

BAB III

TEORI DASAR

3.1. Kapasitas Daya Dukung Tanah

Analisis Dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban dari struktur-struktur yang terletak di atasnya. Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. (Hardiyatmo, 2002)

Bila tanah mengalami pembebanan seperti beban fondasi, tanah akan mengalami penurunan dan distorsi. Jika beban ini berangsur-angsur ditambah, maka penurunan pula akan bertambah. Daya dukung ultimit didefinisikan sebagai beban maksimum per satuan luas dimana tanah masih dapat menopang beban tanpa mengalami keruntuhan. Pemikiran Terzaghi ini dinyatakan dengan persamaan :

$$q_u = \frac{P_u}{A} \dots\dots\dots (1)$$

Keterangan :

- q_u = Daya dukung ultimit (kapasitas dukung batas) (kN/m²)
- P_u = Beban ultimit (beban batas) (kN)
- A = Luas pondasi (m²)

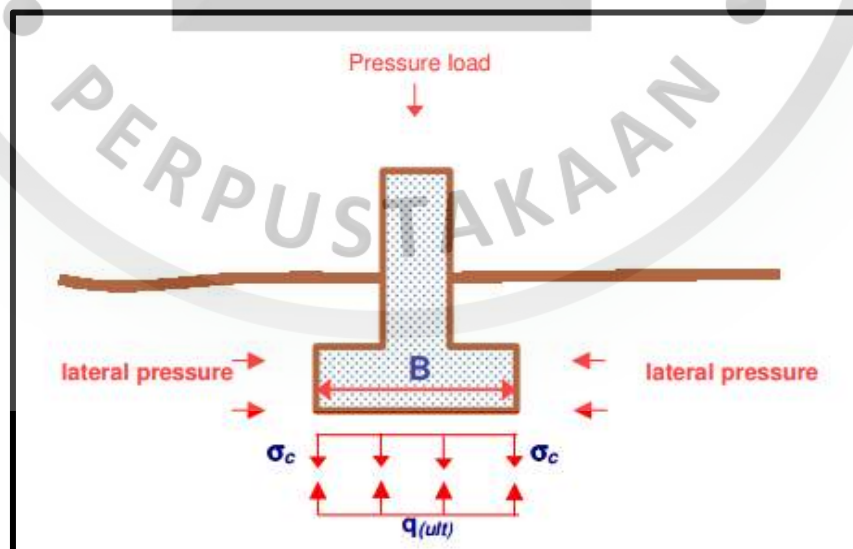
q_u adalah beban total maksimum per satuan luas ketika pondasi akan mengalami keruntuhan geser. Beban total tersebut terdiri dari beban-beban struktur, pelat pondasi dan tanah urugan di atasnya. Analisa daya dukung

tersebut berdasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum dari suatu bahan yang bersifat plastis dan tidak terjadi perubahan volum dan kuat geser oleh adanya keruntuhan tersebut.

3.2. Daya Dukung Tanah

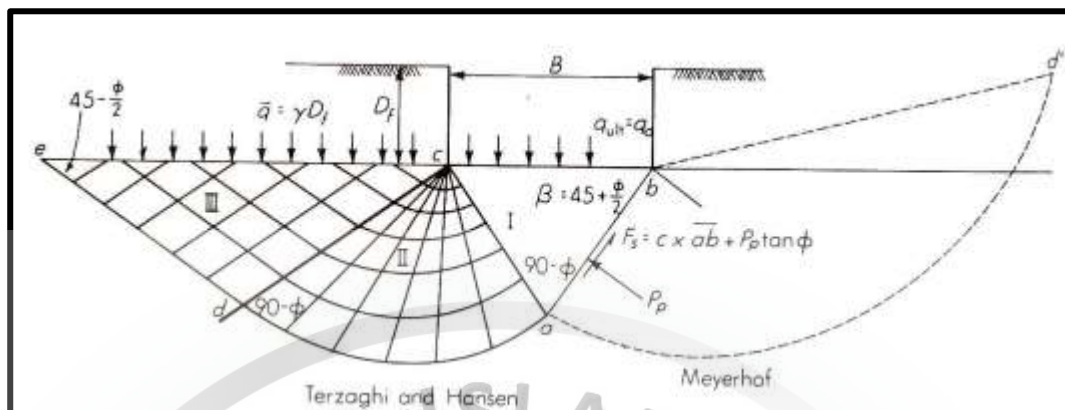
Analisis keruntuhan kapasitas dungan dilakukan dengan mengaggap bahwa tanah bersifat plastis. Konsep ini pertamakali diperkenalkan oleh Prandl, yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943)

Pada analisa daya dukung Terzaghi bentuk pondasi diasumsikan sebagai memanjang tak berhingga yang diletakkan pada tanah homogen dan dibebani dengan beban terbagi rata q_u . Beban total pondasi per satuan panjang P_u merupakan beban terbagi rata q_u yang dikalikan dengan lebar pondasi B . Karena adanya beban total tersebut, pada tanah yang terletak tepat di bawah pondasi akan membentuk suatu baji tanah yang menekan tanah ke bawah yang digambarkan sebagai berikut.



Sumber : terzaghi 1925

Gambar 3 1
Simulasi Beban Daya Dukung



Sumber : Terzaghi dalam Bowles, 1982)

Gambar 3 2
Skema kapasitas daya dukung tanah

Tabel 3 1
Nilai aktor daya dukung

O	N _c	N _q	N _y	N' _c	N' _q	N' _y
0	5.71	1	0	3.81	1	0
5	7.32	1.6	0	4.48	1.39	0
10	9.64	2.7	1.2	5.34	1.94	0
15	12.9	4.44	2.4	6.46	2.73	1.2
20	17.7	7.43	4.6	7.9	3.88	2
25	25.1	12.7	9.2	9.86	5.6	3.3
30	37.2	22.5	20	12.7	8.32	5.4
35	57.8	41.4	44	16.8	12.8	9.6
40	95.6	81.2	114	23.2	20.5	19.1
45	172	173.3	320	34.1	35.1	27

(Terzaghi, 1925)

Dalam teori daya dukung persamaan Terzaghi telah sangat luas digunakan, karena persamaan tersebut merupakan usulan yang pertama dan masih banyak digunakan hingga saat ini. Analisa daya dukung tersebut berdasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum dari suatu bahan yang bersifat plastis dan tidak terjadi perubahan volume dan kuat geser oleh adanya keruntuhan tersebut

Dalam analisis kapasitas daya dukung tanah, istilah–istilah berikut ini penting di ketahui.

- Tekanan overburden total (*total overburden pressure*)(p) adalah intensitas tekanan total yang terdiri dari berat material di atas dasar pondasi total, yaitu berat tanah dan air sebelum pondasi dibangun.

- Kapasitas daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) (q_u) adalah beban maksimum persatuan luas yang masih dapat didukung oleh pondasi, dengan tidak terjadi kegagalan geser pada tanah yang mendukungnya, besarnya beban yang didukung, termasuk beban stuktur, beban pelat fondasi, dan tanah urug di atasnya.

- Kapasitas daya dukung ultimit neto (*net ultimate bearing capacity*) (q_{un}) adalah nilai intensitas beban fondasi neto dengan asumsi tanah akan mengalami keuntuhan geser.

$$q_{un} = q_u - \gamma D_f \dots\dots\dots(2)$$

- Tekanan fondasi total (*total foundation pressure*) atau intensitas kotor (*gross loading intensity*) (q) adalah intensitas tekanan total pada tanah di dasar fondasi, sesudah stuktur selesai dibangun dengan pembebanan penuh.

- Tekanan fondasi neto (*net foundation pressure*) (q_n) untuk suatu fondasi tertentu adalah tambahan tekanan pada dasar pondasi akibat beban mati beban hidup dari stuktur. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka :

$$q_n = q - \gamma D_f \dots\dots\dots(3)$$

Terzaghi memberikan koreksi empiris pada perhitungan faktor daya dukung pada kondisi keruntuhan geser umum yang digunakan untuk perhitungan daya dukung pada keruntuhan geser local. sehingga persamaan umum daya dukung ultimit pada pondasi memanjang pada keruntuhan geser lokal menjadi

$$q_u = \frac{2}{3} c N_c' + p_0 N_q' + 0.5 \gamma B N_\gamma' \dots\dots\dots(4)$$

Persamaan daya dukung pondasi di atas hanya dapat digunakan untuk perhitungan daya dukung ultimit pondasi memanjang. Oleh karena itu Terzaghi

memberikan pengaruh faktor bentuk terhadap daya dukung ultimit yang didasarkan pada analisa pondasi memanjang sebagai berikut :

a. Untuk pondasi bujur sangkar

- Kapasitas daya dukung ultimit :

$$q_u = 1.3 c N_c + p_0 N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (5)$$

- Kapasitas aya dukung ultimit neto

$$q_u = 1.3 c N_c + p_0(N_q - 1) + 0.4 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (6)$$

b. Untuk pondasi lingkaran

- Kapasitas daya dukung ultimit :

$$q_u = 1.3 c N_c + p_0 N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (7)$$

- Kapasitas aya dukung ultimit neto

$$q_u = 1.3 c N_c + p_0(N_q - 1) + 0.3 \gamma B \dots\dots\dots (8)$$

c. Untuk fondasi memanjang

- Kapasitas daya dukung ultimit :

$$q_u = 1.3 c N_c + p_0 N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (9)$$

- Kapasitas aya dukung ultimit neto

$$q_u = 1.3 c N_c + p_0(N_q - 1) + 0.5 \gamma B \dots\dots\dots (10)$$

d. Untuk pondasi persegi panjang

- Kapasitas daya dukung ultimit :

$$q_u = 1.3 c N_c(1 + 0.3B/L) + p_0 N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma(1 - 0.2B/L) \dots\dots\dots (11)$$

Keterangan :

q_u = daya dukung ultimit untuk pondasi memanjang (kN/m²)

c = kohesi tanah (kN/m²)

γ = berat volume tanah yang dipertimbangkan terhadap posisi muka air tanah (kN/m³)

$p_o = D_f \cdot \gamma =$ tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)

$B =$ lebar atau diameter pondasi (m)

$L =$ panjang pondasi (m)

$N_c =$ faktor daya dukung tanah akibat kohesi tanah

$N_q =$ faktor daya dukung tanah akibat beban terbalik rata

$N_\gamma =$ faktor daya dukung tanah akibat berat tanah

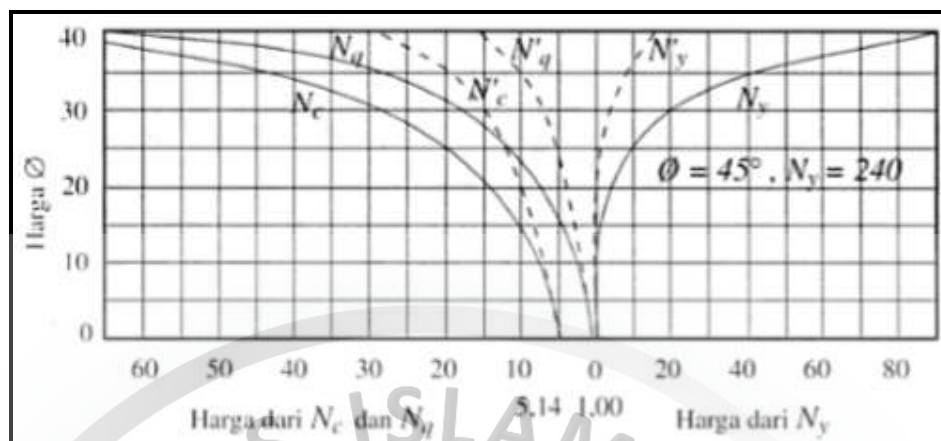
Tabel 3.2
Nilai Faktor Bentuk Pondasi

Faktor bentuk	Bentuk Pondasi		
	Menerus ($L \gg B$)	Bujur sangkar ($L = B$)	Lingkaran (diameter $= B$)
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.8	0.6

(Terzaghi, 1925)

N_c , N_q , N_γ adalah faktor daya dukung tanah (*bearing capacity factors*) yang besarnya tergantung dari sudut geser tanah. Untuk menghitung daya dukung tanah, perlu diketahui berat volume tanah (γ), kohesi tanah (c) dan sudut geser tanah (ϕ). Rumus daya dukung tanah Terzaghi tersebut berlaku pada kondisi "*general shear failure*" yang terjadi pada tanah padat atau agak keras, yaitu karena desakan pondasi bangunan pada tanah, maka mula-mula terjadi penurunan kecil, tetapi bila desakan bertambah sampai melampaui batas daya dukung tanah ultimit, maka akan terjadi penurunan yang besar dan cepat, dan tanah di bawah pondasi akan mendesak tanah sekitarnya ke samping dan menyebabkan tanah tersebut terdesak naik ke atas permukaan tanah.

Pada lapisan tanah yang agak lunak atau kurang padat, karena desakan pondasi bangunan pada tanah, maka akan tampak adanya penurunan yang besar sebelum terjadi keruntuhan pada keseimbangan tanah di bawah pondasi. Kondisi ini disebut "*local shear failure*". Untuk kondisi ini rumus daya dukung tanah Terzaghi harus diberi reduksi.



Sumber : terzaghi 1925

Gambar 3.3

Grafik Koefisien Daya Dukung Terzaghi hubungan antara ϕ dengan N_c , N_q , N_y

3.3. Daya Dukung Tiang Mayerhoff

Sebagaimana elemen struktur bangunan sipil lainnya, pondasi tiang juga harus kuat menahan/mendukung beban yang ditanggungnya. Kekuatan pondasi tiang yang dimaksud adalah kekuatan dari material pondasi itu sendiri dan kekuatan secara keseluruhan dengan interaksinya terhadap tanah dan struktur lainnya yang ditahannya.

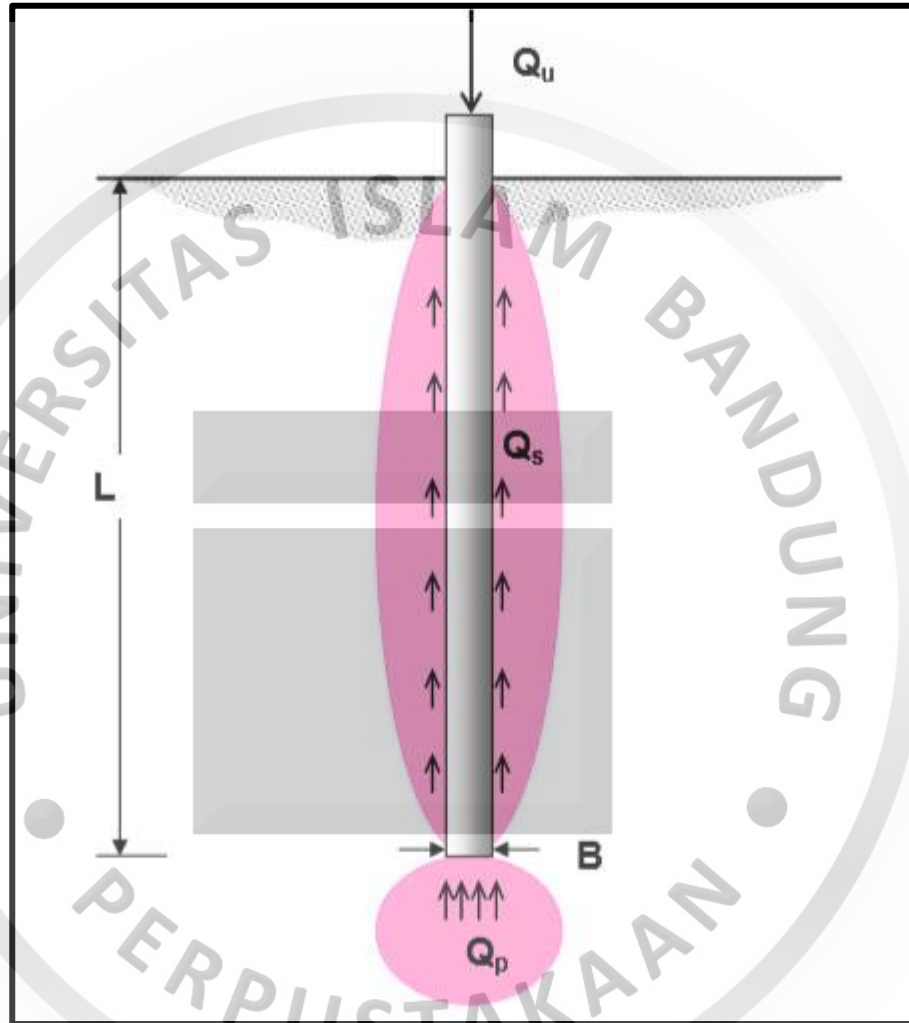
Secara konvensi pula telah ditetapkan bahwa dukungan pondasi tiang adalah kombinasi dari dukungan ujungnya dan dukungan di sepanjang sisinya. Namun perlu diperhatikan bahwa dukungan tersebut sangat tergantung dari mekanisme pondasi tersebut dalam menyalurkan beban yang ditahannya kedalam tanah. Untuk dukungan terhadap beban yang tidak bekerja searah sumbu memanjang tiang, perlu dianalisis dengan metoda tersendiri. Sedangkan daya dukung pondasi tiang untuk beban yang bekerja pada sumbu memanjang tiang, formula umum adalah :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (12)$$

Q_u = kapasitas daya dukung beban pondasi

Q_p = kapasitas daya dukung ujung (didasar) pondasi

Q_s = kapasitas daya dukung sisi (gesekan) sepanjang pondasi



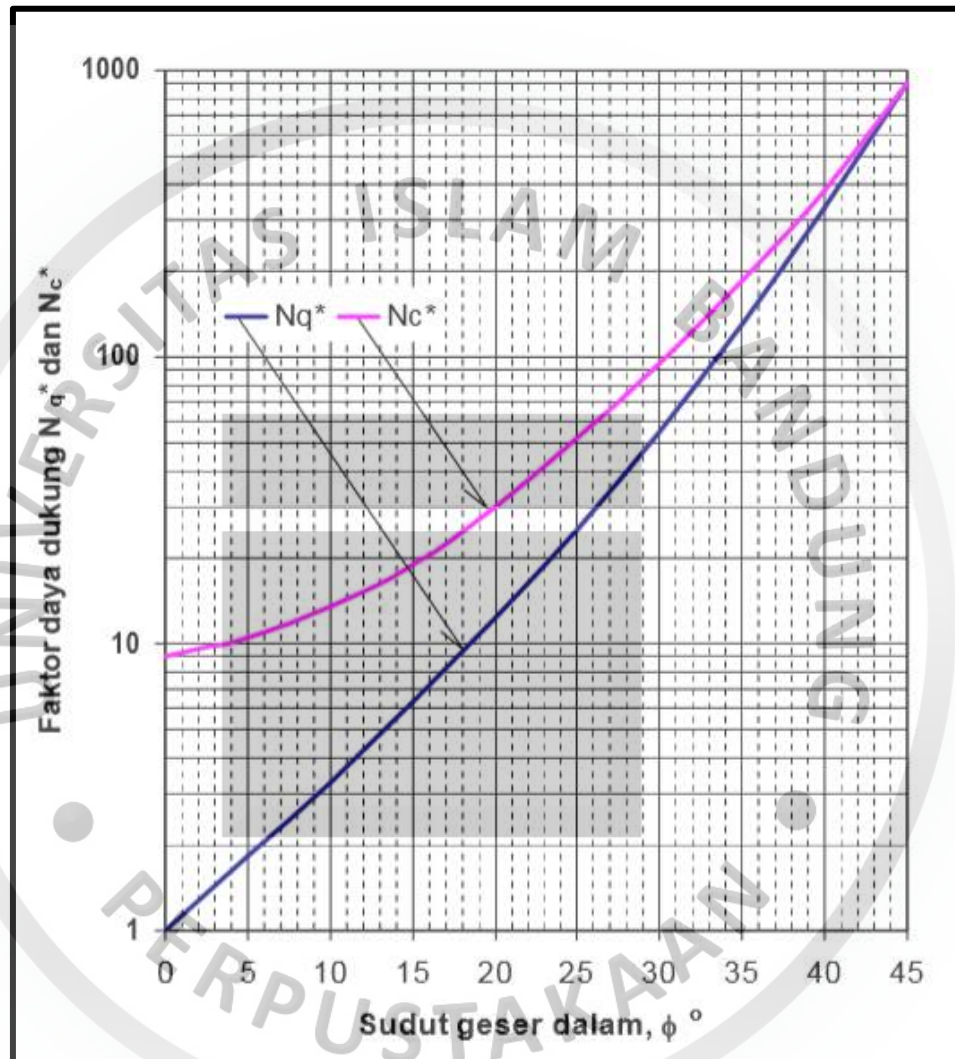
Sumber : (Meyerhof, 1956)

Gambar 3 3
Daya dukung Tiang

3.4. Daya Dukung Ujung

Metoda untuk mengestimasi kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang yang bagian ujungnya ditanam dalam lapisan tanah lempung (dominan lempung) masih menggunakan persamaan umum yang sama dengan tanah pasir. Perbedaan yang ada hanyalah bahwa faktor kapasitas daya dukung ujung N_c^* juga

dimasukkan di dalam perhitungan daya dukung. Namun masih tetap saja seperti teori klasik lainnya, faktor-faktor daya dukung N_c^* dan N_q^* didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ .



Sumber : (Meyerhof, 1956)

Gambar 3 4
Grafik sudut dalam dan Faktor Mayerhoff

$$Q_p = cN_c^* + q' N_q^* \dots\dots\dots (13)$$

c = nilai kohesi tanah dibawah dasar (ujung) pondasi

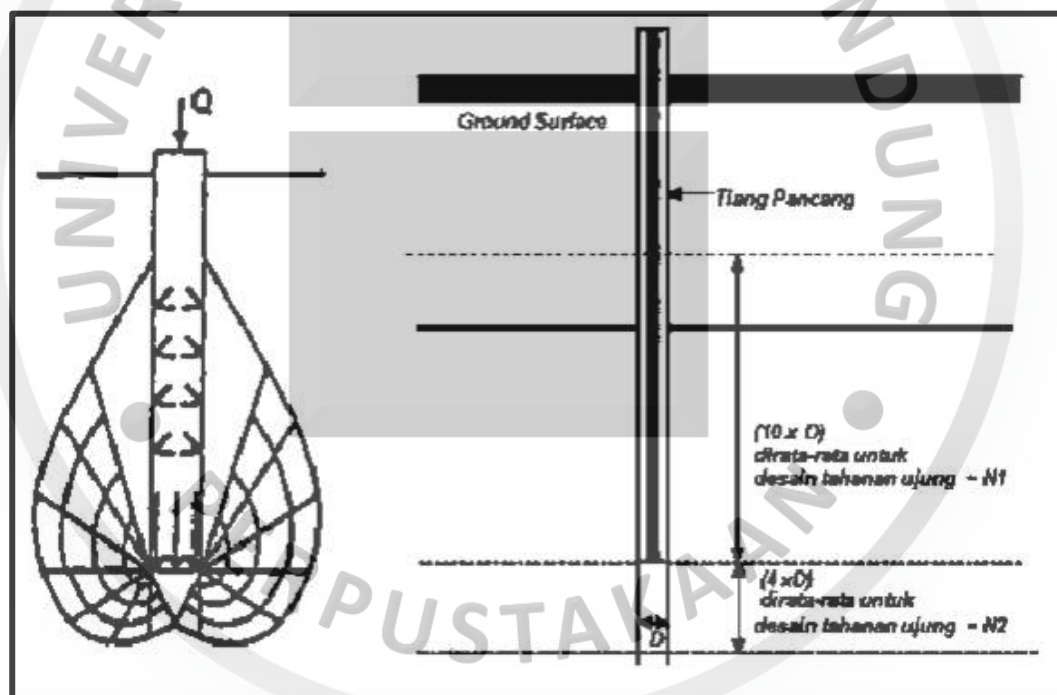
q' = $\Sigma \gamma' L$ adalah tegangan efektif tanah akibat berat diatas ujung tiang

γ' = berat volume tanah efektif diatas dasar pondasi

L = panjang tiang yang tertanam dalam tanah

N_c^* dan N_q^* adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ .

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang. Beberapa metoda yang dikembangkan para peneliti terdahulu memiliki rumusan umum yang sama seperti diatas. Perbedaan yang ada dari para peneliti tersebut adalah dalam hal menentukan besarnya faktor daya dukung N_c^* dan N_q^*



Sumber : (Hardiyatmo, 2002)

Gambar 3 5
Gaya Pada Tiang Pancang

3.5. Daya Dukung Sisi untuk Tanah Lempung

Paling tidak terdapat tiga metoda untuk mengestimasi nilai tahanan sisi tiang untuk tanah Lempung. Ketiganya diberi nama sesuai dengan faktor amplifikasi

parameter tanah yang digunakan yaitu metoda alfa (α), beta (β) dan lamda (λ).

Masing-masing akan dibahas pada bagian berikut ini

a. Metoda alfa (α)

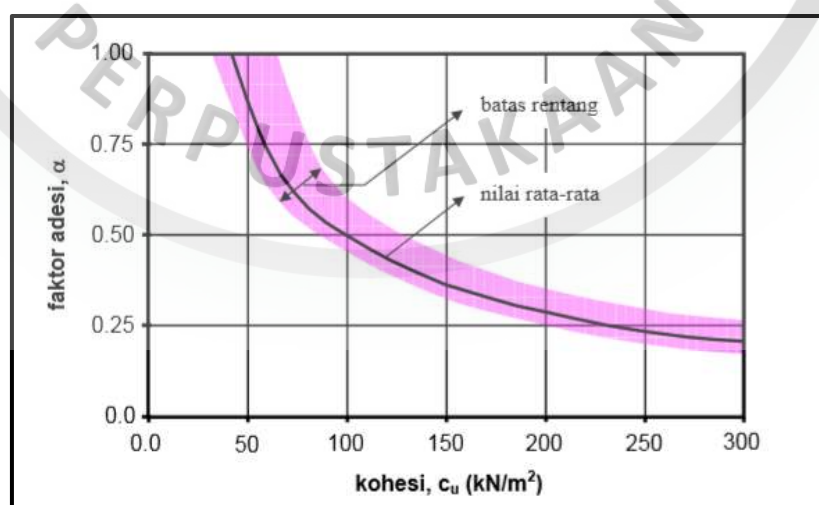
Metoda ini sangat cocok digunakan untuk tanah lempung terkonsolidasi normal pada kondisi tidak terdrainase (*Undrained NC Clay*). Metoda ini pertama kali diperkenalkan oleh Tomlinson (1971) dan selanjutnya juga dianjurkan untuk dipergunakan oleh American Petroleum Institute, API (1984). Tahanan sisi tiang pada lapisan lempung tertentu ditetapkan sebagai:

$$q_s = \alpha c \dots\dots\dots 14$$

α = faktor adesi tiang-tanah

c = parameter kohesi tanah lempung (juga c_u , untuk kondisi undraened)

Usulan Tomlinson dan American Petroleum Institute terhadap nilai faktor adesi (α) mulanya berkisar antara 0.5 hingga 1.25 dan untuk lempung kaku dan sangat kaku (*stiff and very stiff clay*). Pada perkembangan selanjutnya formula ini dikembangkan untuk tanah lempung lunak sekalipun, dengan variasi nilai faktor adesi yang cukup banyak seperti pada (Das, 1990) berikut



Sumber : Tomlinson 1971

Gambar 3 6
Faktor adhesi

$$As = \Theta_i \cdot Li \dots\dots\dots(15)$$

As = Luas bidang kontak, As

Θ_i = keliling Pondasi

Li = Tinggi Pondasi

3.6. Daya Dukung Berdasarkan Nilai SPT

Pada umumnya, tanah memiliki lapisan-lapisan tanah dengan tipe dan karakteristik yang berbeda. Perbedaan karakteristik tanah tersebut menyebabkan perbedaan perilaku dan kekuatan tanah untuk suatu wilayah tertentu. Untuk menghasilkan struktur yang kuat dan efisien, diperlukan parameter tanah desain yang sesuai. Penentuan desain tanah didasari dari pengujian lapangan dan/atau laboratorium. Selain dari pengujian laboratorium, parameter desain tanah yang tidak dapat diperoleh dari pengujian lapangan, dapat dicari menggunakan korelasi-korelasi empiris.

Kapasitas daya dukung Tiang pancang dari hasil SPT

Berdasarkan catatan dari kasus-kasus di lapangan, Meyerhof (1976) mengusulkan untuk mengestimasi daya dukung ujung pondasi tiang yang ditanam di dalam tanah homogen menggunakan nilai pukulan uji penetrasi standard (Nspt), dengan persamaan pendekatan:

$$Q_p = 40 \times N_{desain} \times A_p \dots\dots\dots 14$$

Tanah kohesif :

$$Q_p = 9 \cdot cu \cdot A_p \dots\dots\dots 15$$

$N_{desain} = (N_1 + N_2)/2$, dengan N_1 adalah nilai rata-rata N-SPT dari ujung tiang ke 10D diameter tiang ke atas dan N_2 adalah nilai rata-rata N-SPT dari ujung tiang ke 4D diameter tiang ke atas.

Daya Dukung Geser Selimut (*Skin Friction*)

Untuk menghitung tahanan geser selimut tiang pada tanah pasir digunakan metode korelasi empiris terhadap N-SPT berdasarkan Naval Engineering Facilities Command untuk tipe tiang deformasi besar. Persamaan tahanan geser selimut untuk tiang pancang dan tiang bor dapat dituliskan sebagai berikut

$$Q_s = \alpha \times C_u \times L_i \times p \dots\dots\dots 16$$

p = keliling lingkaran tiang

L_i =tinggi tinjauan tiang

Tabel 3 3
Nilai Tumbukan Pada SPT

Sands		Clays	
Number of blows per ft, N	Relative Density	Number of blows per ft, N	Consistency
		Below 2	Very Soft
0-4	Very loose	2-4	Soft
4-10	Loose	4-8	Medium
10-30	Medium	8-15	Stiff
30-50	Dense	15-30	Very stiff
Over 50	Very dense	Over 30	Hard

Sumber : (mayerhof, 1956)

3.7. Daya Dukung Tiang Terhadap Gaya Cabut.

Perencanaan pondasi tiang harus mempertimbangkan daya dukung tiang terhadap gaya cabut terutama untuk struktur yang menerima gaya gempa. Pada beberapa kasus daya dukung cabut tiang menentukan kedalaman penetrasi minimal tiang yang di perlukan

Nicola dan Radolph (1993) menyatakan bahwa tanah kohesif berbutir halus, dengan pembebanan diasumsikan bekerja pada kondisi *undrained*, tahanan selimut terhadap gaya tekan maupun gaya Tarik akan sama besarnya , sedangkan pada tanah non-kohesif, dinyatakan bahwa tahanan selimut Tarik diasumsikan sebesar 70 % dari tahanan selimut tekan.

Persamaan untuk menghitung besarnya daya dukung cabut adalah sebagai berikut:

$$Q_{\text{uplift}} = 0.70 \times Q_s + w' \text{ pile}$$

Q_s = daya dukung *Friction* tiang tekan

W' pile = Berat efektif pondasi tiang

3.8. Kelompok Tiang

Ketidakmampuan tiang tunggal dalam menahan beban membuat kebutuhan kapasitas aksial harus ditingkatkan menggunakan beberapa tiang. Kelompok tiang (group pile) merupakan sekumpulan tiang yang disatukan pada satu wadah sehingga kelompok tiang tersebut bekerja sama memikul beban. selain ditunjang dengan kelompok tiang, beban dari struktur ditunjang menggunakan fondasi tiang pancang.

Nilai yang menunjukkan perbandingan antara kapasitas daya dukung grup tiang dengan penjumlahan seluruh kapasitas daya dukung tiang-tiang tunggal dikenal dengan efisiensi grup tiang. Untuk sebuah grup tiang yang terdiri dari sejumlah N buah tiang, nilai efisiensi grup tiangnya, E_g dapat dituliskan sebagai:

$$E_g = \frac{\text{kapasitas kelompok}}{\text{jumlah dari seluruh kapasitas tiang individu}} = \frac{Q_{\text{grup}}}{\sum_{i=1}^N Q_i}$$

Dengan memfokuskan pada daya dukung grup tiang, maka rumusan diatas menjadi:

$$Q_g = E_g \sum Q_u \dots\dots\dots (17)$$

Q_g adalah daya dukung ultimit dari grup tiang

Q_u adalah daya dukung ultimit dari tiang tunggal

Dari pengertian diatas dapat dilihat bahwa kapasitas daya dukung grup tiang belum tentu sama dengan penjumlahan dari kapasitas masing-masing tiang secara individu. Apabila nilai kapasitas daya dukung dari kelompok tiang adalah sama dengan penjumlahan aritmatik dari masing-masing tiang dalam kelompok tersebut, maka efisiensi kelompok tiang tersebut E_g sama dengan 1 (atau 100%). Namun dalam perhitungannya, jarang dijumpai nilai efisiensi tiang yang bernilai 100%.

3.8.1. Efisiensi Grup Tiang

Untuk kelompok tiang berbentuk persegi dengan ujung tiang tidak mencapai tanah keras (floating) yang memiliki jumlah tiang n pada satu arah (baris) dan m pada arah lainnya (kolom), the Bridge Specifications of AASHTO menyarankan untuk mengestimasi nilai efisiensi kelompok tiang dengan menggunakan formula :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \quad (18)$$

$\theta = \tan^{-1} B/S$ dalam satuan derajat

B = adalah diameter (atau lebar) dari tiang individual, dan

S = jarak antar pusat-ke-pusat tiang.

Dengan menganggap grup tiang sebagai sebuah blok yang solid, maka dimensi dari blok grup tiang tersebut adalah:

$$B_g = (n-1)S_n + B \quad (19)$$

$$L_g = (m-1)S_m + B \quad (20)$$

sedangkan kedalaman blok adalah sama dengan panjang rata-rata tiang dalam grup tiang.

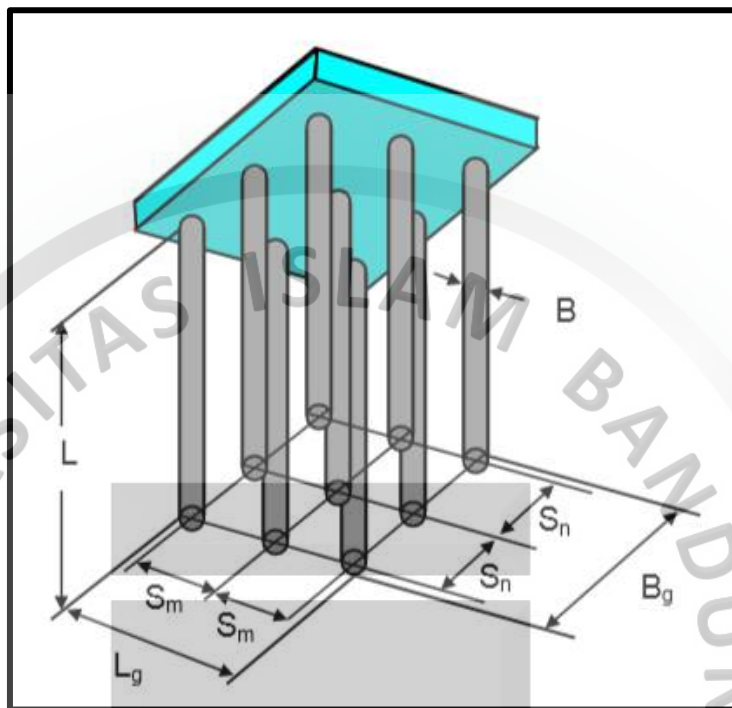
B_g = lebar dasar grup tiang, untuk lebar terluar.

L_g = panjang dasar grup tiang, untuk panjang terluar.

S_n = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai B_g

S_m = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai L_g

B = diameter (atau lebar) dari tiang individual



Sumber : (Hardiyatmo, 2002)

Gambar 3 7
Perspektif Tiang Kelompok

Selanjutnya dengan menganggap blok tersebut sebagai sebuah pondasi dalam, maka daya dukung grup tiang dapat ditentukan sebagai berikut

$$Q_{p, \text{grup}} = (B_g L_g) q_p \dots \dots \dots (21)$$

Dengan

$$Q_p = cNc^* + q' Nq^* \dots \dots \dots (22)$$

c = nilai kohesi tanah dibawah dasar (ujung) pondasi

$q' = \sum \gamma' L$, adalah tegangan efektif tanah akibat berat diatas ujung tiang

γ' = berat volume tanah efektif diatas dasar grup tiang

L = panjang tiang

N_c^* dan N_q^* adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang tergantung nilai sudut geser dalam ϕ , nilai-nilai ini dapat ditentukan dengan menggunakan teori daya dukung pondasi dalam dai Meyerhof, Hansen, Vesic dan lainnya.

Dalam bentuk efisiensi grup tiang, maka:

$$E_{g,p} = \frac{B_g L_g}{m n A_p} \dots\dots\dots (23)$$

3.8.2. Untuk Grup Dari Friction Piles

Kapasitas daya dukung sisi grup tiang (untuk friction piles) merupakan penjumlahan (akumulasi = Σ) dari tahanan sisi seluruh selimut blok grup tiang yang berinteraksi dengan tanah disekeliling blok tersebut, dituliskan sebagai :

$$Q_{s,grup} = 2(B_g + L_g) \Sigma L_i q_s \dots\dots\dots (24)$$

L_i = panjang bagian tiang yang mempunyai nilai q_s yang sama

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung sisi grup tiang. Beberapa metoda untuk memprediksi nilai tahanan sisi tiang q_s berdasarkan jenis dan perilaku interaksi tanah-tiang tertentu telah dijelaskan pada bagian terdahulu dapat digunakan disini

Dengan memperhatikan dimensi dari blok grup tiang, maka untuk jenis tanah yang seragam dapat ditentukan:

$$A_{sg} = 2(B_g + L_g) L \dots\dots\dots (25)$$

Atau dalam bentuk efisiensi grup tiang, maka berdasarkan nilai tahanan sisinya dapat ditentukan nilai efisiensi sebagai berikut

$$E_{g,s} = \frac{2(B_g + L_g)}{m n \Theta} \dots\dots\dots (26)$$

Θ = adalah keliling tiang, yaitu

$\Theta = \pi B$ untuk pondasi lingkaran

$\Theta = 4B$ untuk pondasi persegi

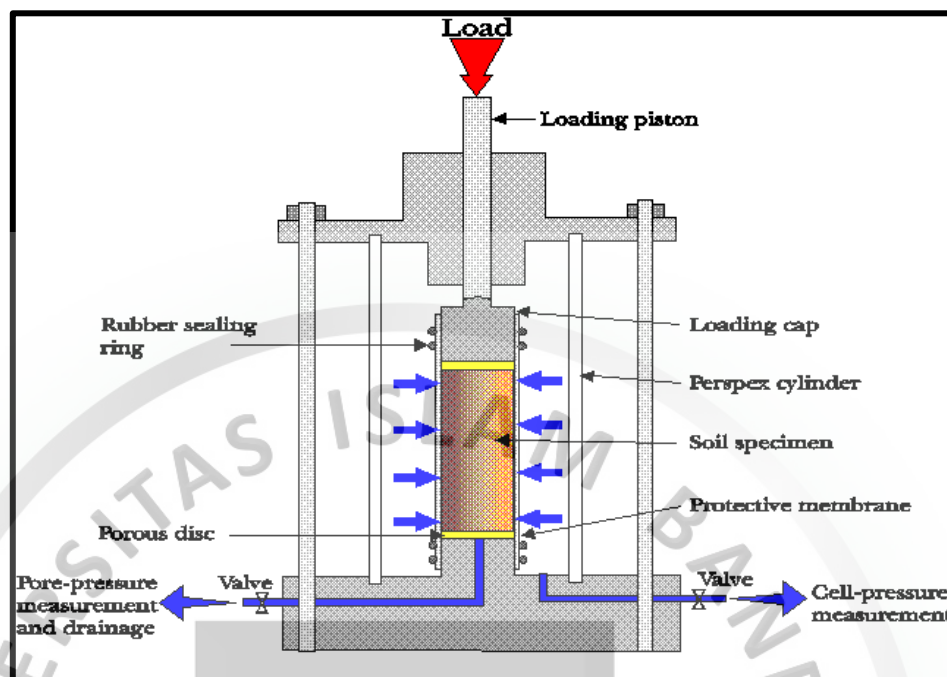
3.9. Data Hasil Uji Laboratorium

Data Pendukung merupakan parameter untuk menganalisis daya dukung terzhagi berupa beberapa hasil dari pengujian laboratorium berikut adalah beberapa pengujian labolatorium guna mendapatkan nilai nilai parameter yang dibutuhkan.

3.9.1. Triaksial UU

Uji Triaxial merupakan salah satu cara untuk menentukan parameter kekuatan geser tanah (kohesi C , dan Sudut Geser dalam ϕ) pada pengujian triaxial, sample akan di bebani pada ketiga sumbu cartesius dengan notasi beban σ_1 , σ_2 , dan σ_3 . Tegangan σ_1 disebut tegangan utama mayor (*Major principal stress*) σ_2 disebut tegangan utama minor (*minor principal stress*), σ_3 disebut tegangan utama tengah (*Intermediate principal stress*) (Budi, 2011)

Tekanan yang diterima elemen tanaha akibat kekangan dari tanah di sekelilingnya pada umumnya merupakan tekanan radial σ_1 yang mempunyai besaran sama pada semua arahnya, sehingga σ_2 sama dengan σ_3 . Namun demikian tidak tertutup kemungkinan bahwa suatu elemen tanah akan menerima beban kekangan yang tidak sama besarnya, misalnya tekanan radial elemen tanah di daerah dinding galian.



Sumber : (Hardiyatmo, 2002)

Gambar 3 8
Triaksial UU

3.9.2. Konsolidasi

Konsolidasi adalah proses berkurangnya volume atau berkurangnya rongga pori dari tanah jenuh berpermeabilitas rendah akibat pembebanan. dimana prosesnya dipengaruhi oleh kecepatan terperasnya air pori keluar dari rongga tanah. Proses konsolidasi dapat diamati dengan pemasangan piezometer, untuk mencatat perubahan tekanan air pori dengan waktunya. Besarnya penurunan dapat diukur dengan berpedoman pada titik referensi ketinggian pada tempat tertentu. (Hardiyatmo, 2002).

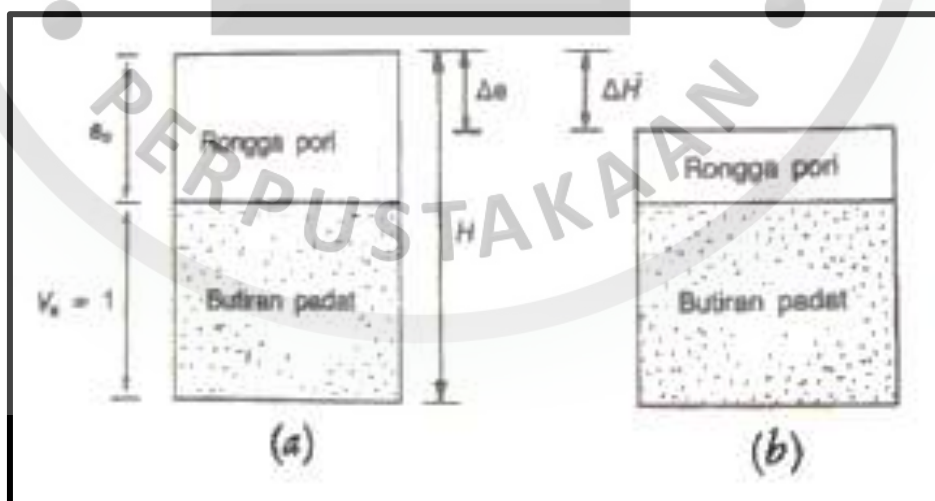
Pada dasarnya setiap material akan mengalami deformasi bila mengalami perubahan tekanan. Demikian pula tanah akan mengalami deformasi jika mengalami perubahan tekanan (*pressure*). Deformasi, dalam hal ini penurunan, yang terjadi dapat disebabkan oleh distorsi (perubahan bentuk tanpa dibarengi perubahan volume), elastisitas tanah, atau penurunan konsolidasi yang diakibatkan oleh keluarnya air dari dalam pori tanah.

Penurunan yang disebabkan oleh perubahan bentuk dan elastisitas tanah terjadi relatif bersamaan dengan waktu pemberian tekanan (*immediate settlement*). Sedangkan penurunan yang diakibatkan oleh keluarnya air dari dalam pori tanah memerlukan waktu yang relatif lebih lama, dan sangat tergantung dari permeabilitas tanah. Proses keluarnya air dari dalam pori tanah dalam keadaan jenuh tersebut disebut konsolidasi, dan proses tersebut mengakibatkan perubahan volume tanah (penurunan). Pada prinsipnya, pengujian konsolidasi dimaksud untuk mencari korelasi antara penambatan tekanan dan besarnya penurunan (*deformation*) yang di sebut one dimation consolidation (1D) yang pertama kali dikembangkan oleh Terzaghi (1925)

Interpretasi Hasil Uji Konsolidasi

Pada konsolidasi satu dimensi, perubahan tinggi (ΔH) persatuan dari tinggi awal (H) adalah sama dengan perubahan volume (ΔV) persatuan volume awal (V)

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta V}{V} \dots\dots\dots (27)$$



(Hardiyatmo, 2002)

Gambar 3 9
face konsolidasi
a. sebelum b. sesudah

Data yang dibutuhkan untuk perhitungan meliputi :

1. Data contoh tanah (*specimen*)

Sebelum pengujian:

- Diameter , D (mm)
- Tinggi awal , H (mm)
- Berat ring kosong (gr)
- Berat sample tanah dan ring (gr)
- Kadar air awal dari sample tanah

Setelah pengujian

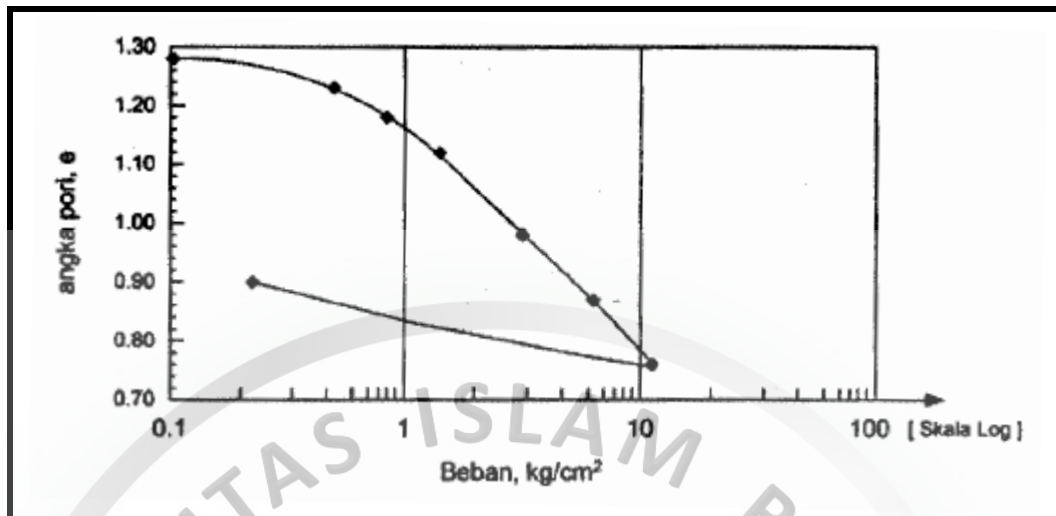
- Berat pada keadaan basah(gr)
- Berat setelah di oven selama 24 jam (gr)
- *Specific Gravity (Gs)*

2. Data waktu dan deformasi

Untuk setiap penambahan beban, catat waktu dan penurunan specimen yang terjadi. data ini akan dipakai untuk menentukan parameter yang diperlukan dalam memperkirakan besar dan lamanya penurunan.

1. Angka pori (*Void Ratio, e*)

Besarnya penurunan contoh tanah pada setiap penambahan tekanan (Δp) (24 jam setelah masing- masing pembebanan) dipakai untuk menentukan perubahan angka pori tanah Δe , sehingga hubungan antara angka pori dengan besarnya tiap tekanan dapat di gambarkan. Grafik hubungan angka pori tanah dan besarnya tekanan tersebut sering disebut dengan kurva $e - \log p$ karena besarnya tekanan digambarkan pada skala logaritma seperti terlihat pada gambar



(Terzaghi 1925)

Gambar 3.5.
Hubungan Antara Perubahan Angka Pori Dengan Perubahan Tekanan

3.10. Macam-macam Pondasi

Pondasi adalah bagian paling bawah dari suatu konstruksi bangunan yang berfungsi untuk menyalurkan beban langsung dari struktur bangunan tersebut ke lapisan tanah di bawahnya. Persyaratan dasar pondasi yaitu;

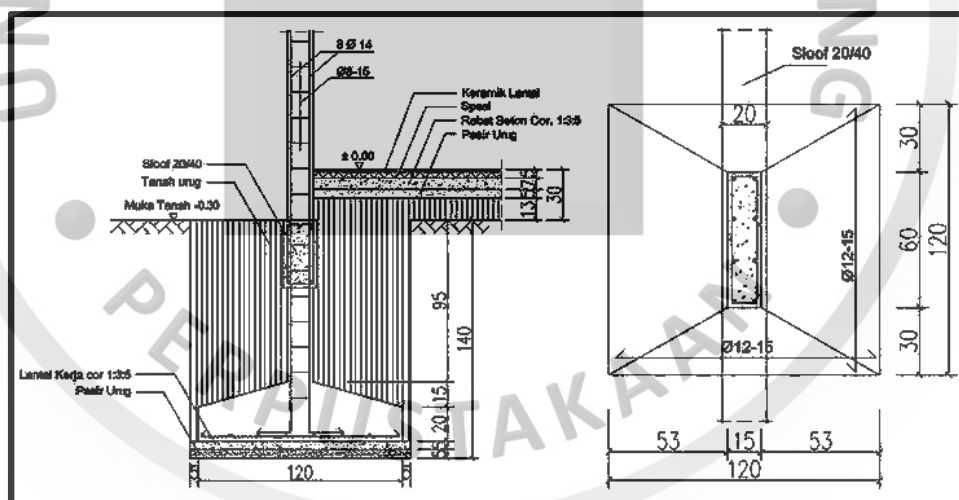
1. Memiliki faktor keamanan (2 atau 3) agar aman terhadap kemungkinan keruntuhan geser.
2. Bila terjadi penurunan fondasi (settlement) maka penurunan tersebut harus masih berada dalam batas-batas toleransi (besar penurunan masih ada dalam batas normal)
3. Differential Settlement (penurunan sebagian tidak boleh menyebabkan kerusakan seirus/ mempengaruhi struktur bangunan.
4. Dalam perancangan suatu fondasi diperlukan [erhitungan kekuatan tanah untuk mengetahui besar daya dukung tanah bagi peletakan struktur bangunan. Dengan demikian beban konstruksi bangunan telah diantisipasi sejak dini agar tidak melampaui daya dukung tanah yang bersangkutan (Koerner, 1984). Klasifikasi pondasi dibagi 2 (dua) yaitu:

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal adalah pondasi yang mendukung beban secara langsung seperti:

- Pondasi setempat

Biasanya digunakan pada tanah yang mempunyai nilai daya dukung berbeda-beda di satu tempat pada lokasi bangunan yang akan di bangun. Untuk mentrasfer beban yang dipikul oleh pondasi ini, agar dapat merata didistribusikan pada semua tempat, biasanya dibuat beberapa pondasi setempat kemudian dihubungkan dengan plat balok. Untuk pemakaian pondasi seperti ini biasa dijumpai pada: rumah tinggal, gedung bertingkat, dan gedung tempat penimbunan barang yang pada setiap titik pondasi setempat diteruskan oleh kolom balok keatasnya. (Gambar 3.10)



Sumber : (Bowles, 1991)

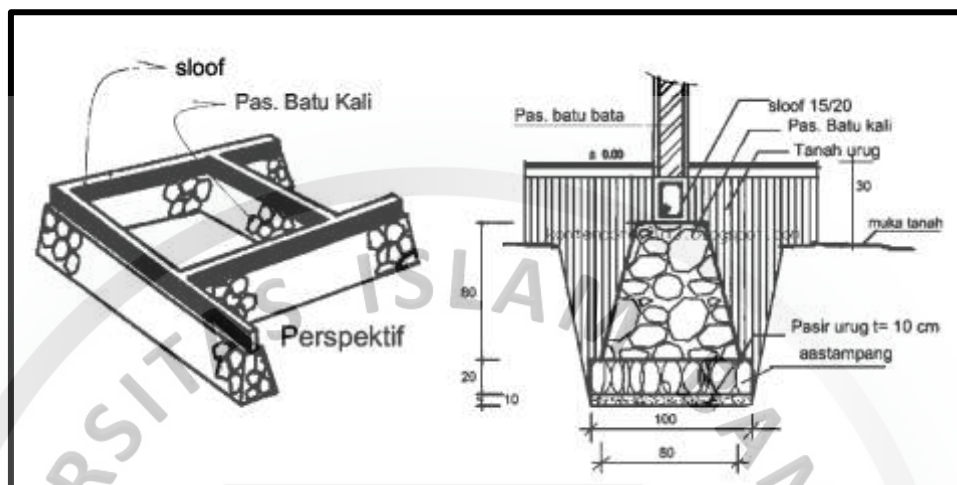
Gambar 3 10
Pondasi Setempat

- Pondasi Menerus

Pondasi ini digunakan pada tanah yang mempunyai nilai daya dukung seragam pada satu lokasi pekerjaan yang akan dibangun. Pemakaian pondasi ini sangat ekonomis dari segi pelakasananya. Kemampuan pondasi ini dalam mentrasfer beban dibawah pondasi dianggap bias merata akibat kemampuan

daya dukung tanah homogeny dalam meradam beban yang di pikul oleh pondasi (

Gambar 3.11)

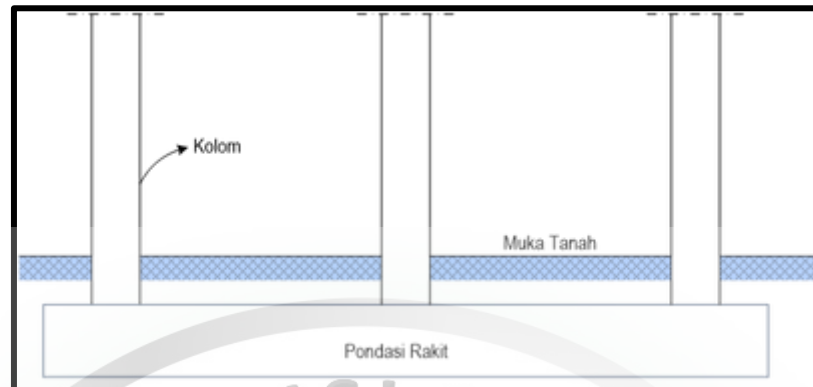


Sumber : (Bowles, 1991)

Gambar 3 11
Pondasi Menerus

- Pondasi Tikar

Jenis pondasi ini umumnya berlaku untuk tanah yang mempunyai nilai daya dukung sangat kecil, karena jenis tanah tersebut termasuk jenis tanah CH menurut USCS (*Unified Soil Classification System*). Nilai dari daya dukung tanah yang sangat kecil mengakibatkan kemampuan tanah dalam memberikan daya dukung sangat kecil. Untuk mendapat nilai daya dukung yang maksimum, biasanya digunakan pondasi dengan mengandalkan luasan plat untuk memberikan daya dukung yang maksimal dan dikombinasikan dengan pondasi tiang kea as, sehingga nilai friksi tambahan dapat untuk menambah nilai Friction file antara tiang dan tanah.



Sumber : (Bowles, 1991)

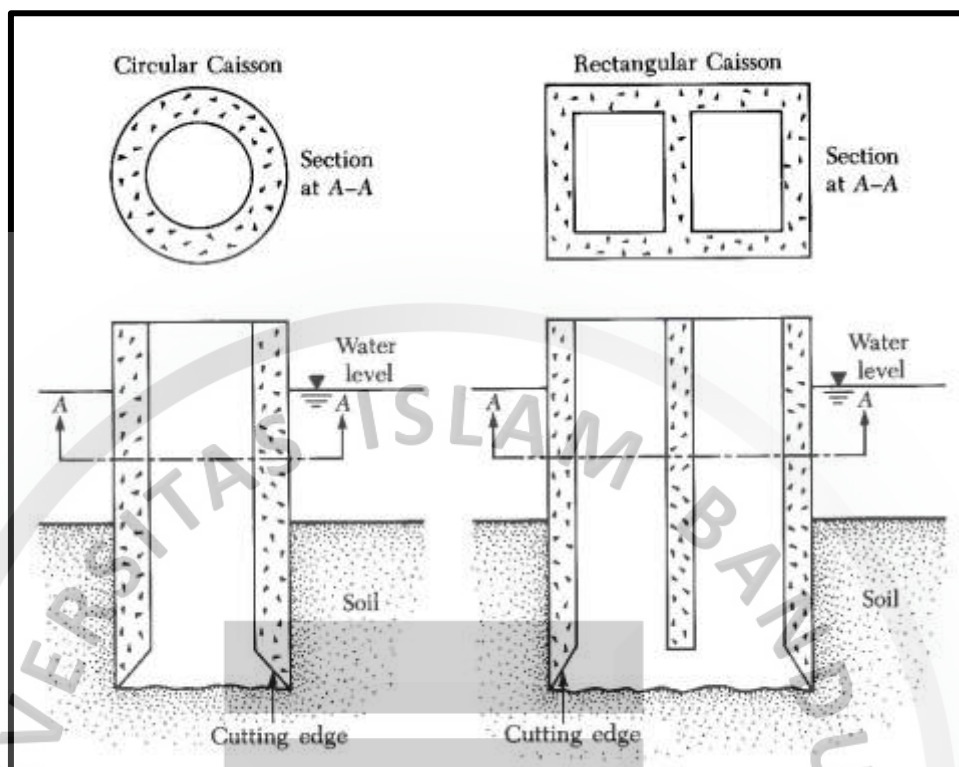
Gambar 3 12
pondasi rakit

2. Pondasi dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dibawah permukaan, seperti:

- Pondasi sumuran

Yaitu pondasi yang merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, biasa digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relative lebh dalam, pondasi sumuran memiliki nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B) lebih besar 4 sedangkan pondasi dangkan $D_f/B < 1$.



Sumber : (Bowles, 1991)

Gambar 3 13
Pondasi sumur

- Pondasi tiang

Digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu memdukung bebanya dan tanah yang keras terletak pada kedalaman yang angat dalam, pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibandingkan dengan pondasi musuran (Bowles, 1991)

Pondasi tiang pancang

Tiang pancang adalah bagian bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton atau baja, yang digunakan untuk (mentransmisikan beban- beban permukaan ke tingkat- tingkat permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah). Hal ini merupakan distribusi vertical dari beban sepanjang poros tiang pancang atau permukaan bebas secara langsung terhadap lapisan yang lebih rendah melalui ujung tiang pancang.

Tiang pancang pada konstruksi pondasi mempunyai beberapa jenis, baik dari segi jenis tiangnya maupun dalam pelaksanaan (pembuatannya) pondasi tiang tersebut. Pada perencanaan pondasi tiang pancang, kekuatan pondasi antara lain ditentukan oleh kapasitas daya dukung sebuah tiang dan kapasitas daya dukung tiang pancang tersebut umumnya ditentukan oleh kekuatan reaksi tanah dalam mendukung tiang yang dibebani dan pada kekuatan tiang itu sendiri dalam menahan serta menyalurkan beban di atasnya. (Bowles, 1991)

Pondasi tiang pancang dapat digolongkan berdasarkan pemakaian bahan, cara tiang meneruskan beban dan cara pemasangan, pembagian tiang pancang menurut pemakaian bahan terdiri dari beberapa bagian yaitu:

- **Tiang pancang kayu**

Tiang pancang kayu terbuat dari batang pohon yang cabangnya telah di potong dengan hati-hati, biasanya diberi bahan pengawet dan didorong dengan ujungnya yang kecil sebagai bagian yang runcing. Pemakaian tiang kayu ini tidak diijinkan menahan muatan yang lebih besar dari 25 – 30 ton untuk setiap tiang.

- **Tiang pancang beton**

1. *Precast reinforced Concrete pile*

Tiang pancang dari beton bertulang yang di cetak dan dicor dalam acuan beton, kemudian setelah cukup kuat lalu diangkat dan di pancangkan. Tiang pancang ini dapat memikul beban yang besar (50 ton setiap tiang)

2. *Precast Prestressed Concrete pile*

Tiang pancang beton yang menggunakan baja penguat dan kabel kawat sebagai gaya prategangnya.

3. *Cats in place pile*

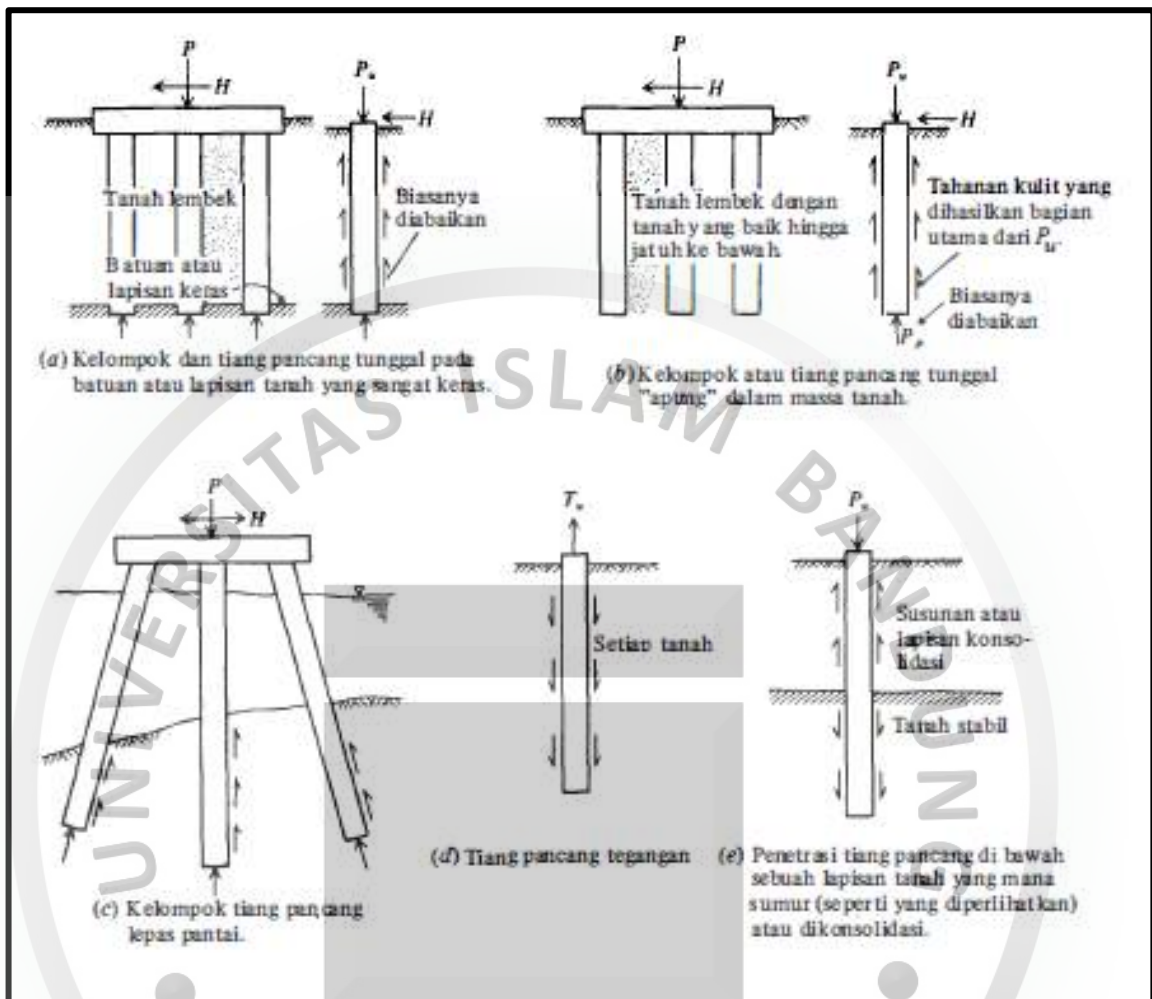
Tiang pancang tipe ini adalah pondasi yang di cetak di tempat dengan cara dibuat lubang terlebih dahulu dalam tanah dengan cara mengebor tanah seperti pada pengeboran pada umumnya.

- **Tiang pancang baja**

Jenis tiang pancang ini biasanya berbentuk proful H, karena terbuat dari baja maka kekuatan dari tiang ini adalah sangat besar sehingga dalam transport dan pemancangan tidak menimbulkan bahaya patah seperti pada tiang pancang beton. tingkat karat pada tiang pancang baja sangat berbeda tergantung dari susunan butir dari tanah dan kelembapan tanah (*moisture content*).

- **Tiang pancang komposit.**

Tiang pancang komposif adalag tiang pancang yang terdiri dari dua bahan yang berbeda yang bekerja bersama- sama sehingga merupakan satu tiang. Kadang pondasi dibentung dengan menghubungkan bagian atas dengan bagian bawah tiang dengan bahan yang berbeda, misalkan dengan bahan beton diatas muka air dan bahan kayu tanpa perlakuan apapun di bahwannya.



Sumber : Joseps E. Bowles

Gambar 3 14
Konfigurasi tiang pancang

Tiang-pancang seringkali digunakan untuk mengontrol pergerakan tanah (seperti longsor tanah). Para pembaca sepatutnya melihat bahwa tiang-tiang listrik dan banyak tiang tanda yang berada di luar dapat ditinjau sebagai tiang-pancang yang tertanam sebagian dan yang terpengaruh oleh beban-beban lateral. Beban-beban vertikal mungkin tidak penting walaupun tekuk, mungkin memerlukan penyelidikan untuk bagian-bagian konstruksi yang sangat tinggi.

3.11. Peralatan Pemancangan (*Driving Equipment*)

Untuk memancarkan tiang pancang kedalam tanah digunakan alat pancang . pada dasarnya alat pancang terdiri dari 3 macam yaitu :

1. *Drop hammer*
2. *Single – acting hammer*
3. *Double – acting hammer*

Tiang pancang tersebut dipasang kedalam tanah dengan sejumlah metode tertentu :

1. Pemancangan dengan pukulan berurutan secara tetap pada puncak tiang-pancang dengan menggunakan sebuah martil tiang-pancang. Cara ini menimbulkan suara yang berisik dari getaran setempat yang mungkin tidak diperbolehkan oleh peraturan setempat atau badan-badan yang memelihara lingkungan dan, sudah tentu dapat merusak hak milik yang dekat dengan tempat tersebut.
2. Pemancangan yang menggunakan alat penggeter yang ditempatkan (diikatkan) dipuncak tiang-pancang. Cara ini relatif lebih sedikit mengeluarkan suara berisik dan getaran pemancangan yang tidak berlebihan. Metode ini dipakai dalam endapan yang kohesinya kecil.
3. Dengan mendongkrak tiang-pancang. Cara ini dipakai untuk bagian-bagian kaku yang pendek.
4. Dengan membor sebuah lobang serta dengan memancang sebuah tiang pancang kedalamnya, atau yang lebih umum lagi, mengisi rongga dengan beton sehingga menghasilkan sebuah tiang-pancang setelah dikeraskan.

3.12. Faktor Keamanan

Untuk memperoleh kapasitas ujung tiang, maka di perlukan suatu angka pembagi kapasitas ultimit yang di sebut dengan factor aman tertentu. Faktor keamanan ini perlu diberikan dengan maksud :

1. Untuk memberi keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan
2. Untuk meberikan keamnana terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah
3. Uuntuk meyakinkan bahwa tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja
4. Untuk meyakinkan bahwa penurunn total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang yang masih dalam batas toleransi
5. Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang tiang masih dalam batas toleransi

Sehubungan dengan alasan butir dari banyak pengujian – pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (working load) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk factor aman yang tidak kurang dari 2.5.

Reese dan O' neil (1989) menyarankan pemiliha factor aman untuk perancangan pondasi tiang yang dipertimbangkan adalah factor-faktor sebagai berikut:

1. Tipe dan kepentingan dari truktur
2. Variabilitas tanah (tanah tidak uniform)
3. ketelitian penyelidikan tanah
4. tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan

5. ketersediaan tanah di tempat
6. pengawasan/control kualitas di lapangan

kemungkinan beban desain actual yang terjadi selama beban layanan stuktur

Tabel 3 4
Faktor Aman

Klasifikasi struktur	Factor keamanan (F)			
	Kontrol baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol sangat Jelek
Monumental	2.3	3	3.5	4
Permanen	2	2.5	2.8	3.4
Sementara	1.4	2	2.3	2.8

(Reese And O Neil 1989)

Besarnya beban kerja atau kapasitas tiang ijin dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai Ultimate (q_u) dibagi dengan factor aman, yang sesuai. Variasi besarnya factor aman yang telah banyak digunakan untuk perancangan pondasi tiang, tergantung pada jenis tiang dan tanah berdasarkan hasil laboratorium, sebagai berikut :

1. Tiang pancang

$$Q_a = q_u / 2,5 \dots\dots\dots (28)$$

2. Tiang bor

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

Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2m$

$$Q_a = q_n / 2.5 \dots\dots\dots (29)$$

Untuk tiang tanpa pembesaran dibagian bawah

$$Q_a = q_n / 2 \dots\dots\dots (30)$$

Untuk tiang dengan diameter lebih dari 2m, kapasitas tiang ijin perlu dievaluasi dengan pertimbangan terhadap penurunan tiang. Pondasi tiang pancang dapat memikul beban struktur atas pada kedalaman tanah keras yang didalam dengan memikul beban menggunakan gaya gesekan selimut tiang dan terhadap tanah keras. Apabila kondisi tanah cukup labil dan tanah keras berada pada kedalaman tertentu tidak memungkinkan untuk dibuat pondasi dangkan, selain itu pemakaian tiang pancang lebih ekonomis dan tidak memakan banyak waktu dalam pelaksanaannya.

Nilai-nilai faktor keamanan (FK) pada Tabel 3.6 umumnya bersifat konservatif dan membatasi besarnya penurunan yang dapat diterima, walaupun kemungkinan kurang ekonomis. Nilai FK yang dipilih untuk analisis desain bergantung pada karakteristik tanah dasar dan tingkat ketelitian hasil penyelidikan geoteknik. Untuk penyelidikan tanah yang cukup lengkap, dapat digunakan nilai FK yang lebih kecil.

Tabel 3 5
Rekomendai Nilai FK pada jenis Bangunan

JENIS BANGUNAN	NILAI FK
Dinding Penahan : Tembok Galian yang di perkuat sementara (tembok penahan sementara)	3 2
Jembatan : Akuaduk Kereta api Jalan raya	3.0 4.0 3.5
Bangunan : Menara operasi , Silo Gudang Bangunan fasilitas Industri kecil, Umum	2.5 2.5* 3 3.5
Fondasi telapak / Fondasi pancang	3
Fondasi tika	3
* Gudang modern biasanya mempunyai pelat dengan lantai yang luas untuk	

menampung peralatan transportasi modern . lantai ini perlu desain dengan persyaratan yang ketat terhadap penurunan total dan penurunan diferensial dengan $FK > 3$	
--	--

Sumber (SNI 03-2812).

Pada umumnya factor keamanan yang diijinkan untuk daya dukung tanah di bawah dasar pondasi besarnya adalah sekitar 3. Hal ini dilakukan karena dalam keadaan sesungguhnya di lapangan tanah tidak homogen dan isotropis sehingga pada saat mengevaluasi parameter – parameter dasar dari kekuatan geser tanah ini banyak ketidakpastian.

Faktor aman (SF) dalam tinjauan kapasitas daya dukung ultimit neto didefinisikan sebagai :

$$SF = \frac{q_{un}}{q_n} = \frac{q_u - \gamma D_f}{q - \gamma D_f} \dots\dots\dots(31)$$

Keterangan :

γ = berat volume tanah di atas dasar pondasi

D_f = Kedalaman pondasi

q_u = Daya dukung ultimit

q = Tekanan pondasi total ($q = \frac{P}{A}$)

q_u = Daya dukung ultimit neto

Fondasi nantinya akan menahan beban aksial dan lateral yang berasal dari struktur atas. Sehingga perlu ada batasan untuk menjamin bahwa struktur cukup aman. Faktor keamanan aksial fondasi adalah sebagai berikut.

- a. $SF = 2,5$ untuk kondisi layan (SNI 8460: Persyaratan Perancangan Geoteknik 2017);
- b. $SF = 2$ untuk kondisi gempa nominal (Komisi Keamanan Jembatan Panjang dan Terowongan Jalan 2016);