya dukung Meyerhof untuk tanah datar.

$$q = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2-14)$$

dengan persamaan *Gemperline* sebagai berikut:

$$N_{\gamma q} = f_{\phi} \times f_B \times f_{D/B} \times f_{B/L} \times f_{D/B, B/L} \times f_{\beta, b/B} \times f_{\beta, b/D, D/B} \times f_{\beta, b/B, B/L} \quad (2-15)$$

dengan:

ϕ = sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)

β = sudut kemiringan lereng ($^{\circ}$)

B = lebar pondasi (inchi)

D = kedalaman pondasi (inchi)

L = panjang pondasi (inchi)

b = jarak pondasi ke puncak lereng (inchi)

$$f_{\phi} = 10^{(0,1159\phi - 2,386)} \quad (2-16)$$

$$f_B = 10^{(0,34 - 0,2 \log B)} \quad (2-17)$$

$$f_{D/B} = 1 + 0,65 (D/B) \quad (2-18)$$

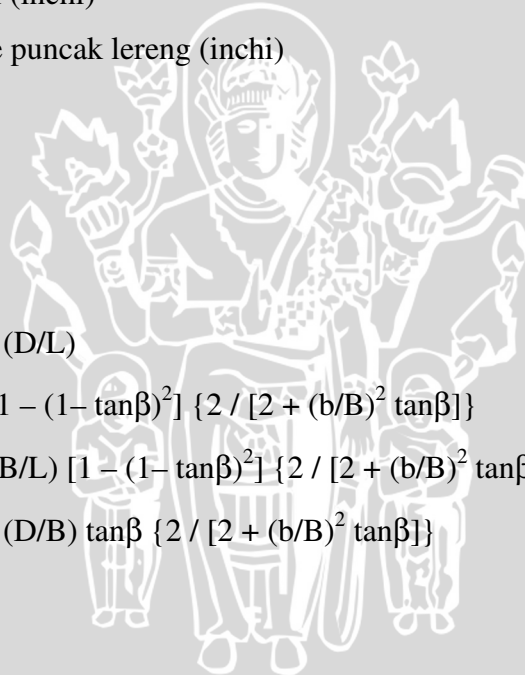
$$f_{B/L} = 1 - 0,27 (B/L) \quad (2-19)$$

$$f_{D/B, B/L} = 1 + 0,39 (D/L) \quad (2-20)$$

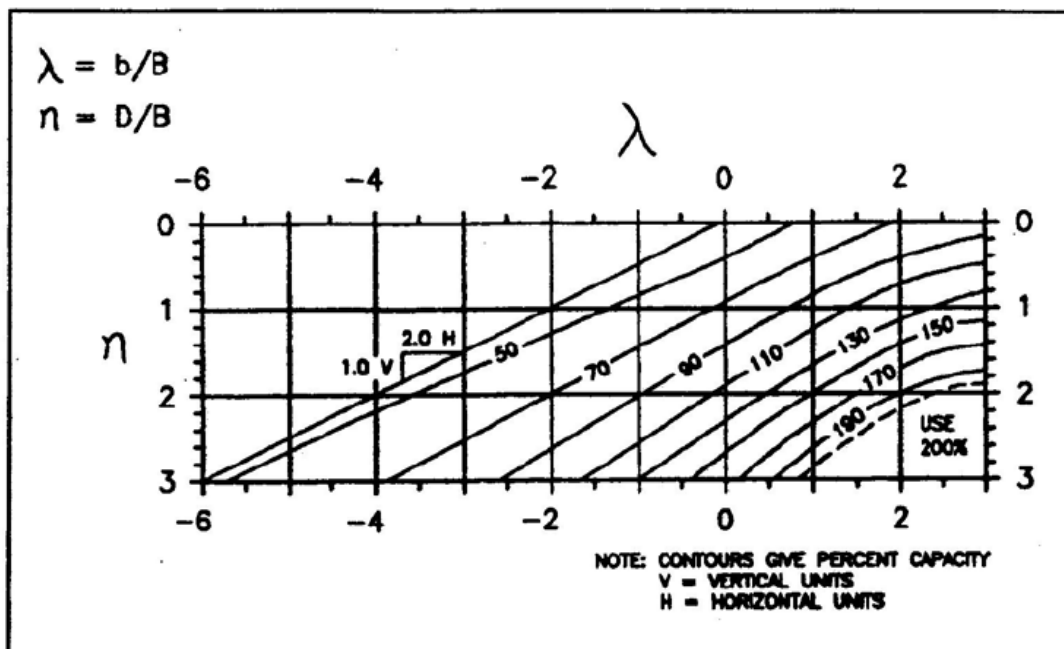
$$f_{\beta, b/B} = 1 - 0,8 [1 - (1 - \tan\beta)^2] \{2 / [2 + (b/B)^2 \tan\beta]\} \quad (2-21)$$

$$f_{\beta, b/D, D/B} = 1 + 0,6 (B/L) [1 - (1 - \tan\beta)^2] \{2 / [2 + (b/B)^2 \tan\beta]\} \quad (2-22)$$

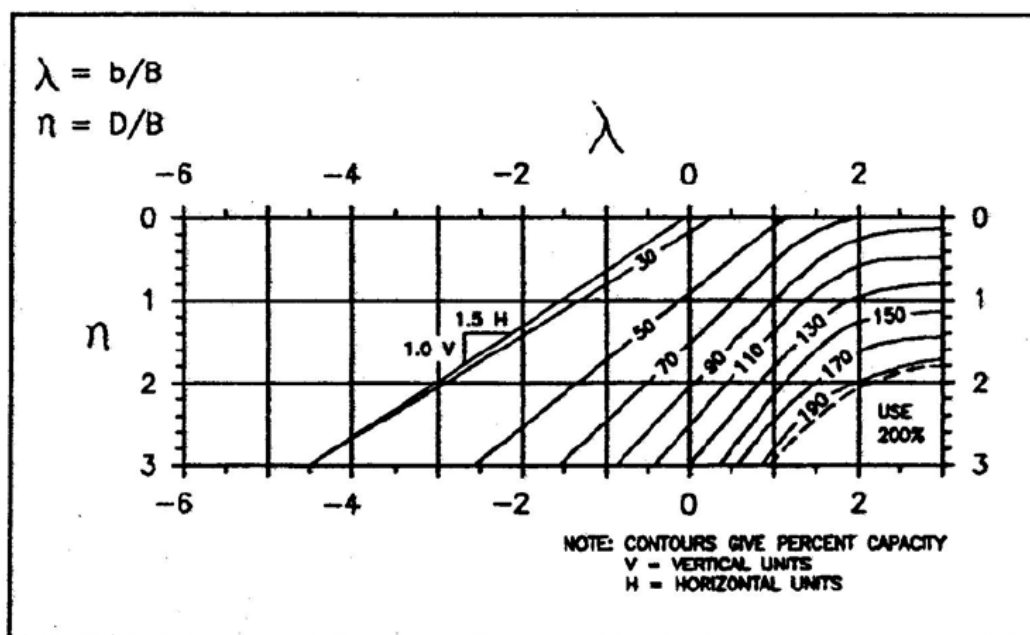
$$f_{\beta, b/B, B/L} = 1 + 0,33 (D/B) \tan\beta \{2 / [2 + (b/B)^2 \tan\beta]\} \quad (2-23)$$



Pengurangan daya dukung untuk lereng ditentukan dengan mengalikan nilai q dari persamaan (2-14) dengan prosentase yang diperoleh dari **Gambar 2.11** dan **Gambar 2.12** sebagai berikut:



Gambar 2.11 Grafik Prosentase Daya Dukung Tanah Datar untuk Lereng dengan Kemiringan 2 : 1



Gambar 2.12 Grafik Prosentase Daya Dukung Tanah Datar untuk Lereng dengan Kemiringan 1,5 : 1

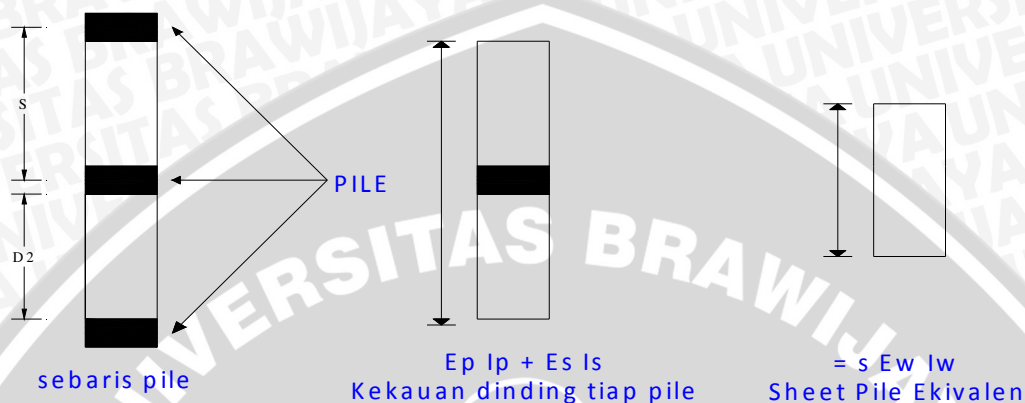
2.7 Analisis Daya Dukung Tanah pada Lereng dengan Perkuatan *Pile* (Tiang)

Analisis daya dukung tanah pada lereng dengan perkuatan tidak dapat diselesaikan secara analitik karena sampai saat ini belum ditemukan rumus empiriknya. Untuk mengetahui daya dukung tanah pada lereng dengan perkuatan dilakukan penelitian di laboratorium, baik berupa *model test* maupun *prototype*. Selain melalui penelitian di laboratorium, analisis daya dukung tanah pada lereng sebelum maupun setelah diberi perkuatan *pile* dapat dilakukan dengan menggunakan pemodelan numerik atau *Finite Element Method* (FEM) yaitu *software* PLAXIS. Hasil analisis dari program PLAXIS akan memverifikasi hasil penelitian di laboratorium. Pemodelan numerik menggunakan PLAXIS untuk memverifikasi hasil penelitian di laboratorium telah dilakukan oleh para peneliti terdahulu seperti Esmaili (2008), Bujang dkk (2006) dan Rajendran Reshma (2008), untuk pondasi di tanah datar. Sedangkan untuk pondasi di dekat lereng telah dilakukan oleh Azzam (2010), Anil Kumar (2009), Sawwaf (2004), dan Khaled M. M. Bahloul.

PLAXIS merupakan analisis numerik yang menggunakan *differential methods* yang *continuum*. Dasar dalam perhitungan PLAXIS adalah menggunakan perhitungan elastis (*compatibility*); $\epsilon = B \cdot a_e$, dengan B = matriks interpolasi regangan dan a_e = perpindahan; konstitutif (*material behavior*); $\sigma = D \cdot \epsilon$, dengan σ = tegangan, D = matriks kekakuan material dan ϵ = regangan; serta keseimbangan (*equilibrium*). Pada *software* tersebut memberikan hasil otomatis pada enam atau lima belas titik segitiga pada bidang elemen tegangan pada tanah. Pada penelitian ini menggunakan lima belas titik segitiga dengan kaidah 3 titik integrasi Gaussian untuk menghitung matriks element kekakuan. Pemodelan pada material pasir menggunakan model *elastoplastic Mohr-Coulomb*. Parameter yang digunakan untuk model *elastoplastic Mohr-Coulomb* ini membutuhkan lima parameter yaitu Modulus Young (E), Poison ratio (ν), kohesi (c), sudut geser tanah (ϕ), dan sudut dilatasi (ψ). Untuk tambahan data penting, spesifikasi berat kering tanah (γ_d) dan koefisien tekanan tanah (K_0) perlu diketahui. Parameter tegangan geser dibutuhkan untuk perilaku kegagalan pada tanah.

Untuk mengetahui pengaruh jarak dan diameter *pile* tidak langsung bisa memasukkan ke dalam material *pile* diperlukan transformasi bentuk dari *pile* menjadi *sheet-pile*. Ren-Ping Li (2009) menunjukkan analisis spesifik regangan bidang lapangan dimana satu baris *pile* digantikan oleh *sheet-pile* ekivalen dengan kelenturan yang sama dengan kelenturan rata-rata satu baris *pile* dan tanah yang ditunjukkan pada

Gambar 2.13. Dinding *sheet-pile* dimodelkan dengan elemen yang lebih kaku dalam jaringan elemen hingga. Bentuk analisis ini memungkinkan kelompok *pile* untuk dianalisa langsung dengan menggabungkan kelompok *pile* tersebut dalam jaringan metode hingga, meskipun *pile* tunggal sudah cukup mewakili, karena model dinding *sheet-pile* ekuivalen memodelkan satu baris *pile* dengan jarak yang sama.



Gambar 2.13 Gambaran Dinding *Sheet Pile* Ekuivalen untuk Analisis Elemen Hingga Regangan Bidang

D = diameter pile yang telah ditransformasi

$D1$ = S = jarak pusat ke pusat pile

$D2$ = jarak tepi ke tepi pile

Untuk mentransformasikan digunakan persamaan berikut :

$$EI_{eq} = (EI_{tanah} + EI_{pile})/D1 \quad (2-24)$$

$$I_{eq} = 1/12.D1.D^3 \quad (2-25)$$

Untuk metode pengaturan beban dalam PLAXIS menggunakan *vertical prescribed load*. Hasil perhitungan PLAXIS ini masih dalam bentuk beban ultimit, sehingga untuk menentukan nilai daya dukung tanah pada lereng didapatkan dengan membagi beban ultimit tersebut dengan luas pondasi.

2.8 Bearing Capacity Improvement (BCI)

Bearing Capacity Improvement (BCI) adalah suatu rasio yang menjelaskan perbandingan antara daya dukung tanah saat diberi perkuatan dengan daya dukung tanah tanpa diberi perkuatan. Nilai BCI dapat ditentukan berdasarkan dua hal, yaitu berdasarkan daya dukung pada saat ultimit atau BCI_u seperti pada S. M. Marandi

(2008), P. K. Haripal dkk (2008), E. C. Shin dkk (2000), J. Thanapalasingam dkk (2008), M. J. Kenny dkk (1997) dan berdasarkan daya dukung pada penurunan yang sama atau BCI_s , seperti pada A. Zahmatkesh dkk (2010), S. M. Marandi (2008). Pertambahan nilai BCI menggambarkan semakin meningkatnya daya dukung tanah setelah diberikan perkuatan yang dapat dilihat dari semakin besarnya beban yang mampu ditahan setelah diberikan perkuatan dibandingkan sebelum diberikan perkuatan. Berikut ini merupakan persamaan BCI_u dan BCI_s :

$$BCI_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (2-26)$$

$$BCI_s = \frac{q_{(R)}}{q} \quad (2-27)$$

dengan:

$q_{u(R)}$ = daya dukung ultimit dengan perkuatan

q_u = daya dukung ultimit tanpa perkuatan

$q_{(R)}$ = daya dukung dengan perkuatan saat penurunan sebesar s

q = daya dukung tanpa perkuatan saat penurunan sebesar s

