

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

2.1.1 Definisi Tanah

Tanah dapat didefinisikan sebagai material yang tersusun dari :

1. Agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak terikat secara kimia satu sama lain.
2. Zat Cair.
3. Gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara butiran mineral-mineral padat tersebut.

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

Simbol-simbol yang sering digunakan dalam kelompok dan sub kelompok klasifikasi tanah ini adalah:

- | | |
|---------------------------------|---|
| - G = Kerikil (<i>gravel</i>) | - H = Plastisitas tinggi (<i>high-plasticity</i>) |
| - S = Pasir (<i>sand</i>) | - L = Plastisitas rendah (<i>low-Plasticity</i>) |
| - C = Lanau (<i>silt</i>) | |

- O = Lanau / lempung organik (*organic silt or clay*)
- Pt = tanah gambut dan tanah organik tinggi (*peat & highly organic soil*)
- W = Gradasi baik (*well-graded*)
- P = Gradasi buruk (*poorly-graded*)



Tabel 2.1 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 materials is larger than No. 200 sieve size (The No. 200 sieve size is about the smallest particle 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)	GRAVELS (Little or no fines)	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's - 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 percentage 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, GP, SW, SC GM, GC, SM, SC More than 12% Less than 5% 5% to 12% Use of dual symbols use of dual symbols	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ between one and 3	Not meeting all gradation requirements for GW Atterberg limits above 'A' line with PI greater than 7 Atterberg limits below 'A' line or PI greater than 7 symbols	Above 'A' line with PI between 4 and 7 are bordering cases requiring use of dual symbols		
		GRAVELS WITH FINES (Appreciable amount of fines)	GP	Poorly graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines							
		CLAYEY GRAVELS (Little or no fines)	GM	Silty gravel, poorly graded gravel-sand silt mixtures							
		CLAYEY SANDS (Little or no fines)	GC	Clayey gravels, poorly graded gravel-sand clay mixtures							
FINE GRAINED SOILS More than half materials is smaller than No. 200 sieve size (The No. 200 sieve size is about the smallest particle visible to the naked eye)	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)	SANDS (Little or no fines)	SW	Well graded sands, gravelly sands, little or no fines	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; loss, (ML)	Determine percentage 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, GP, SW, SC GM, GC, SM, SC More than 12% Less than 5% 5% to 12% Use of dual symbols use of dual symbols	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ between one and 3	Not meeting all gradation requirements for SW Atterberg limits below 'A' line with PI greater than 4 Atterberg limits above 'A' line or PI greater than 7 symbols	Above 'A' line with PI between 4 and 7 are bordering cases requiring use of dual symbols		
		SANDS WITH FINES (Appreciable amount of fines)	SP	Poorly graded sand, gravelly sands, little or no fines							
		CLAYEY SANDS (Little or no fines)	SM	Silty sand, poorly graded sand-silt mixtures							
		CLAYEY SILTS (Little or no fines)	SC	Clayey sand, poorly graded sand-clay mixtures							
IDENTIFICATION PROCEDURES ON FRACTION SMALLER THAN No. 40 SIEVE SIZE											
FINE GRAINED SOILS More than half materials is smaller than No. 200 sieve size (The No. 200 sieve size is about the smallest particle visible to the naked eye)	SILTS 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; loss, (ML)	Determine percentage 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, GP, SW, SC GM, GC, SM, SC More than 12% Less than 5% 5% to 12% Use of dual symbols use of dual symbols	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ between one and 3	Not meeting all gradation requirements for SW Atterberg limits below 'A' line with PI greater than 4 Atterberg limits above 'A' line or PI greater than 7 symbols	Above 'A' line with PI between 4 and 7 are bordering cases requiring use of dual symbols		
		None to slight	Quick to slow	None						ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sand with slight plasticity
		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						MIN	Organic silts and organic silt-clays of low plasticity
FINE GRAINED SOILS More than half materials is smaller than No. 200 sieve size (The No. 200 sieve size is about the smallest particle visible to the naked eye)	SILTS AND CLAYS Liquid limit greater than 50	Slight to medium	Slow to none	Slight to medium	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; loss, (ML)	Determine percentage 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, GP, SW, SC GM, GC, SM, SC More than 12% Less than 5% 5% to 12% Use of dual symbols use of dual symbols	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ between one and 3	Not meeting all gradation requirements for SW Atterberg limits below 'A' line with PI greater than 4 Atterberg limits above 'A' line or PI greater than 7 symbols	Above 'A' line with PI between 4 and 7 are bordering cases requiring use of dual symbols		
		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
		Readily identified by color, odor, spongy feel and frequency by fibrous texture								Pt	Peat and other organic soils

2.2 Pemadatan

2.2.1 Pengertian Pemadatan

Pemadatan yaitu peristiwa bertambahnya berat volume kering oleh beban dinamis. Akibat beban dinamis, butir-butir tanah merapat satu sama lain sebagai akibat berkurangnya rongga udara. Tujuan pemadatan tanah antara lain :

1. Menambah kuat geser tanah
2. Mengurangi sifat kemampatan (kompresibilitas).
3. Mengurangi permeabilitas.
4. Mengurangi perubahan volume sebagai akibat perubahan kadar air.

Tingkat kepadatan tanah diukur dari nilai berat volume keringnya (γ_d). Berat volume kering tidak berubah oleh adanya kenaikan kadar air. Dengan demikian tanah yang selesai di padatkan di lapangan, dan kemudian berubah kadar airnya maka berat volume kering tidak berubah, sepanjang volume total tanah tetap. Hal ini karena kepadatan / berat volume kering dinyatakan oleh $\gamma_d = W_s/V$, bila berat butiran (W_s) dan volume total (V) tetap maka γ_d juga tetap.

Tanah granular / pasir memberikan kuat geser yang tinggi dengan sedikit perubahan volume sesudah dipadatkan. Permeabilitas tanah granular cenderung tinggi, karena ukuran butiran yg relatif besar sehingga banyak terdapat rongga-rongga yang mudah dilewati oleh air.

Tanah lanau yang dipadatkan menyebabkan susunan butiran tanah menjadi lebih stabil dan mampu meningkatkan kuat geser. Perubahan volume akibat pemadatan cenderung kecil. Lanau sulit dipadatkan bila dalam keadaan basah karena permeabilitasnya rendah.

Tanah lempung yang dipadatkan dengan cara yang benar dapat memberikan kuat geser yang tinggi. Stabilitas terhadap kembang-susut tergantung dari jenis mineral yang terkandung. Sebagai contoh, lempung Montmorillonite akan mempunyai kecenderungan yang lebih besar terhadap perubahan volume dibanding dengan lempung Kaolinite. Lempung padat mempunyai permeabilitas yang sangat rendah sehingga tidak dapat dipadatkan dengan baik dalam keadaan sangat basah (jenuh). Air yang sulit mengalir ke luar dari rongga pori lempung menyebabkan butiran sulit merapat satu sama lain saat dipadatkan.

2.3 Pondasi (*Foundation*)

2.3.1 Pengertian dan Jenis Pondasi

Ada beberapa pengertian tentang pondasi yaitu:

1. Suatu konstruksi bangunan yang memiliki fungsi untuk memindahkan beban / gaya yang ditimbulkan oleh bangunan yang ada di atasnya kedalam tanah.
2. Pondasi adalah bagian bangunan yang menghubungkan bangunan tersebut dengan tanah, dimana tanah harus menerima beban dari bangunan tersebut (beban mati dan beban hidup) dan tugas pondasi untuk membagi beban itu sehingga tekanan tanah yang diizinkan (daya dukung) tidak terlewati.
3. Konstruksi yang diperhitungkan sedemikian rupa sehingga dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri dan menghindari penurunan bangunan yang tidak merata.

Dari beberapa pengertian tersebut dapat diambil kesimpulan bahwa pondasi adalah bagian dari elemen bangunan yang berfungsi meletakkan dan meneruskan beban ke dasar tanah yang kuat mengimbangi dan mendukung serta dapat menjamin kestabilan bangunan, paling tidak terhadap beratnya sendiri, beban yang bekerja serta beban gempa.

Bentuk dan jenis pondasi sangat dipengaruhi beberapa hal, yaitu:

1. Jenis tanah, mempengaruhi daya dukung tanah
2. Berat bangunan, untuk bangunan dengan bobot yang berat / sangat berat harus memperhitungkan pemilihan pondasi yang aman.
3. Kondisi Geografi, Geologi dan lingkungan sekitar lokasi, diperhitungkan khususnya pada bangunan yang terletak pada daerah jalur gempa atau pengaruh alam lainnya.
4. Ketersediaan bahan dan peralatan yang dipergunakan, dapat menjadi bahan pertimbangan untuk memilih pondasi yang efisien.

Pondasi didesain agar memiliki kapasitas dukung dengan penurunan / settlement tertentu. Desain utamanya mempertimbangkan penurunan dan daya dukung tanah, dalam beberapa kasus semisal turap, defleksi / lendutan pondasi juga diikutkan dalam pertimbangan. Ketika berbicara penurunan, yang diperhitungkan adalah penurunan total (keseluruhan bagian pondasi turun bersama-sama) dan penurunan diferensial (sebagian pondasi saja yang turun / miring). Hal ini dapat menimbulkan masalah bagi struktur yang didukungnya.

Daya dukung pondasi merupakan kombinasi dari kekuatan gesekan tanah terhadap pondasi (tergantung pada jenis tanah, massa jenis, nilai kohesi adhesi, kedalaman, dsb), kekuatan tanah dimana ujung pondasi itu berdiri, dan juga pada bahan pondasi itu sendiri.

Dalamnya tanah serta perubahan-perubahan yang terjadi di dalamnya amatlah sulit dipastikan, oleh karena itu para ahli geoteknik membatasi beban yang diperbolehkan / diijinkan, biasanya sepertiga dari kekuatan desainnya.

Beban yang bekerja pada suatu pondasi dapat diproyeksikan menjadi:

- Beban Horizontal / Beban Geser, contohnya beban akibat gaya tekan tanah, transfer beban akibat gaya angin pada dinding.
- Beban Vertikal / Beban Tekan dan Beban Tarik, contohnya:
 - Beban Mati, contoh berat sendiri bangunan
 - Beban Hidup, contoh beban penghuni, air hujan dan salju
 - Gaya Gempa
 - Gaya Angkat Air (*Lifting Force / Uplift*)
- Momen
- Torsi

2.3.2 Klasifikasi Pondasi

2.3.2.1 Klasifikasi Berdasarkan Sistem Kerja Gaya

Dari berbagai hal yang mempengaruhinya, maka jenis-jenis pondasi secara garis besar dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

- Pondasi telapak (*Spread Fondations*)

Dimana beban yang disalurkan disebarkan melalui lebar telapak pondasi. Intensitas beban yang diteruskan ke dalam tanah haruslah lebih kecil dari daya dukung tanah yang diijinkan.

- Pondasi tiang pancang (*Pile Foundations*)

Pile adalah komponen penerus beban yang berbentuk panjang dan vertical. *Pile* dapat terbuat dari bahan kayu, besi / baja, beton atau kombinasi diantaranya, tergantung dari berat beban yang dipikul. Pada pondasi tiang pancang, beban disalurkan dengan mekanisme pereseran antara tanah dan pondasi (*pile*), dan dukungan dari lapisan tanah keras pada kedalaman tertentu.

Pile digunakan dengan beberapa pertimbangan, seperti:

- Beban yang dipikul sangat besar
- Penggunaan jenis pondasi yang lain dinilai tidak ekonomis
- Kondisi air tanah yang bervariasi dan perlu dipertimbangkan
- Apabila dikemudian akan dibangun saluran dalam tanah / kanal
- Digunakan pada konstruksi bangunan di pelabuhan atau daerah air lainnya
- Pondasi sumuran (*Pier Foundations*)

Pondasi sumuran, pondasi yang berupa konstruksi sumuran vertikal yang mencapai tanah keras. Bilamana bangunan terletak pada tanah yang berpasir dan letak tanah keras pada lapisan yang dalam, maka tipe pondasi ini perlu dipertimbangkan. Dengan kata lain sumuran sebenarnya merupakan kolom pada sub struktur yang berfungsi mendukung beban dari upper struktur dan melaluinya beban akan disalurkan ke tanah.

2.3.2.2 Klasifikasi Berdasarkan Kedalaman Pondasi

- Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*)

Disebut Pondasi dangkal karena kedalaman masuknya ke tanah relatif dangkal, hanya beberapa meter masuknya ke dalam tanah. Salah satu tipe yang sering digunakan ialah pondasi menerus yang biasa digunakan pada rumah-rumah. Pondasi jenis ini dibuat dari beton atau pasangan batu.

Pondasi dangkal dapat dibedakan menjadi beberapa jenis :

- Pondasi Setempat (*Single Footing*)
- Pondasi Menerus (*Continuous Footing*)
- Pondasi Pelat (*Plate Foundation*)
- Pondasi Cakar Ayam
- Pondasi Sarang Laba-laba
- Pondasi Dalam (*Deep Foundation*).

Digunakan untuk menyalurkan beban bangunan melewati lapisan tanah yang lemah di bagian atas ke lapisan bawah yang lebih keras.

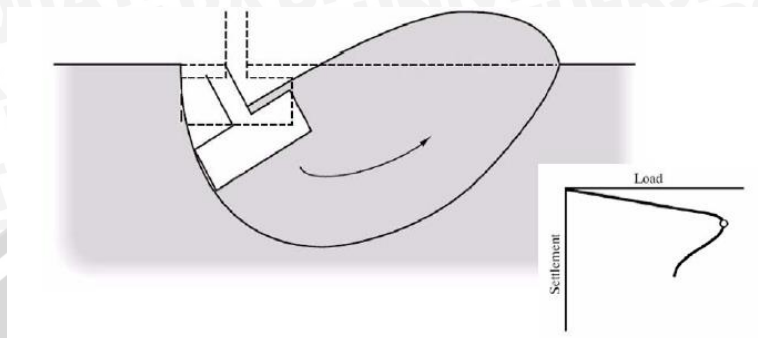
Pondasi dalam dapat dibedakan menjadi beberapa jenis :

- Pondasi tiang pancang
- Pondasi tiang bor
- Pondasi *Caisson*

2.3.3 Pola Keruntuhan Pondasi Dangkal

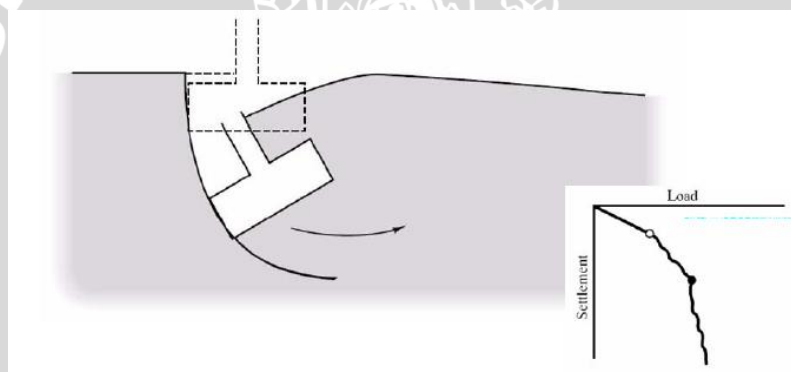
Berdasarkan hasil uji model, Vesic (1963) mengelompokkan pola keruntuhan pondasi menjadi tiga seperti pada **Gambar 2.1**, **Gambar 2.2**, dan **Gambar 2.3**.

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



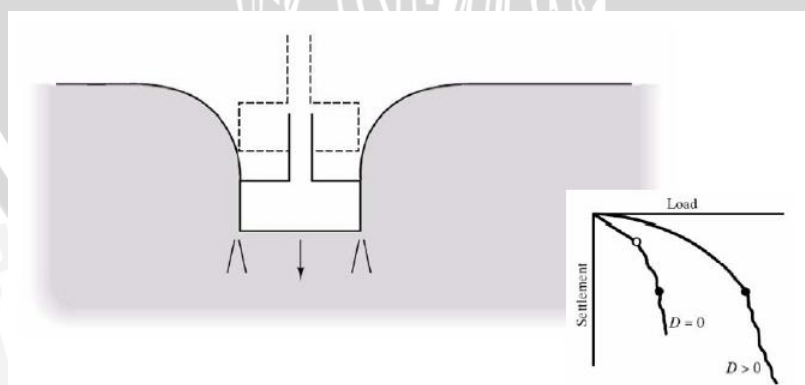
Gambar 2.1 General Shear Failure

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



Gambar 2.2 Local Shear Failure

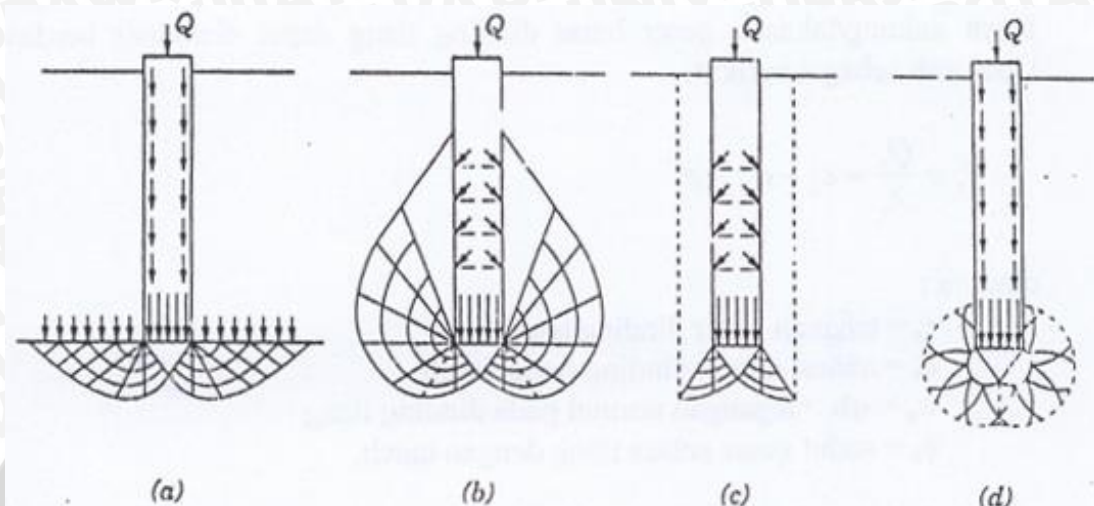
- 3) Keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*)



Gambar 2.3 Punching Shear Failure

2.3.4 Pola Keruntuhan Pondasi Dalam

Pondasi dalam yang mengalami pembebanan tekan akan menyalurkan beban pada ujung serta dinding dari pondasi dalam. Pola bidang keruntuhan akibat pembebanan tersebut dapat ditunjukkan pada **Gambar 2.4**



Gambar 2.4 Pola Keruntuhan Pondasi Dalam (Vesic, 1967)

(a) Prandlt, Reissener, Caquot, Buisman, Terzaghi ; (b) DeBeer, Jaky, Meyerhof ; (c) Berezantsev dan Yaroshenko, Vesic ; (d) Bishop, Hill and Mott, Skempton, Yassin, Gibson

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)

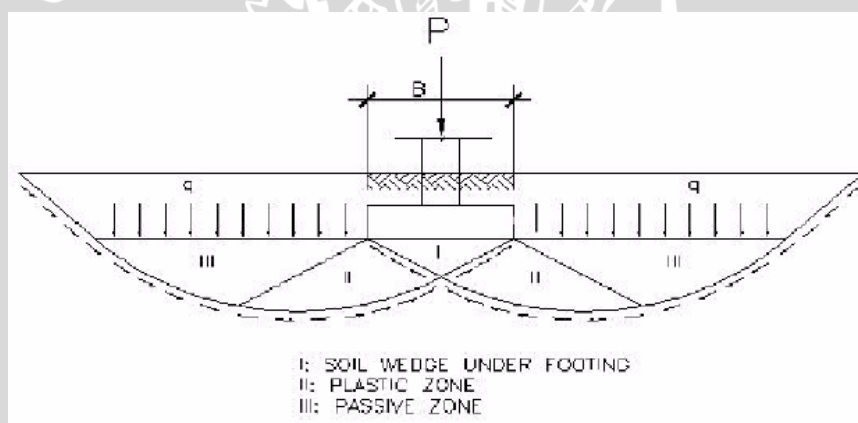
q_{all} = daya dukung ijin (kN/m^2)

FS = faktor keamanan

2.5 Analisis Daya Dukung Pondasi Dangkal

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 2.5** berikut:



Gambar 2.5 Zona Geser berdasarkan Teori Terzaghi

Persamaan daya dukung ultimit Terzaghi sebagai berikut:

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

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 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

g_c, g_q, g_γ = faktor kemiringan permukaan tanah

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman

b_c, b_q, b_γ = faktor kemiringan alas

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

Nilai faktor-faktor untuk menghitung daya dukung dapat diperoleh dengan menggunakan rumus-rumus yang terdapat pada **Tabel 2.2**.

2.5.4 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_q yang didapat dari rumus berikut:

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

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 2.2**.

Tabel 2.2 Faktor Daya Dukung Hansen dan Vesic

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1$ 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 $N_q = -2 \sin \beta$ for $\phi = 0$ $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$		$g_{q(H)} = g_{q(V)} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1.00$ 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)	$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ $i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^m$	$g_{q(V)} = g_{q(H)} = (1 - \tan \beta)^2$ 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		$i_{\eta(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5 \quad (\eta = 0)$ $i_{\eta(H)} = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5 \quad (\eta > 0)$ $i_{\eta(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^{m+1}$	$b_{q(H)} = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b_{\gamma(H)} = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$ $b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$ Notes: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$
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_{li} . For $L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\phi_{li} - 17$ For $\phi \leq 34^\circ$ use $\phi_{ps} = \phi_{li}$		$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad H \text{ parallel to } B$ $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad H \text{ parallel to } L$	
		Note: $i_q, i_\gamma > 0$	

2.6 Analisis Daya Dukung Pondasi Dalam

2.6.1 Dasar Perumusan Daya Dukung

Daya dukung geser dan ujung pada dasarnya berbeda dalam pola resistensinya, sehingga pembahasannya perlu dibedakan. Secara garis besar daya dukung netto vertikal dapat dihitung sebagai berikut :

$$P_a = \frac{P_{ult}}{F} = \frac{P_t + P_s - W_f}{F}$$

Persamaan diatas dapat disederhanakan dengan mengambil daya dukung ujung netto $P'_t = P_t - W_f$, sehingga persamaan menjadi :

$$P_a = \frac{P_{ult}}{F} = \frac{P'_t + P_s}{F}$$

Dan dengan memasukkan harga daya dukung geser dan daya dukung ujung maka persamaan menjadi :

$$P_a = \frac{q'_t + \sum f_s A_s}{F}$$

dimana :

P_a = beban aksial ijin

P_t = daya dukung ujung

P_s = daya dukung geser

W_f = berat Pondasi

q'_t = daya dukung ujung netto

A_t = luas penampang ujung pondasi

f_s = daya dukung geser (*unit skin friction*)

A_s = luas geser pondasi-tanah

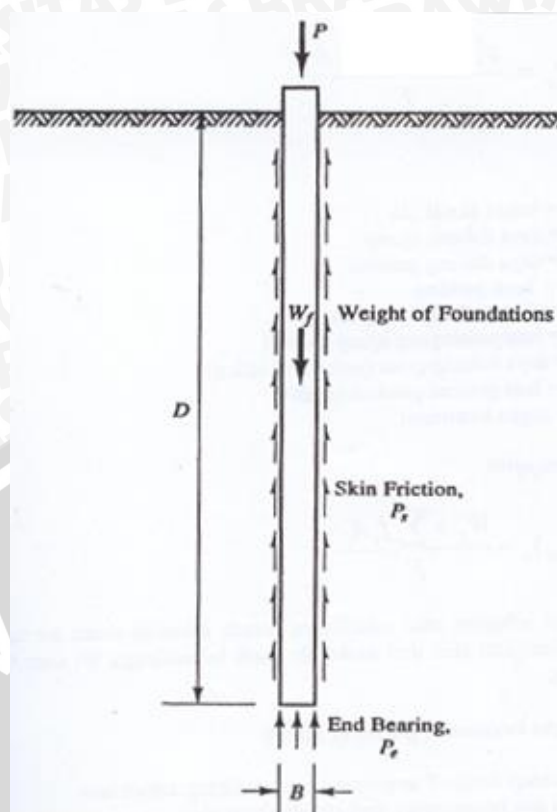
F = angka keamanan

2.6.2 Daya Dukung Batas Metoda Statis

Daya dukung batas netto tiang tunggal (Q_u) adalah sama dengan jumlah tahanan ujung batas (Q_{bu}) dan tahanan geser batas (Q_{su}) antara dinding tiang dengan tanah di sekitarnya dikurangi dengan berat sendiri tiang. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka:

$$Q_u = Q_{bu} + Q_{su} - W_p$$

Dalam menghitung tahanan ujung batas dapat diambil pendekatan dengan menggunakan persamaan daya dukung batas pondasi dangkal. Sedangkan untuk menghitung tahanan geser dinding tiang dengan tanah dapat menggunakan teori Coulomb.



Gambar 2.6 Mekanisme Pelimpahan Beban

2.6.2.1 Daya Dukung Ujung Batas (*Ultimate End Bearing Capacity*)

Berdasarkan asumsi pola keruntuhan yang ada, maka perhitungan daya dukung ujung batas dapat didekati dengan menggunakan persamaan daya dukung batas pondasi dangkal sebagai berikut :

$$q_u = \frac{Q_{bu}}{A_b} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$$

dimana :

q_u = daya dukung ujung / tahanan ujung batas per satuan luas (kN/m^2)

Q_{bu} = daya dukung / tahanan ujung batas (kN)

A_b = luas penampang ujung tiang (m^2)

c = kohesi tanah pada ujung tiang (kN/m^2)

$q = \gamma \cdot z$ = tekanan *overburden* (kN/m^2)

D = diameter tiang (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung

Sehingga daya dukung ujung batas dapat dihitung berdasarkan persamaan di atas.

$$Q_{bu} = A_b [c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma]$$

2.6.2.1 Daya Dukung Geser Batas (*Ultimate Skin Friction Capacity*)

Daya dukung / tahanan geser batas dinding tiang dapat di analisis berdasarkan teori Coulomb seperti pada persamaan berikut :

$$\tau_s = \frac{Q_s}{A_s} = c_s + \sigma_n \cdot \tan \phi_s$$

dimana :

τ_s = tahanan geser tiang

c_s = adhesi antara dinding tiang-tanah

$\sigma_n = \sigma_h$ = tegangan normal pada dinding tiang

ϕ_s = sudut geser antara tiang dengan tanah

Dari definisi koefisien tanah lateral:

$$K_s = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad \text{atau} \quad \sigma_h = K_s \cdot \sigma_v$$

Dengan σ_v adalah tegangan vertikal akibat berat tanah (tekanan *overburden*) dan σ_h adalah tegangan horizontal / lateral pada dinding tiang. Maka persamaan daya dukung geser tanah dapat ditulis sebagai berikut:

$$\tau_s = c_s + K_s \cdot \sigma_{v0} \cdot \tan \phi_s$$

dengan : σ_{v0} = tegangan vertikal / tekanan *overburden* rata-rata

Daya dukung / tahanan geser batas tiang :

$$Q_{su} = \Sigma A_s \cdot \tau_s = \Sigma A_s (c_s + K_s \cdot \sigma_{v0} \cdot \tan \phi_s)$$

Dengan A_s = luas selimut tiang = keliling panjang tiang

Dari beberapa persamaan diatas akan didapat persamaan daya dukung batas tiang tunggal sebagai berikut :

$$Q_u = A_b (c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma) + \Sigma A_s (c_s + K_s \cdot \sigma_{v0} \cdot \tan \phi_s) - W_p$$

dimana:

$\sigma_{v0} = \Sigma \gamma_i \cdot z_i$ = tekanan *overburden* rata-rata sepanjang tiang

$\delta = \phi_s$ = sudut geser antara tiang-tanah

A_b = luas penampang ujung tiang

A_s = luas selimut tiang

D = panjang tiang

2.6.3 Angka Keamanan (*Factor of Safety*)

Angka keamanan bergantung pada banyak faktor, antara lain :

- Jenis dan kepentingan dari bangunan
- Tingkat keberagaman tanah
- Ketelitian penyelidikan tanah
- Jenis dan jumlah pengujian tanah
- Ada atau tidaknya uji pembebanan pada lokasi atau di sekitarnya
- Kontrol kualitas dan pengawasan pelaksanaan konstruksi
- Peluang terjadinya beban rencana selama umur struktur / bangunan

Berdasarkan faktor – faktor tersebut, dapat dibuat pedoman untuk penggunaan angka keamanan seperti pada **Tabel 2.3**

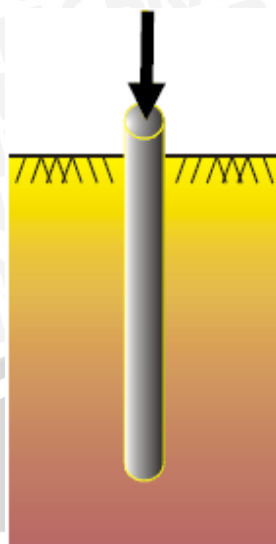
Tabel 2.3 Angka Keamanan Pondasi Dalam

Klasifikasi Struktur	Peluang kegagalan yang dibolehkan	Angka Keamanan Desain			
		Good	Normal	Poor	Very
Poor		Control	Control	Control	Control
Monumental	1.E-05	2.3	3	3.5	4
Permanent	1.E-04	2	2.5	2	3.4
Temporary	1.E-03	1.4	2	2.3	2.8

2.7 Prosedur Pembebanan Tiang Tunggal

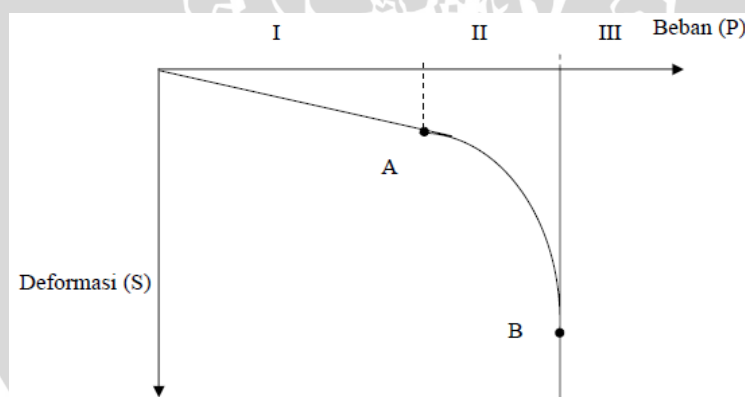
2.6.1 Teori Dasar

Pada prinsipnya prosedur pembebanan tiang ini dilakukan dengan cara memberikan beban vertikal yang diletakkan diatas kepala tiang (**Gambar 2.7**), kemudian besarnya deformasi vertikal yang terjadi diukur dengan menggunakan arloji ukur yang dipasang pada tiang. Deformasi yang terjadi terdiri dari deformasi elastis dan plastis. Deformasi elastis adalah deformasi yang diakibatkan oleh pemendekan elastis dari tiang dan tanah, sedangkan deformasi plastis adalah deformasi diakibatkan runtuhnya tanah pendukung pada ujung atau sekitar tiang.



Gambar 2.7 Pembebanan Arah Axial (vertikal)

Dengan demikian percobaan pembebanan tiang ini akan memberikan hasil yang cukup teliti jika diukur dengan teliti besarnya deformasi tersebut. Karena yang ingin diketahui adalah sampai beban berapa, lapisan pendukung akan mengalami keruntuhan total. Keruntuhan total akan terjadi pada suatu beban tertentu, dan akan mengalami perilaku penurunan terus menerus. Jika hubungan antara deformasi dan beban digambarkan dalam bentuk grafik maka terlihat bahwa grafik tersebut akan terdiri tiga bagian.



Gambar 2.8 Grafik Hubungan Beban (P) dan Deformasi (Sardjono, H.S. 1991)

- Pada daerah I, dimana sampai suatu beban tertentu bentuk grafik deformasi beban merupakan garis lurus. Pada bagian ini secara matematis dapat ditulis :

$$\frac{dp}{ds} = C \text{ (tetap)}$$

Ini berarti, bahwa sampai beban tertentu besarnya penurunan sebanding dengan besarnya beban yang bekerja. Disini dapat diinterpretasikan, bahwa beban-beban yang bekerja sebagian besar dipakai untuk menimbulkan deformasi elastis, baik

pada tiang itu sendiri maupun pada tanah pendukungnya. Deformasi elastis pada tiang ini merupakan pemendekan elastis, sedang pada lapisan pendukung merupakan proses konsolidasi. Pada point bearing pile, bentuk garis yang lurus ini lebih jelas dibandingkan pada friction pile.

- b. Pada daerah II, dimana bagian yang berbentuk lengkung parabolis (garis AB) terjadi jika penurunan yang terjadi tidak sebanding dengan besarnya beban yang bekerja. Disini penurunan merupakan fungsi dari waktu artinya jika suatu beban dibiarkan bekerja lebih lama, akan mengakibatkan deformasi yang lebih besar. Secara matematis dapat ditulis :

$$\frac{dp}{ds} = \sim$$

Dengan kata lain keadaan ini dapat diterjemahkan, bahwa pada bagian ini beban yang bekerja telah mengakibatkan terjadinya keruntuhan pada tanah pendukung. Menurut pengalaman jika tanah pendukung bersifat rapuh (misalnya batu tufa, batu pasir, batu tuffaan), maka bagian lengkung parabolis ini lebih pendek dibandingkan pada batuan jenis lainnya. Sedang pada friction jika dimasukkan dalam lapisan lempung lembek, bagian parabolis ini sering tidak jelas.

- c. Pada daerah III, dimana bagian grafik yang curam terhadap garis vertikal yang cara matematis dapat ditulis :

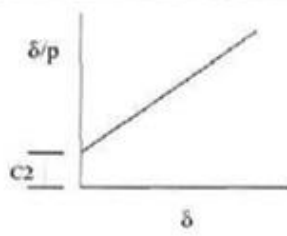
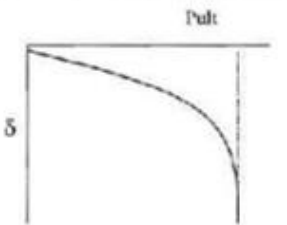
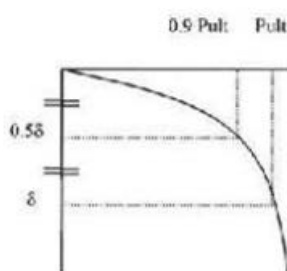
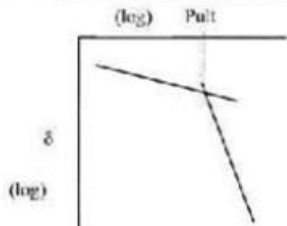
$$\frac{dp}{ds} = \sim$$

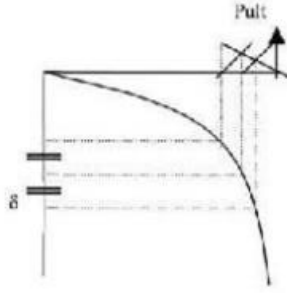
Pada bagian ini terlihat, bahwa pada suatu beban tertentu yang besarnya tetap, akan terjadi deformasi terus menerus atau makin lama makin besar. Beban dimana akan mengakibatkan terjadinya deformasi yang makin lama makin besar disebut beban maximum. Perlu dijelaskan disini, bahwa dari hasil percobaan pembebanan tiang tidak dapat untuk menentukan besarnya penurunan akibat proses konsolidasi pada kelompok tiang. Dalam lapisan tanah yang kohesif, besarnya penurunan akibat proses konsolidasi pada umumnya berlangsung dalam jangka waktu percobaan yang lebih singkat. Pada lapisan yang bersifat *cohesionless*, waktu yang diperlukan untuk mencapai settlement maximum masih lebih lama dibandingkan waktu untuk melakukan percobaan pembebanan, dengan demikian percobaan pembebanan belum dapat memberikan indikasi besarnya penurunan maksimum. Dari uraian ini dapat disimpulkan, bahwa dalam percobaan pembebanan tiang kita hanya dapat menentukan besarnya beban maksimum dan bukan *settlement* maksimum.

Beberapa rumus untuk menentukan beban *ultimate* bisa dilihat pada Tabel

2.4

Tabel 2.4 Rumusan Penentuan Beban *Ultimate*

No.	Referensi	Rumusan	Keterangan
1.	Chin Fung Kee	$P_{ult} = 1/C1$ $\delta/p = C1.X + C2$ ► Dari regresi linier Hasil yang didapat umumnya <i>over estimated</i> perlu diberi faktor koreksi (1,2)	
2.	Civil Engineering Code of Practice no. 4 (1954)	Beban di mana nilai penurunan bertambah terus tanpa adanya atau sedikit sekali pertambahan beban. Sangat baik digunakan untuk <i>friction pile</i>	
3.	Swedish Pile Commission atau 90% criterion	Beban yang memberikan penurunan sebesar 2x penurunan yang disebabkan oleh 90% $P_{ultimate}$.	
4.	De Beer	Beban yang merupakan perpotongan 2 garis lurus yang dibentuk oleh hubungan beban & penurunan yang digambarkan dalam skala double logaritma.	

5.	Mazurkiewicz (1972)	Berdasarkan perpotongan antara sumbu beban dengan garis yang merupakan tempat kedudukan garis yang bersudut 45° dari sumbu beban yang memotong garis beban berikutnya.	
6.	Terzaghi (1942), British Standard CP-2004	Berdasarkan beban yang menyebabkan penurunan total sebesar 10% dari diameter dasar tiang pancung.	
7.	AASHTO	Berdasarkan beban yang menyebabkan <i>settlement</i> permanen sebesar 0,25 inch.	
8.	Magnel (1948)	Berdasarkan beban yang menyebabkan <i>settlement</i> permanen sebesar 0,33 inch	

2.8 Teori Pemodelan

Secara umum model struktur dibagi menjadi 3, yakni *true model*, *adequate model*, dan *distorted model*. Berikut adalah penjelasan mengenai model-model tersebut.

- True model* adalah model dimana persyaratan similaritasnya dipenuhi semua berdasarkan prototipe yang biasa disebut *complete similarity*.
- Adequate model* adalah model dengan “*the first order similarity*” dipenuhi, sedangkan untuk “*the second order similarity*” tidak dipenuhi. Karena pengaruh “*the second order similarity*” relatif sangat kecil, maka hasil eksperimen masih cukup akurat.
- Distorted model* adalah model dengan salah satu atau lebih variabel yang termasuk “*the first order similarity*” tidak dipenuhi. Model jenis ini tidak disarankan dipakai.

Setiap model yang dibangun di dalam laboratorium memiliki skala optimal geometris. Model yang terlalu kecil akan mendapatkan kesulitan yang besar dalam pembuatan dan instrumentasi. Sedangkan untuk model yang besar lebih mudah dalam pembuatannya namun membutuhkan peralatan dan beban yang besar pula.

Tabel 2.5 Tabel skala pemodelan

Quantities	Dimensions	Scale Factor
Material-related properties		
Stress	FL^{-2}	S_E
Modulus of elasticity	FL^{-2}	S_E
Poisson's ratio	—	1
Specific weight	FL^{-3}	S_E/S_l
Strain	—	1
Geometry		
Linear dimension	L	S_l
Linear displacement	L	S_l
Angular displacement	—	1
Area	L^2	S_l^2
Moment of inertia	L^4	S_l^4
Loading		
Concentrated load, Q	F	$S_E S_l^2$
Uniformly distributed line load, w	FL^{-1}	$S_E S_l$
Pressure or uniformly distributed surface load, q	FL^{-2}	S_E
Moment, M or torque, T	FL	$S_E S_l^3$
Shear force, V	F	$S_E S_l^2$

