

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) seperti yang tertera pada **Tabel 2.2**, 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 huruf penunjuk seperti yang tertera pada **Tabel 2.1** berikut:

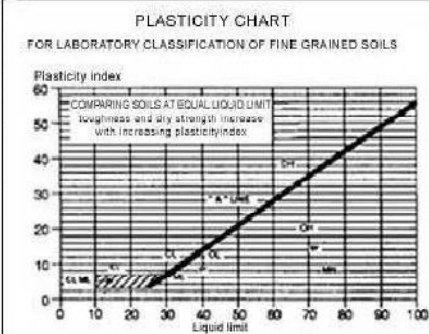
Tabel 2.1 Huruf penunjuk untuk tanah berbutir kasar

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 M. Das: 1984

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	FINE GRAINED SOILS						
COARSE GRAINED SOILS More than half materials larger than No. 200 sieve size (More than half materials visible to the naked eye)	GRAVELS More than half of coarse fraction is larger than No. 4 sieve size (For retention 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	Give typical name; indicate approximate percentage of sand and gravel, max. size, angularity, surface condition, and hardness of the coarse grains; local or geological name and other pertinent descriptive information, and symbol in parentheses. 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 $\frac{1}{2}$ - 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)	Determine percentages of gravel and sand from grain size curve. Depending on percentage of fines (fraction smaller than No. 200 sieve size) coarse grained soils are classified as follows: GW, GC, SW, SC, GM, GM, GC, SM, SC Borderline cases requiring use of dual symbols	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ 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						
			Non-plastic fines (for identification procedures see ML below)	GM	Silty gravel, poorly graded gravel-sand silt mixtures						
			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 retention 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	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ between one and 3 Not meeting all gradation requirements for SW Atterberg limits below "A" line or PI less than 4 Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbols Atterberg limits above "A" line with PI greater than 7
					Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing				SP	Poorly graded sand, gravelly sands, little or no fines	
	Non-plastic fines (for identification procedures see CL below)	SM			Silty sand, poorly graded sand-silt mixtures						
	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										
	SILTS AND CLAYS Liquid limit less than 50	DRY STRENGTH (CRUSHING CHARACTERISTICS) None to slight	DILATANCY (REACTION TO SHAKING) Quick to slow	TOUGHNESS (CONSISTENCY NEAR PLASTIC LIMIT) None	ML				Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sand with slight plasticity	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)	
Medium to high					None to very slow	Medium	OL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays			
Slight to medium					Slow	Slight	MN	Organic silts and organic silt clays of low plasticity			
SILTS AND CLAYS Liquid limit greater than 50		DRY STRENGTH (CRUSHING CHARACTERISTICS) Slight to medium	DILATANCY (REACTION TO SHAKING) Slow to none	TOUGHNESS (CONSISTENCY NEAR PLASTIC LIMIT) 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		PT	Peat and other organic soils						



Sumber: Braja M. Das, 1984

2.2 Lereng (*Slope*)

2.2.1 Pengertian Lereng (*Slope*)

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 2 (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

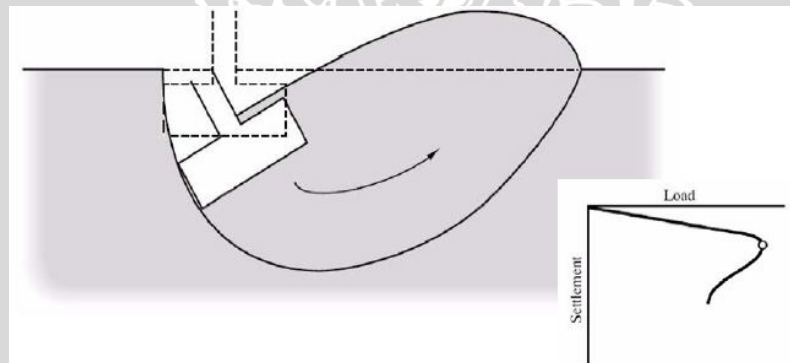
diletakkan di bawah seluruh beban dinding. Kedalaman dan lebar pondasi menerus tergantung beban bangunan dan sifat asli tanah. Dalam banyak kasus, pondasi menerus ini tidak memerlukan desain khusus, ukuran pondasi dapat ditentukan berdasarkan peraturan pembangunan.

- 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

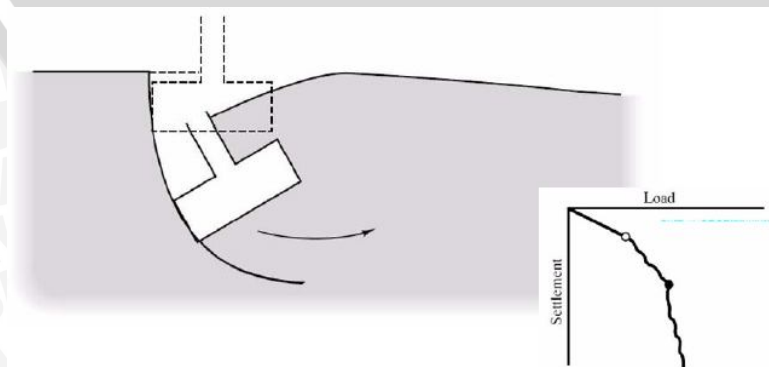
Berdasarkan hasil uji model, Vesic (1963) mengelompokkan pola keruntuhan pondasi menjadi 3, yaitu:

- 1) Keruntuhan geser umum (*general shear failure*). **Gambar 2.1** menunjukkan mekanisme *general shear failure*.



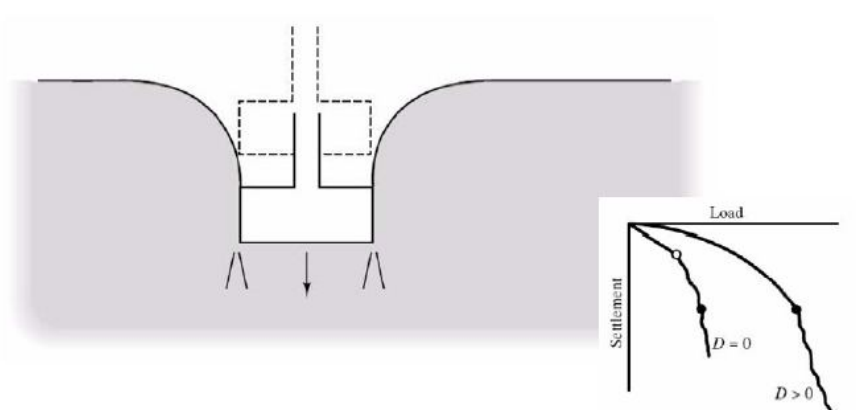
Gambar 2.1 *General shear failure*

- 2) Keruntuhan geser lokal (*local shear failure*). **Gambar 2.2** menunjukkan mekanisme *local shear failure*.



Gambar 2.2 *Local shear failure*

- 3) Keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*). **Gambar 2.3** menunjukkan mekanisme *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 relatif $D_r > 67\%$
- 2) Pondasi pada pasir tidak padat sampai sedang (*medium dense sand*) dengan kerapatan relatif $30\% < D_r < 67\%$ cenderung mengalami keruntuhan geser lokal (*local shear failure*)
- 3) Pondasi pada tanah pasir lepas (*loose sand*) dengan kerapatan relatif $D_r < 30\%$ 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_a) 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:

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

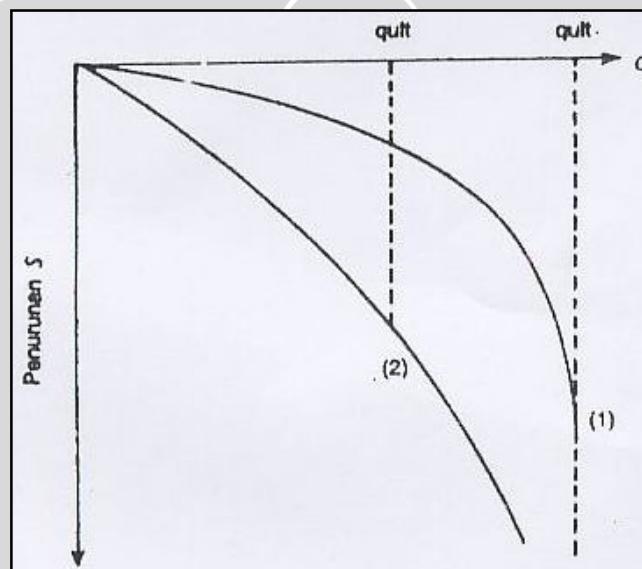
dengan:

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

P_u = beban ultimit (kN)

A = luas beban (m^2)

Setiap pondasi yang dibebani pasti akan mengalami penurunan, sehingga erat kaitannya beban atau daya dukung dengan penurunan pondasi. Kurva hubungan antara penurunan yang terjadi terhadap besarnya beban yang diterapkan diperlihatkan pada **Gambar 2.4** sebagai berikut:

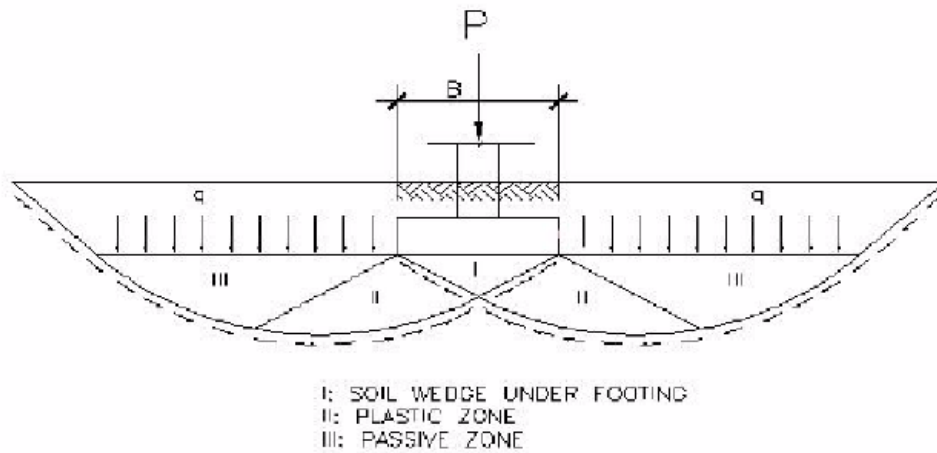


Gambar 2.4 Kurva penurunan terhadap beban

2.5 Daya Dukung pada Tanah Datar

2.5.1 Teori Terzaghi

Terzaghi (1943) merupakan yang pertama mengemukakan teori 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 3 zona geser seperti yang terlihat pada **Gambar 2.5** berikut:



Gambar 2.5 Zona geser berdasarkan teori Terzaghi

Persamaan daya dukung ultimit Terzaghi sebagai berikut:

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

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)

Jenis-jenis tanah granuler tidak mempunyai kohesi (c), atau mempunyai kohesi yang sangat kecil, sehingga dalam hitungan daya dukung sering diabaikan. Tanah-tanah demikian biasanya tanah pasir dan kerikil. Daya dukung tanah granuler dipengaruhi terutama oleh kerapatan relatif (D_r), posisi muka air tanah terhadap kedudukan pondasi, tekanan kekang (*confining pressure*), dan ukuran pondasinya. Bentuk butiran dan ukuran distribusi butiran juga mempengaruhi besarnya daya dukung. Kebanyakan tanah pasir tidak homogen dan nilai daya dukung ijin, biasanya lebih ditentukan dari pertimbangan penurunan, terutama penurunan tidak seragam (*differential settlement*).

Untuk tanah granuler, karena kohesi $c = 0$, persamaan daya dukung tanah Terzaghi menjadi sebagai berikut:

- Untuk pondasi berbentuk memanjang

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

- Untuk pondasi berbentuk bujur sangkar

$$q_u = p_o N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (2-4)$$

- Untuk pondasi berbentuk lingkaran

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

dengan:

B = lebar atau diameter pondasi (m)

$p_o = D_f \cdot \gamma$ (dipakai γ' bila tanah terendam air) adalah tekanan overburden efektif (kN/m^2)

N_q, N_γ = faktor daya dukung

2.5.2 Teori 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:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + D_f \gamma N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2-6)$$

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

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 Daya Dukung Tanah pada Lereng tanpa Perkuatan

Permasalahan khusus yang cukup sering terjadi dalam dunia teknik sipil khususnya geoteknik adalah pondasi yang berlokasi di dekat atau di atas lereng. Ada 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. Namun, dalam menentukan faktor reduksi tersebut terdapat kesulitan seperti penentuan kondisi batas terlebih dahulu. Pada penelitian ini digunakan metode Hansen (1970), Vesic (1975), GEO (1993), Meyerhof (1957) dan metode Shields (1990) yang lebih mudah untuk diterapkan.

2.6.1 Metode Hansen (1970)

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. Persamaan daya dukung dengan metode Hansen sebagai berikut:

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

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

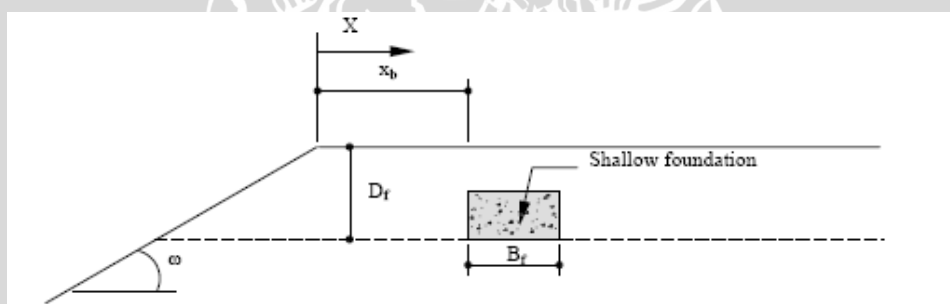
i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

g_c, g_q, g_γ = faktor kemiringan dasar

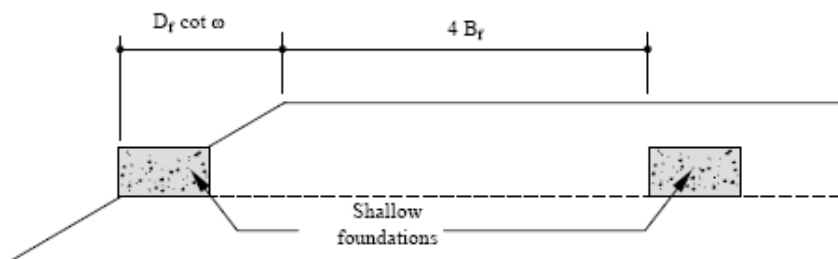
b_c, b_q, b_γ = faktor kemiringan permukaan tanah

Nilai faktor - faktor tersebut dapat diperoleh dengan menggunakan rumus-rumus yang terdapat pada **Tabel 2.3**.

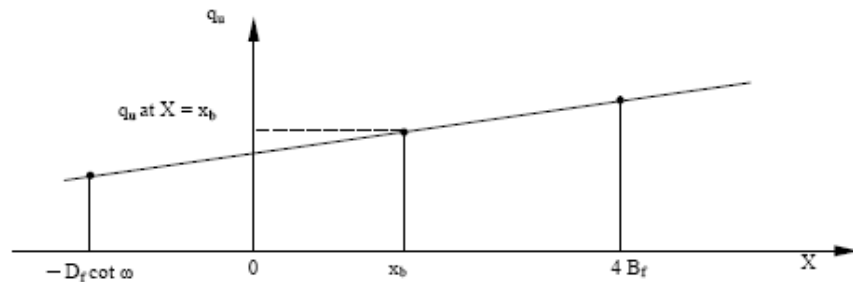
Untuk kasus pondasi yang terletak di atas lereng, maka faktor yang sangat berpengaruh adalah faktor kemiringan permukaan tanah dengan jarak pondasi dari permukaan yang miring lebih kecil dari empat kali lebar pondasi ($b < 4B$). Apabila jarak pondasi dari permukaan yang miring lebih besar atau sama dengan empat kali lebar pondasi ($b \geq 4B$), maka menggunakan analisis daya dukung di tanah datar. Oleh karena itu daya dukung pondasi pada lereng dapat ditentukan dengan menggunakan interpolasi linier antara nilai daya dukung pondasi pada ujung lereng dengan nilai daya dukung pondasi pada jarak empat kali lebar pondasi dari lereng (pada tanah datar). **Gambar 2.6 (a – c)** menjelaskan tentang prosedur interpolasi linier untuk menentukan daya dukung ultimit pondasi dangkal di dekat lereng.



(a) Pondasi dengan jarak b dari tepi lereng



(b) Pondasi pada tepi lereng dan pada jarak $4B$ dari tepi lereng



(c) Interpolasi linier untuk daya dukung ultimit pondasi di dekat lereng

Gambar 2.6 Prosedur interpolasi linier untuk menentukan daya dukung ultimit pondasi dangkal di dekat lereng

Berikut ini merupakan persamaan interpolasi linier:

$$\frac{g(x) - g(x_{n-1})}{g(x_n) - g(x_{n-1})} = \frac{x - x_{n-1}}{x_n - x_{n-1}} \quad (2 - 11)$$

2.6.2 Metode Vesic (1975)

Persamaan daya dukung Vesic (1975), selengkapnya sama dengan persamaan Hansen, memberikan pengaruh-pengaruh kedalaman, bentuk pondasi, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar serta kemiringan permukaan tanah. Perbedaan metode Vesic dengan metode Hansen terdapat saat menentukan nilai faktor daya dukung dan faktor bentuk pondasi, kedalaman, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan tanah. Untuk faktor N_c dan N_q ditentukan berdasarkan persamaan (2 – 8) dan (2 – 9). Untuk faktor N_γ ditentukan dari persamaan berikut:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi \quad (2 - 12)$$

Nilai faktor bentuk pondasi, kedalaman, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan tanah untuk metode Vesic juga dapat diperoleh dengan menggunakan rumus-rumus yang terdapat pada **Tabel 2.3**. Nilai daya dukung pondasi pada lereng dengan metode Vesic juga ditentukan dengan menggunakan interpolasi linier pada persamaan (2 – 11) antara nilai daya dukung

pondasi pada ujung lereng dengan nilai daya dukung pondasi pada jarak empat kali lebar pondasi dari lereng (pada tanah datar).

Tabel 2.3 Faktor daya dukung Hansen dan Vesic

Faktor bentuk	Faktor kedalaman	Faktor kemiringan	Faktor tanah (alas pada lereng)
$s'_c = 0,2 \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1$ untuk lajur.	$d'_c = 0,4k$ $d_c = 1 + 0,4k$	$i'_{c(H)} = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$ $i'_{c(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ $i_c = i_q = \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen dan Vesic)	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ untuk Vesic pakailah $N_\gamma = -2 \sin \beta$ 0 untuk $\phi = 0$. $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ $i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^m$	$g_{q(H)} = g_{\gamma(H)} = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$ $g_{q(V)} = g_{\gamma(V)} = (1 - \tan \beta)^2$
$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1,00$ untuk semua ϕ $k = \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} > 1$ (rad)		Faktor alas (alas miring) $b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
Di mana A_f = luas telapak efektif $B' \times L'$ (lihat Gambar 4.4). c_a = perlekatan pada alas = kohesi atau suatu nilai yang menurun. D = kedalaman telapak dalam tanah (dipakai dengan B dan tidak dipakai pada B'). e_B, e_L = eksentrisitas beban terkait pada pusat dari daerah telapak. H = komponen horizontal pada beban telapak dengan $H \leq V \tan \delta + c_a A_f$ V = total beban vertikal pada telapak. β = kemiringan tanah yang menjauh dari alas dengan penurunan = (+). δ = sudut gesekan antara alas dan tanah—biasanya $\delta = \phi$ untuk beton pada tanah. η = sudut miring alas terhadap horisontal dengan (+) menaik sebagai kasus yang biasa.		$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta = 0$) $i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta^\circ/450)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta > 0$) $i_{\gamma(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^{m+1}$	$b'_{q(H)} = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b_{\gamma(H)} = \exp(-2,7\eta \tan \phi)$ $b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$ Catatan: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$
Umum: <ol style="list-style-type: none"> Jangan memakai s_i terkombinasi dengan i_i Dapat memakai s_i terkombinasi dengan d_i, g_i, dan b_i Untuk $L/B \leq 2$ pakailah $\phi_{ps} = 1,5 \phi_r - 17$ Untuk $L/B > 2$ pakailah $\phi_{ps} = \phi_r$ Untuk $\phi < 34^\circ$ pakailah $\phi_{ps} = \phi_r$ 		$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ H sejajar terhadap B $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ H sejajar terhadap L	
		Note: $i_q, i_\gamma > 0$	

Sumber: Joseph E. Bowles (1982)

2.6.3 Metode GEO (1993)

Pada dasarnya metode GEO (1993) ini sama dengan metode Vesic, baik dalam menentukan faktor daya dukung yang menggunakan persamaan (2 – 8), (2 – 9) dan (2 – 12) maupun menentukan daya dukung pondasi pada lereng, yaitu menggunakan interpolasi linier pada persamaan (2 – 11) antara nilai daya dukung pondasi pada ujung lereng dengan nilai daya dukung pondasi di tanah datar. Untuk faktor bentuk pondasi, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar serta kemiringan



permukaan tanah dapat diperoleh dari rumus-rumus yang terdapat pada **Tabel 2.4** di bawah ini:

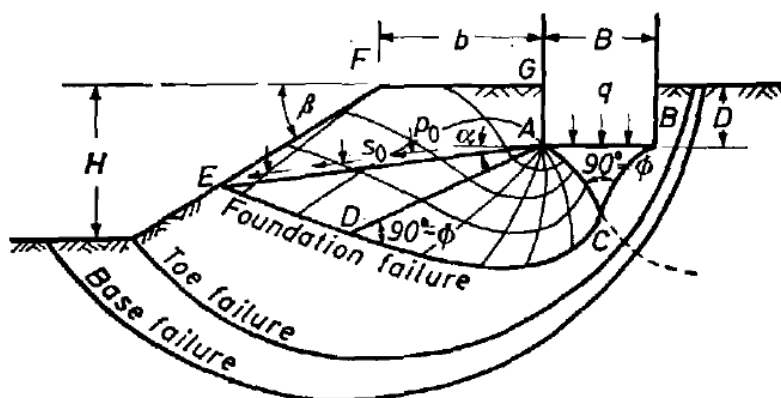
Tabel 2.4 Faktor daya dukung GEO (1993)

Parameters	$c' - \phi'$ soil	For undrained condition ($\phi = 0$)
Bearing capacity factors	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	$N_c = 2 + \pi$
	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$	$N_\gamma = 0$
	$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$	$N_q = 1$
Shape factors	$\zeta_{cs} = 1 + \frac{B_f N_q}{L_f N_c}$	$\zeta_{cs} = 1 + 0.2 \frac{B_f}{L_f}$
	$\zeta_{qs} = 1 - 0.4 \frac{B_f}{L_f}$	$\zeta_{qs} = 1$
	$\zeta_{qp} = 1 + \frac{B_f}{L_f} \tan \phi'$	
Inclination factors	$\zeta_{ci} = \zeta_{qi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_c \tan \phi'}$	$\zeta_{ci} = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{c' B_f L_f}}$
	$\zeta_{yt} = \left(1 - \frac{H}{P + B_f L_f c' \cot \phi'} \right)^{m_1 + 1}$	$\zeta_{yt} = 1$
	$\zeta_{qt} = \left(1 - \frac{H}{P + B_f L_f c' \cot \phi'} \right)^{m_1}$	
Tilt factors	$\zeta_{ct} = \zeta_{qt} - \frac{1 - \zeta_{qt}}{N_c \tan \phi'}$	$\zeta_{ct} = 1 - \frac{2\alpha_t}{\pi + 2}$
	$\zeta_{yt} = (1 - \alpha_t \tan \phi')^2$ for $\alpha_t < 45^\circ$	$\zeta_{qt} = 1$
	$\zeta_{qt} \approx \zeta_{yt}$	
Ground sloping factors	$\zeta_{cg} = e^{-2\omega \tan \phi'}$	$\zeta_{cg} = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$
	$\zeta_{yg} \approx \zeta_{cg}$	$\zeta_{yg} = 1$
	$\zeta_{qg} = (1 - \tan \omega)^2$ for $\omega \leq 45^\circ$	
	$\zeta_{qg} = 0$ for $\omega > 45^\circ$	

Sumber: Geotechnical Engineering Office, The Government of Hong Kong, 2006: 45

2.6.4 Metode Meyerhof (1957)

Meyerhof memperkenalkan teori daya dukung yang dikombinasikan dengan teori stabilitas lereng untuk mencari daya dukung tanah di bawah pondasi yang berlokasi di atas lereng. **Gambar 2.7** berikut ini merupakan pola keruntuhan pondasi pada lereng.



Gambar 2.7 Pola keruntuhan pondasi di atas lereng

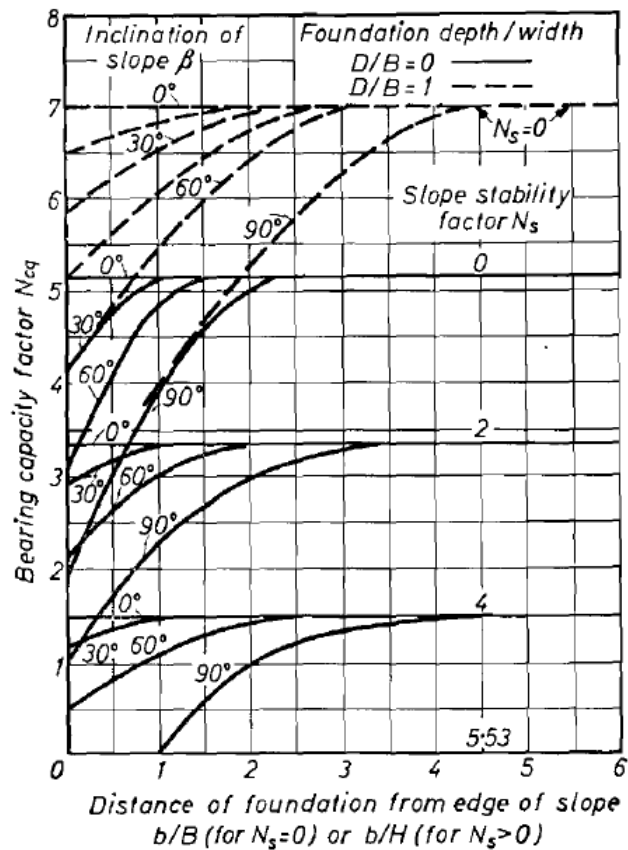
Ketika pondasi diletakkan di atas lereng dan dibebani hingga mengalami keruntuhan, zona plastis tanah di bagian lereng menjadi lebih kecil jika dibandingkan dengan pondasi yang diletakkan pada tanah datar (*plain ground*) dan daya dukung ultimit akan menurun. Daerah di bawah permukaan runtuh dari pondasi 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:

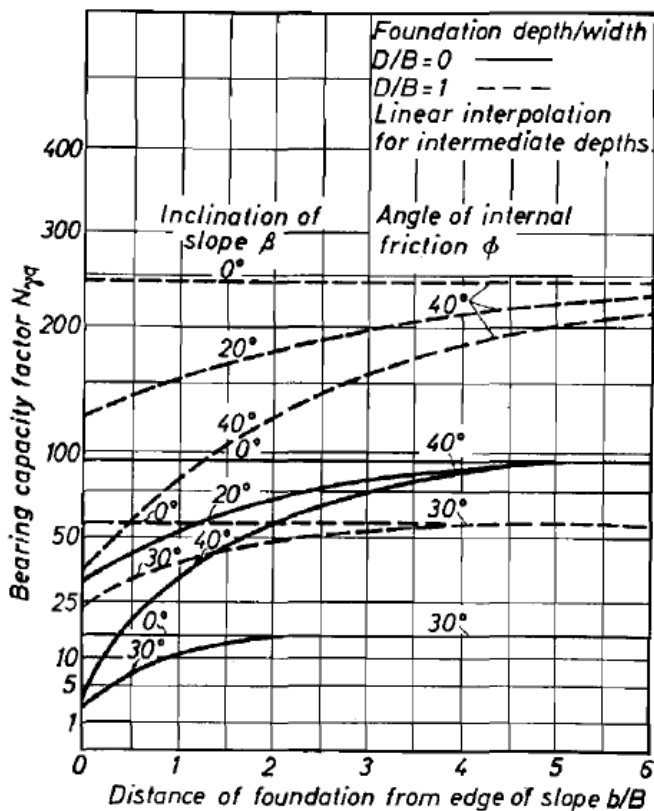
$$q_u = cNcq + \gamma \frac{B}{2} N\gamma q \quad (2-13)$$

Dengan Ncq 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 Ncq dan $N\gamma q$ dapat diperoleh dari **Gambar 2.8** dan **2.9** berikut:



Gambar 2.8 Grafik nilai N_{cq}



Gambar 2.9 Grafik nilai N_{yq}

Dari grafik terlihat bahwa semakin besar sudut kemiringan lereng, nilai N_{cq} dan $N_{\gamma q}$ semakin menurun sehingga daya dukung tanah akan menurun. Sedangkan semakin besar b (jarak antara pondasi dengan ujung lereng), nilai N_{cq} dan $N_{\gamma q}$ juga semakin membesar sehingga daya dukung tanah ikut membesar.

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

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	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
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	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
		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	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
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	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	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	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	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		
	1	0	0		240.0	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	
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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		
1	0	0		240.0	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											

menghitung nilai $N\gamma q$ dan menggunakan persamaan daya dukung Meyerhof untuk tanah datar.

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2-15)$$

Dengan persamaan *Gemperline* sebagai berikut:

$$N_{\gamma q} = f_{\phi} \times f_B \times f_{\frac{D}{B}} \times f_{\frac{B}{L}} \times f_{\frac{D \cdot B}{B \cdot L}} \times f_{\beta \frac{b}{B}} \times f_{\beta \frac{b \cdot D}{D \cdot B}} \times f_{\beta \frac{b \cdot B}{B \cdot L}} \quad (2-16)$$

dengan:

$$f_{\phi} = (10^{(0,1159\phi - 2,386)}) \quad (2-17)$$

$$f_b = (10^{(0,34 - 0,2 \log_{10} B)}) \quad (2-18)$$

$$f_{\frac{D}{B}} = (1 + 0,65(D/B)) \quad (2-19)$$

$$f_{\frac{B}{L}} = (1 - 0,27(B/L)) \quad (2-20)$$

$$f_{\frac{D \cdot B}{B \cdot L}} = (1 + 0,39(D/L)) \quad (2-21)$$

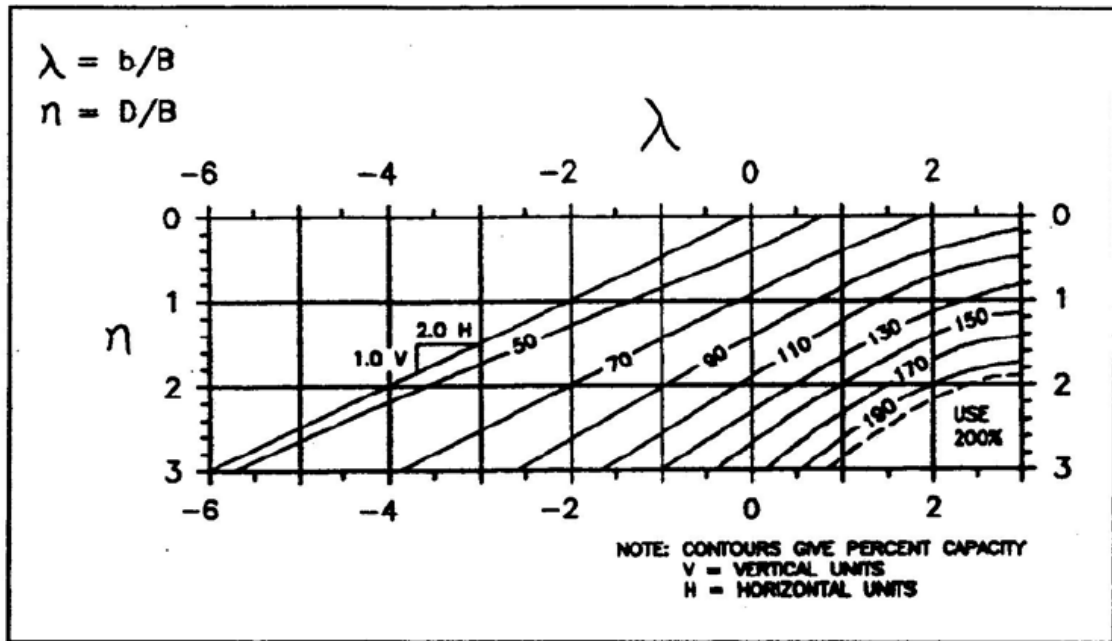
$$f_{\beta \frac{b}{B}} = (1 - 0,8[1 - (1 - \tan\beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan\beta]\}) \quad (2-22)$$

$$f_{\beta \frac{b \cdot D}{D \cdot B}} = (1 + 0,6(B/L)[1 - (1 - \tan\beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan\beta]\}) \quad (2-23)$$

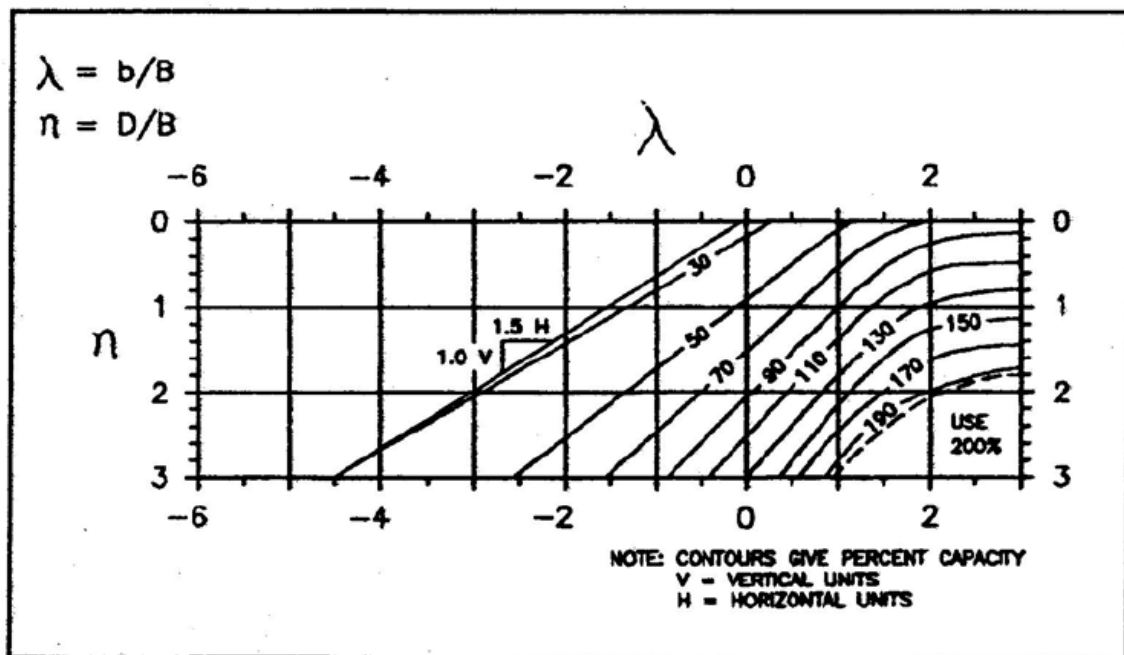
$$f_{\beta \frac{b \cdot B}{B \cdot L}} = (1 + 0,33(D/B) \tan\beta \{2/[2 + (b/B)^2 \tan\beta]\}) \quad (2-24)$$

(ϕ dalam degree dan B dalam inchi)

Nilai daya dukung pada lereng ditentukan dengan mengalikan nilai q dari persamaan (2-15) dengan prosentase faktor adanya lereng yang diperoleh dari **Gambar 2.10** dan **Gambar 2.11** sebagai berikut:



Gambar 2.10 Grafik prosentase faktor lereng dengan kemiringan 2 : 1



Gambar 2.11 Grafik prosentase faktor lereng dengan kemiringan 1,5 : 1

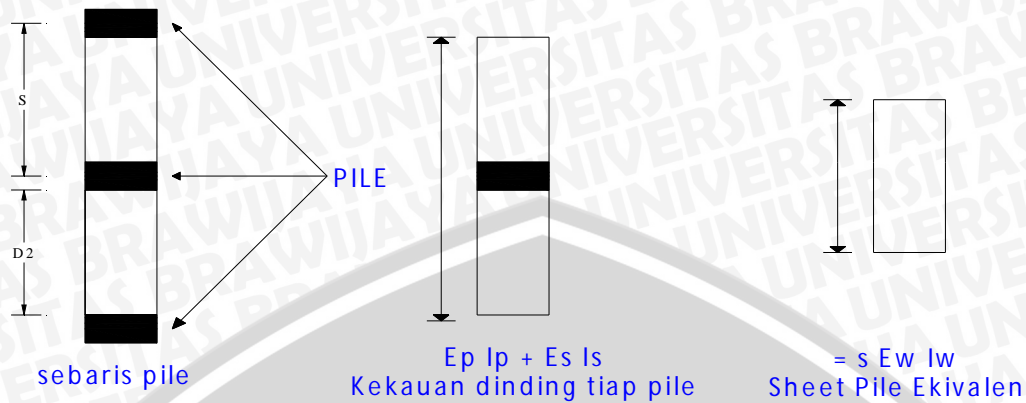
2.7 Analisis Daya Dukung Tanah pada Lereng dengan Perkuatan Tiang (*Pile*)

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 kekuatan tiang 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*); $\varepsilon = B \cdot a_e$, dengan B = matriks interpolasi regangan dan a_e = perpindahan; konstitutif (*material behavior*); $\sigma = D \cdot \varepsilon$, 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 tiang tidak langsung bisa dimasukkan ke dalam material tiang. Randolph dan Stewart menunjukkan analisis spesifik regangan bidang lapangan dimana satu baris tiang digantikan oleh *sheet-pile* ekuivalen dengan kelenturan yang sama dengan kelenturan rata-rata satu baris tiang dan tanah yang ditunjukkan pada **Gambar 2.12** (Ren Ping Li, 2009). Dinding *sheet-pile* dimodelkan dengan elemen yang lebih kaku dalam jaring elemen hingga. Bentuk analisis ini mengijinkan kelompok tiang untuk dianalisa langsung dengan menggabungkan kelompok tiang tersebut dalam jaringan metode hingga, meskipun tiang tunggal sudah cukup mewakili, karena model dinding *sheet-pile* ekuivalen memodelkan satu baris tiang dengan jarak yang sama.



Gambar 2.12 Transformasi nilai EI dan EA tiang dan tanah

- D = diameter tiang (m)
- D₁ = S = jarak pusat ke pusat tiang (m)
- D₂ = jarak tepi ke tepi tiang (m)

Untuk mentransformasikan nilai EI dan EA digunakan persamaan berikut :

$$I_{eq} = 1/12.D.D_1^3 \tag{2 - 25}$$

$$E_{Ieq} = (EI \text{ tanah} + EI \text{ pile})/D_1 \tag{2 - 26}$$

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 sesuai dengan persamaan (2 – 1).

2.8 Analisis *Bearing Capacity Improvement (BCI)*

Pengaruh adanya perkuatan baik menggunakan tiang ataupun perkuatan yang lain, digambarkan dalam bentuk besaran non-dimensional yang biasanya disebut 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 daya dukung pada saat ultimit atau BCI_u (S. M. Marandi, 2008; P. K. Haripal dkk, 2008;

E. C. Shin dkk, 2000; J. Thanapalasingam dkk, 2008; M. J. Kenny dkk, 1997) dan daya dukung pada penurunan yang sama atau BCI_s (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 :

$$BCI_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (2 - 27)$$

$$BCI_s = \frac{q_{(R)}}{q} \quad (2 - 28)$$

dengan:

$q_{u(R)}$ = daya dukung ultimit dengan perkuatan (kN/m^2)

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

$q_{(R)}$ = daya dukung dengan perkuatan saat penurunan sebesar s (kN/m^2)

q = daya dukung tanpa perkuatan saat penurunan sebesar s (kN/m^2)

