

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

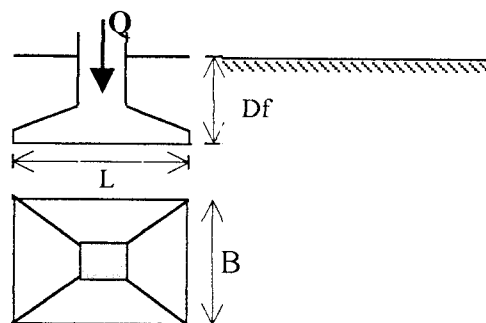
Struktur bangunan berdasarkan letaknya terhadap muka tanah dibagi menjadi dua bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur yang terletak di bawah muka tanah disebut pondasi yang berfungsi meneruskan beban dari struktur atas serta berat sendiri pondasi.

Klasifikasi pondasi berdasarkan kedalaman tanah baik, secara umum adalah sebagai berikut ini.

1. Pondasi Telapak (Pondasi Dangkal, *Shallow Foundation, Spread Foundation*)

Pondasi telapak dipakai jika tanah dengan daya dukung yang tinggi (tanah baik) relatif dangkal $< 2,00$ m. Pondasi tersebut digunakan jika $D_f / B < 4$ dengan D_f adalah kedalaman dasar pondasi dan B adalah lebar tersempit dari pondasi.

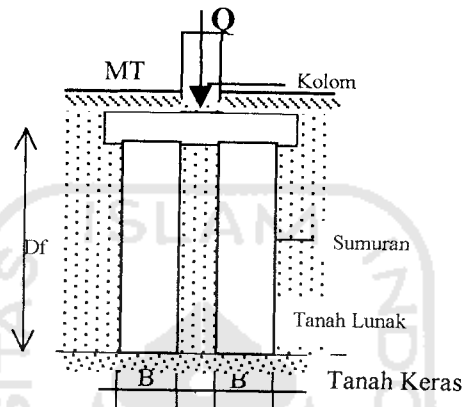
(Suryolelono,1994)



Gambar 3.1 Pondasi Telapak

2. Pondasi Agak Dalam (Pondasi Sumuran)

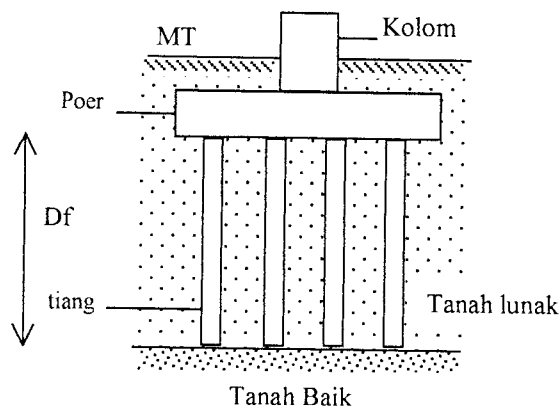
Pondasi tersebut digunakan bila beban yang bekerja cukup berat dan letak tanah dengan daya dukung tinggi terletak pada kedalaman relatif dalam. Biasanya dinyatakan dengan hubungan $4 \leq D_f / B < 10$.(Suryolelono,1994)



Gambar 3.2 Pondasi Sumuran

3. Pondasi Dalam (Pondasi Tiang)

Pondasi tersebut digunakan apabila letak tanah baik sangat dalam ($D_f / B \geq 10$) dan di atasnya adalah lapisan tanah dengan daya dukung yang rendah (tanah lunak, tanah humus ataupun tanah organik). Pondasi tersebut selain mendukung beban yang bekerja, juga harus mampu menahan beban lentur dan tarik pada struktur tiangnya. (Suryolelono, 1994)



Gambar 3.3 Pondasi Tiang

3.2 Pondasi Tiang

3.2.1 Pemakaian Pondasi Tiang

Secara umum pondasi tiang digunakan bila dijumpai kondisi sebagai berikut ini.

1. Kondisi tanah dasar pondasi yang mempunyai daya dukung tinggi terletak pada kedalaman yang cukup dalam ($D_f / B \geq 10$), sedangkan tanah di atas tanah baik tersebut kurang mampu mendukung beban yang bekerja atau merupakan tanah lunak.
2. Dasar pondasi sering mengalami erosi akibat gerusan air, seperti pada pondasi pilar jembatan. Apabila menggunakan pondasi dangkal, dasar pondasi perlu ditempatkan lebih dalam dari pengaruh gerusan yang paling dalam, akan tetapi kemungkinan mengakibatkan biaya membengkak. Kondisi tersebut dapat diatasi dengan dua kemungkinan yaitu pondasi tiang ataupun pondasi sumuran.
3. Suatu konstruksi menerima beban horisontal ataupun tarik yang cukup besar. Contoh: Konstruksi dermaga, pemecah gelombang, tanggul pelabuhan, pondasi tangki minyak dan sebagainya.

Berdasarkan pemakaian pondasi tiang tersebut mengakibatkan munculnya berbagai macam tiang yang digunakan sesuai dengan beban yang bekerja, bahan tiang maupun cara pelaksanaan pemancangannya. (Suryolelono, 1994)

3.2.2 Jenis Pondasi Tiang

Jenis tiang yang dipakai dalam suatu konstruksi, secara umum tergantung pada beban yang bekerja, ketersediaan bahan yang ada di sekitar lokasi bangunan,

juga cara pemasangannya (instalasi). Jenis-jenis tiang dapat diklasifikasikan sebagai berikut ini.

1. Cara Tiang Meneruskan Beban. Jenis tiang berdasarkan cara tiang meneruskan beban ke tanah dasar pondasi, tergantung pada jenis tanah dasar yang akan menerima beban yang akan bekerja.

a. Point bearing pile (*end bearing pile*)

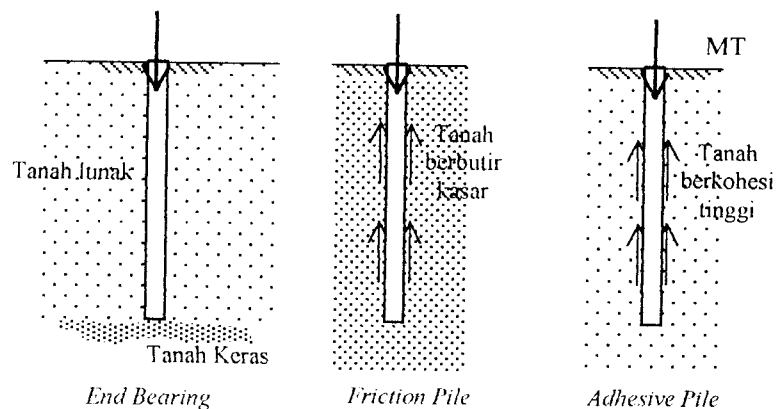
Penerusan beban terjadi jika ujung tiang mencapai tanah keras, maka beban yang diterima tiang akan diteruskan ke tanah dasar pondasi melalui tahanan ujung tiang.

b. *Friction pile.*

Penerusan beban terjadi apabila tanahnya mempunyai nilai kuat gesek tinggi (jenis tanah pasir), maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan berdasarkan gesekan antara tanah sekeliling tiang dengan tiangnya.

c. *Adhesive pile.*

Tiang dipancang pada tanah yang mempunyai nilai kohesi tinggi, maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan oleh pelekatan antara tanah sekitar dan permukaan tiang



Gambar 3.4 Tipe tiang berdasarkan cara meneruskan beban

Pada umumnya di lapangan dijumpai jenis tiang yang merupakan kombinasi antara ketiga hal tersebut. Keadaan tersebut disebabkan karena jenis tanah merupakan campuran atau kombinasi antara ketiganya. (Suryolelono, 1994)

2. **Bahan Tiang.** Besarnya beban yang bekerja akan menentukan bahan yang digunakan untuk pembuatan tiang. Berbagai jenis tiang didasarkan pada bahan pembentuknya adalah sebagai berikut ini.

a. Tiang kayu

Umumnya tiang kayu digunakan untuk pekerjaan sementara, karena umurnya terbatas (mudah lapuk). Tiang kayu apabila dipakai di daerah dengan muka air tanah tinggi maka tiang akan berfungsi sebagai tiang permanen.

Tiang pancang kayu digunakan biasanya berdiameter 15-25 cm dan panjang terbatas antara 6-8 m. Daya dukung tiang umumnya tidak begitu besar sesuai dengan klasifikasi jenis kayu yang digunakan yaitu berkisar antara 0,15-0,25 kN. Dalam pelaksanaan pemancangan, bagian kepala tiang maupun ujung tiang diberi perkuatan agar tidak mudah hancur pada waktu dipancang.

b. Tiang Baja

Tiang baja umumnya digunakan dengan bentuk tampang profil H, WF atau pipa, baik berlubang maupun tertutup ujung-ujungnya.

Tiang baja mempunyai banyak keuntungan, antara lain:

- Mudah dipancang, karena tiang mempunyai luas tampang yang kecil

dibanding jenis tiang lain maka lebih mudah masuk ke dalam tanah akibat beratnya sendiri,

- Mudah disambung, jika diperlukan panjang tiang yang cukup besar untuk mencapai kedalaman tiang yang diinginkan. Sistem sambungan dapat berupa sambungan las atau baut sesuai dengan kebutuhan,
- Untuk menembus jenis-jenis tanah keras ujung tiang diperkuat dengan memberi sepatu agar tidak mudah rusak,
- Masalah utama yang dihadapi untuk jenis tiang baja adalah masalah korosi yang disebabkan proses ionisasi tanah yang bersifat asam (daerah rawa-rawa, tanah organik) atau tanah yang mengandung bahan-bahan lain yang bersifat korosif.

c. Tiang Beton

Jenis tiang beton mulai dikembangkan setelah teknologi bahan beton bertulang mengalami perkembangan pesat, mulai jenis tiang dengan konstruksi beton bertulang yang dibuat secara konvensional sampai dengan konstruksi beton bertulang *prestress* ataupun *post tension*. Tujuannya adalah meningkatkan kemampuan bahan tiang beton.. Penampang tiang beton biasanya berbentuk lingkaran, persegi empat dan *oktagonal*. Pada proses pembuatannya tiang beton dapat dicor terlebih dahulu, cor di tempat atau dari konstruksi gabungan. (Suryolelono, 1994)

d. Tiang Komposit

Tiang komposit adalah tiang yang bagian atas dan bawahnya terdiri dari dua bahan yang berbeda yang bekerja bersama-sama sehingga merupakan

satu tiang. Sebagai contoh, tiang pancang yang terbuat dari baja dan beton atau kayu dan beton.

Tiang komposit baja beton terdiri dari baja pada bagian bawah dan beton "*cast in place*" pada bagian atasnya. Tipe tiang komposit adalah salah satu jenis yang biasa digunakan bila panjang tiang yang dibutuhkan untuk mencapai daya dukung yang kapasitasnya melebihi tiang pancang beton "*cast in place*".

Tiang komposit kayu beton biasanya terdiri dari tiang pancang kayu untuk bagian yang berada di bawah permukaan air tanah sedang bagian atas adalah beton. Dalam beberapa kasus terjadi kesulitan penyambungan yang baik antara dua material yang berbeda, sehingga tiang komposit tidak dipergunakan secara luas. (Das, 1990)

3. Cara Pembuatan Tiang. Berdasarkan cara pembuatan tiang diperoleh berbagai jenis tiang yang digunakan. Dua metode dalam pembuatan tiang yang memberikan perbedaan dalam cara pelaksanaan pemancangan tiang, yaitu *precast pile* (tiang dibuat di tempat lain) dan tiang *cast in place* (tiang dibuat di tempat). Penjelasan kedua metode tersebut akan diterangkan sebagai berikut ini.

a. Precast pile

Jenis tiang *precast* dibuat di tempat lain atau dibuat di pabrik (*prefabricated pile*), hanya saja panjang tiang terbatas sesuai dengan alat transportasi yang ada, sehingga untuk kedalaman yang cukup besar biasanya diperlukan sambungan.

Jenis tiang beton *precast* baru dipancang setelah unur ± 28 hari dari waktu pembuatan (untuk beton konvensional), sedangkan untuk beton yang menggunakan bahan tambah (*additive*) waktu dapat dipersingkat.

b. Cast in place pile

Pada prinsipnya adalah membuat lubang di dalam tanah dan mengisinya dengan beton. Ada beberapa jenis tiang yang dibuat dengan metode *cast in place*, antara lain adalah sebagai berikut ini.

1) Tiang beton tanpa *casing*

- Jenis tanah pondasi tidak mudah runtuh. Dilakukan dengan cara membuat lubang ke dalam tanah dan tanah dikeluarkan dari lubang tersebut, kemudian tulangan dimasukkan dan selanjutnya dilakukan pengecoran.
- Jenis tanah dasar mudah runtuh. Digunakan pipa baja yang terbuka ujungnya dan dipancang ke dalam tanah. Tanah dalam pipa dikeluarkan dan selanjutnya tulangan dimasukkan, kemudian dicor. Bersamaan dengan pelaksanaan pengecoran beton, pipa baja dicabut.

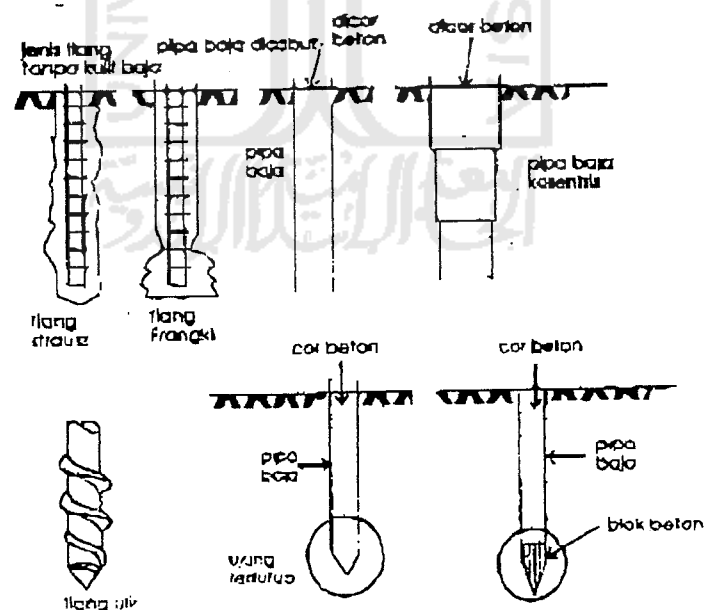
2) Tiang beton dengan *casing*

Jenis tiang tersebut tidak tergantung pada jenis tanah pondasi. Pipa baja yang bekerja sebagai tiang atau bekerja sebagai tulangan luar nantinya masuk ke dalam tanah, berbagai metode pelaksanaan jenis tiang tersebut antara lain :

- Pipa baja dengan ujung terbuka dipancang ke dalam tanah. Tanah di dalam pipa dikeluarkan dengan alat bor, dikeruk atau semprotan air dan udara, baru setelah itu dilakukan pengecoran.
- Pipa baja dengan ujung tertutup dipancang ke dalam tanah.
- Bentuk tutup dapat berupa kerucut yang menjadi satu dengan pipa baja atau blok beton yang bekerja sebagai tutup pipa baja di ujungnya. Setelah mencapai kedalaman yang diinginkan baru dilakukan pengecoran.

3) Tiang ulir

Jenis tiang tersebut sebenarnya sebagai tiang baja, hanya saja dibagian ujung diberi ulir untuk memudahkan di dalam pelaksanaan pemancangan.



Gambar 3.5 Berbagai Jenis Tiang Pancang Berdasar Cara Pembuatan Tiang Di Tempat (*Cast In Place*)

3.3 Tiang Bor

Penggunaan istilah *pier*, *drilled shaft* maupun *drilled pier* sering digunakan dalam teknik pondasi. Masing-masing istilah tersebut menunjukkan pada suatu elemen pondasi yang sama, yaitu suatu tiang *cast in place* yang umumnya mempunyai diameter ± 750 mm ($\approx 2,5$ ft) atau lebih, baik dengan penulangan ataupun tanpa tulangan, baik dengan pembesaran ujung ataupun tanpa pembesaran ujung. (Das, 1990)

Istilah tiang bor digunakan apabila sebuah lubang dibuat dengan cara membor tanah kemudian mengisinya dengan beton. Berdasarkan jenis tanahnya, *casing* akan digunakan untuk menanggulangi atau menahan dinding lobang dari keruntuhan selama masa konstruksi. Diameter tiang bor umumnya cukup besar untuk dimasuki orang untuk kepentingan pemeriksaan/inspeksi. (Das, 1990)

3.3.1 Macam Tiang Bor

Tiang bor dapat diklasifikasikan berdasarkan desainnya dalam meneruskan beban ke lapisan bawahnya (Das, 1990). Macam tiang bor berdasarkan hal tersebut adalah :

1. Tiang Bor Lurus

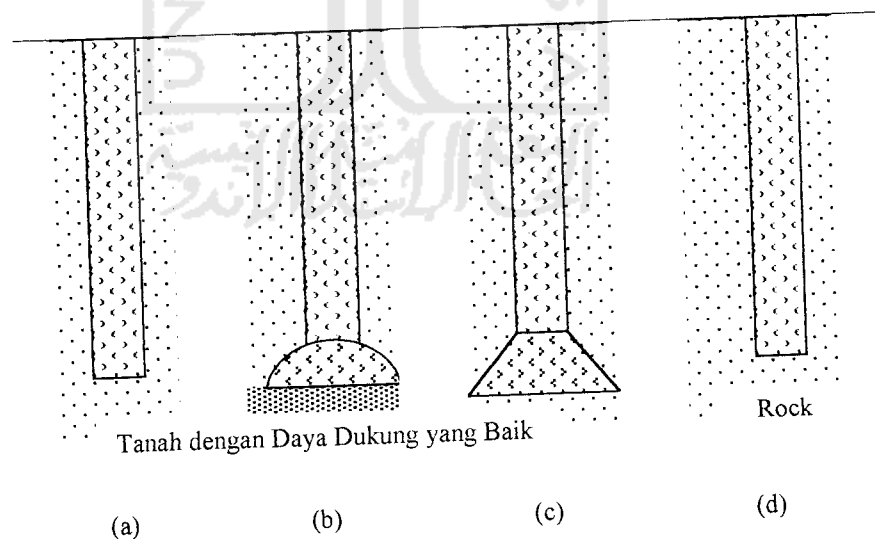
Tiang tersebut menerus melewati tanah jelek dengan ujungnya terletak pada tanah baik ataupun cadas (*rock*). Kulit tiang tersebut dibuat dengan *casing* dari pipa baja apabila diperlukan. Tahanan terhadap beban yang bekerja terdiri dari tahanan ujung serta gesekan antara permukaan kulit tiang dengan tanah. (Gambar 3.6.a)

2. Tiang Bor dengan Pembesaran Ujung (*Belled/Underreamed Pile*)

Tiang tersebut terdiri dari badan tiang (*shaft*) dengan ujung yang membesar. Ujung tiang yang membesar tersebut terletak pada tanah dengan daya dukung yang baik. Ujung tiang dapat berupa kubah (*dome*) ataupun bersudut (*angle*). Besar sudut tiangnya antara $30-45^\circ$ dengan arah vertikal, berdasarkan spesifikasi yang ada di lapangan. Di wilayah Amerika Serikat, perhitungan kapasitasnya dengan anggapan seluruh beban didukung oleh ujungnya, sedangkan di wilayah Eropa memperhitungkan gesekan kulit dan tahanan ujungnya. (Gambar 3.6.b)

3. Tiang Lurus dengan Ujung Menembus Lapisan Cadas (*Rock*)

Tiang tersebut perhitungan kapasitasnya dengan anggapan seluruh beban didukung oleh gesekan kulit dan tahanan ujungnya, dengan hitungan khusus. (Gambar 3.6.c)



Gambar 3.6 Macam Tiang Bor Berdasarkan Desain Bentuknya dalam Transfer Beban

3.3.2 Keuntungan dan Kekurangan Tiang Bor

Penggunaan tiang bor mempunyai beberapa keuntungan (Das, 1990), yang antara lain :

1. Tiang bor dapat dipakai secara individu/tunggal untuk menggantikan tiang pancang kelompok dan *pile cap*nya,
2. Suatu pekerjaan pondasi pada lapisan tanah pasir yang padat (*dense sand*), akan lebih mudah membuat tiang bor daripada pondasi dengan tiang pancang,
3. Pada saat tiang pancang dipancang dengan *hammer*, getaran tanah dapat merusakkan struktur di dekatnya, sedangkan pada tiang bor tidak akan timbul bahaya tersebut,
4. Disebabkan karena ujung tiang bor yang dapat diperbesar, tiang bor akan menghasilkan tahanan yang cukup besar pada beban *uplift*,
5. Tiang yang dipancang pada tanah lempung dapat menimbulkan pengangkatan tanah (*ground heaving*) serta dapat mengakibatkan pergerakan kesamping (*lateral*) dari tiang sekitarnya yang telah dipancang sebelumnya. Kondisi tersebut tidak terjadi pada pembuatan tiang bor,
6. Pada pelaksanaan pembuatan tiang bor, tidak ada polusi suara dari *hammer* seperti pada tiang pancang,
7. Permukaan tanah pada dasar lobang sebagai ujung dari tiang bor dapat dikontrol/dilihat secara *visual*,
8. Tiang bor mempunyai tahanan yang cukup besar terhadap beban lateral.

Tiang bor juga memiliki beberapa kekurangan (Das,1990), antara lain :

1. Pekerjaan pembetonannya memerlukan pengawasan yang ketat,
2. Pekerjaan pembuatan tiang bor biasanya ditunda apabila saat cuaca buruk,
3. Pengangkatan tanah pada pembuatan lubang bornya dapat mengakibatkan longgarnya tanah (*lose*) yang bisa membahayakan struktur di dekatnya.

3.4 Daya Dukung Tiang Pancang

3.4.1 Perubahan Sifat Tanah pada Proses Konstruksi Tiang Pancang

Prinsip analisis daya dukung tiang, terutama pada metode statis, pada dasarnya sama dengan analisis daya dukung pada pondasi telapak atau dangkal. Akan tetapi analisis daya dukung pada tiang lebih sulit, yang disebabkan terjadinya perubahan sifat-sifat tanah (*soil properties*) akibat proses pemancangan tiang. Contoh/sampel tanah tak terganggu (*undisturbed*) yang diambil, tidak lagi mencerminkan keadaan serta perilakunya pada saat pasca-konstruksi. (Coduto,1994). Perubahan-perubahan yang terjadi tersebut, secara singkat adalah :

1. Perubahan pada Tanah Kohesif

- a. Distorsi (Perubahan),

Saat tiang dipancarkan, tanah di bawah ujung tiang bergerak menyingkir. Pergerakan tersebut menyebabkan distorsi (perubahan) dari sudut geser tanah dan tekanannya.

b. Peningkatan tekanan air pori,

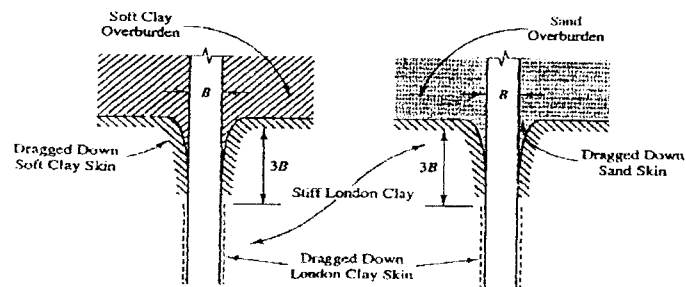
Pada saat tiang dipancangkan pada tanah lempung jenuh, akan terjadi tekanan (kompresi) yang akan meningkatkan tekanan air pori. Tekanan air pori tersebut dapat mencapai 1,5 sampai 2 kali dari tekanan tanah efektif dari kondisi semula pada tanah di sekitar tiang, sedangkan pada ujung tiang dapat mencapai 3 hingga 4 kali lipat lebih besar. Hal tersebut dapat mengurangi kekuatan geser tanah (*shear strength*) sehingga tiang menjadi mudah dipancangkan karena berkurangnya daya dukung. Hal tersebut hanya terjadi sementara (*temporarily*).

c. Hilangnya kontak antara tiang dan tanah,

Tiang bergoyang-goyang pada saat dipancangkan, hal tersebut akan menimbulkan celah antara tiang dengan tanah. Pada tanah lempung lunak, akan terjadi penutupan kembali celah tersebut, akan tetapi pada lempung kaku (*stiff clay*) hal tersebut tidak terjadi. Tomlinson (1987) menyatakan bahwa celah tersebut menerus hingga kedalaman 8 sampai 16 kali diameter di bawah permukaan tanah, sehingga gesekan kulit (*skin friction*) pada daerah tersebut tidak bisa diandalkan (*unreliable*).

d. Timbulnya efek penyeretan (*dragdown*) tanah

Hal tersebut terjadi pada tanah lempung berlapis. Pada saat dipancangkan, tanah lapisan bagian atas dapat terseret dan masuk ke lapisan bawahnya, kurang lebih sampai kedalaman 3 kali diameter tiang. Hal tersebut akan mengurangi besarnya adhesi tiang khususnya apabila lapisan bagian atasnya adalah lebih lunak dari lapisan bawah.



Gambar 3.7 Efek Penyeretan (*Dragdown*) pada tanah Kohesif

(sumber : Coduto, 1994)

2. Perubahan pada Tanah Non-koheisif

Tekanan pada tanah akibat pemancangan tiang mengakibatkan peningkatan tekanan air pori pada pasir lepas yang jenuh, sehingga akan mengurangi kuat geser tanah yang mengakibatkan tiang mudah untuk dipancangkan. Hal tersebut akan terjadi secara singkat, sehingga daya dukung tiang akan sepenuhnya terbentuk dalam waktu yang lebih singkat dibandingkan pada tanah lempung. Proses pemancangan tiang pada tanah pasir, terjadi juga perubahan yang permanen dari sifat tanah yaitu kepadatan (*density*) tanah..

3.4.2 Daya Dukung Ultimit dan Ijin

Daya dukung tiang adalah jumlah dari dukungan pada ujung (*point bearing*) dengan tahanan gesek total (*skin friction*) antara selimut tiang dengan tanah. (Das, 1990).

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.1)$$

Q_u = Daya dukung ultimit tiang

Q_p = Tahanan ujung tiang (*point bearing*)

Q_s = Tahanan gesek selimut tiang (*skin friction*)

$Q_{ultimit}$ setelah dibagi dengan angka keamanan (SF) maka akan didapat nilai beban yang diijinkan ($Q_{allowable}$).

$$Q_{all} = Q_{ult} / (SF) \quad (3.2)$$

Angka aman tergantung dari beberapa faktor, nilai yang dipilih diambil dari tabel berikut :

Tabel 3.1 Faktor Keamanan Tipikal Pada Desain Pondasi Dalam Untuk Beban Ke bawah

Klasifikasi Struktur	Kegagalan yang bisa diterima	Faktor Keamanan Untuk Desain (SF)			
		Pengawasan Baik	Pengawasan Normal	Pengawasan Buruk	Pengawasan Sangat Buruk
Monumental	10^{-5}	2,3	3,0	3,5	4,0
Permanen	10^{-4}	2,0	2,5	2,8	3,4
Sementara	10^{-2}	1,4	2,0	2,3	2,8

Dikembangkan oleh Reese dan O'Neill, 1989

Sumber : *Foundation Design*, Donald P. Coduto, 1994

Dalam praktik disarankan untuk menggunakan nilai angka aman yang lebih besar pada saat analisis beban *uplift*, karena kegagalannya berlangsung seketika dan merupakan bencana besar. Kebanyakan perencana menggunakan nilainya dengan dikalikan 1,5 sampai 2. (Coduto, 1994).

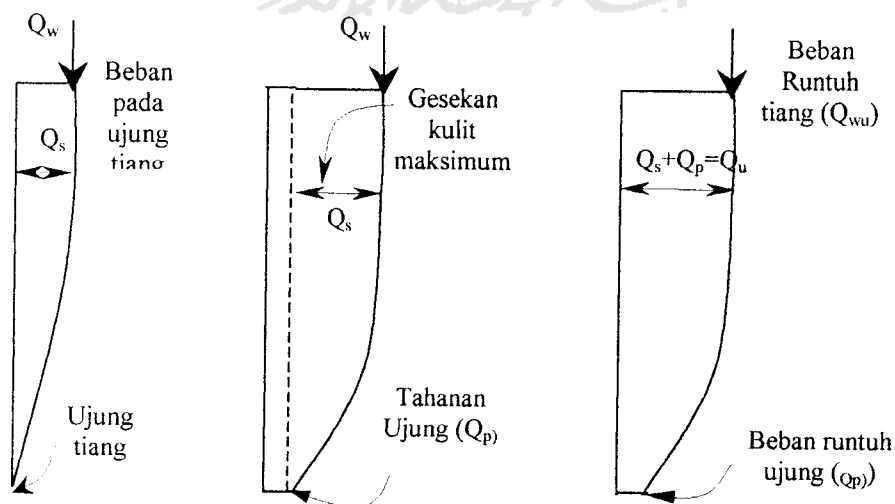
Mekanisme transfer beban dari tiang ke tanah sangat kompleks, akan tetapi secara umum adalah sebagai berikut ini.

1. Apabila ada beban luar aksial tekan (Q_w) pada permukaan tanah yang berangsur-angsur meningkat mulai dari nol ($Q_w=0$), akan timbul juga tahanan berupa gesekan permukaan sepanjang tiang (Q_s),
2. Apabila beban luar (Q_w) meningkat terus, tahanan berupa gesekan permukaan sepanjang tiang (Q_s) akan termobilisasi penuh atau

mencapai maksimum apabila telah terjadi *displacement* sebesar 5-10 mm.

3. Apabila masih terjadi peningkatan beban, timbul tahanan berupa tahanan ujung (Q_p). Tahanan ujung tersebut termobilisasi penuh jika telah terjadi *displacement* sebesar 10-25 % lebar atau diameter tiang. (Das, 1990).

Pada teorinya, menurut Coduto (1994), bahwa kegagalan pondasi membutuhkan mobilisasi penuh dari gesekan kulit dan tahanan ujungnya. Namun hubungan beban-perpindahan (*load-displacement relationship*) antara keduanya berbeda antara yang satu dengan yang lain. Tahanan dari gesekan kulit secara penuh telah terbentuk apabila terjadi *displacement* sebesar 0,2-0,4 inchi. *Displacement* selanjutnya diperlukan untuk memobilisasikan tahanan ujung hingga penuh. Kebanyakan pondasi dalam mendukung beban luarnya dengan gesekan kulit, sedangkan tahanan ujung sebagai cadangan yang menambah angka aman.



Gambar 3.8 Mekanisme Transfer Beban Tiang ke Tanah

3.4.3 Daya Dukung Tiang Tahanan Ujung (Q_p)

1. Tahanan ujung tiang (Q_p) pada tanah pasir

Tahanan ujung tiang pada tanah pasir dapat dihitung dengan rumus berikut

(Das, 1990):

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p (c \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*) \quad (3.3)$$

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

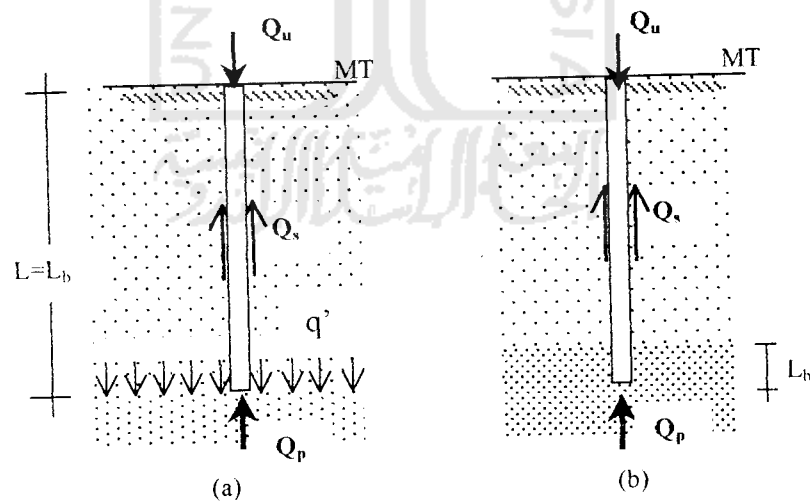
q_p = Unit tahanan ujung (kN/m^2)

N_c^* , N_q^* = Faktor daya dukung pada pondasi dalam

q' = Tegangan efektif vertikal pada kedalaman ujung tiang
(kN/m^2)

Pada tanah pasir $c = 0$ maka persamaan (3.3) menjadi :

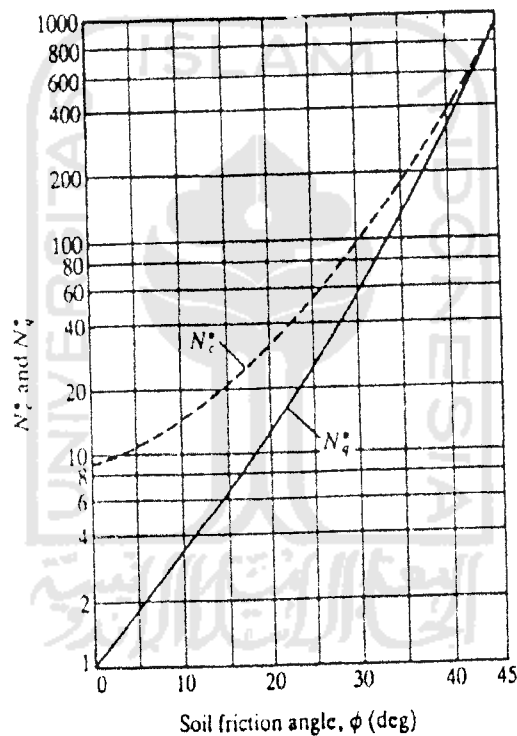
$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q^* \quad (3.4)$$



Gambar 3.9 Mekanisme Transfer Beban Pada *Point Bearing*

Pada tanah homogen, L_b adalah penetrasi aktual dan sama dengan panjang tiang (gambar 3.9.a)

Ada beberapa metode untuk penentuan dari unit tahanan ujung (q_p) berdasarkan faktor daya dukungnya (N_c^* dan N_q^*), diantaranya metode Meyerhof, metode Vesic, metode Janbu. Salah satu yang akan dipakai adalah: Metode Meyerhof karena metode tersebut dianggap cukup sederhana dan banyak dipakai. Penentuan nilai faktor daya dukung tanah (N_c^* dan N_q^*) pada metode Meyerhof didapat dari gambar berikut :

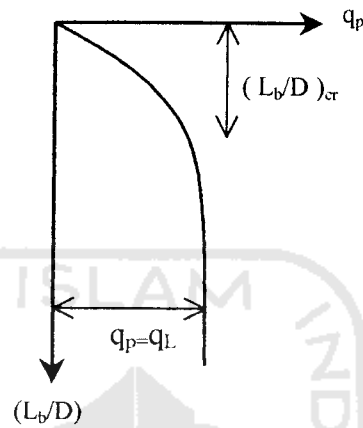


Gambar 3.10 Grafik Variasi Nilai (N_c^* dan N_q^*) Terhadap Nilai ϕ (After Meyerhof,1976)
(sumber : Braja.M.Das,1990)

- **Metode Meyerhof**

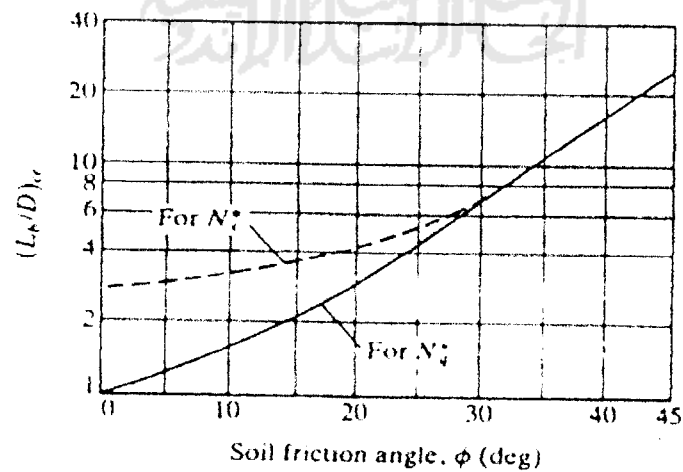
Unit tahanan ujung (q_p) tiang pada pasir secara umum meningkat sebanding dengan meningkatnya kedalaman penetrasinya (L_b).

Akan tetapi dianggap mencapai maksimum dan seterusnya apabila rasio penetrasi-diameternya (L_b/D) mencapai nilai kritis. $(L_b/D) = (L_b/D)_{cr}$.
(gambar 3.11)



Gambar 3.11 Variasi Unit Tahanan Ujung Pada Tanah Pasir Homogen

- $(L_b/D)_{cr}$ adalah rasio kedalaman penetrasi-diameter kritis
- Nilai $(L_b/D)_{cr}$ didapat dari grafik berdasarkan ϕ (gambar 3.12)



Gambar 3.12 Grafik Hubungan $(L_b/D)_{cr}$ dengan ϕ

(sumber Braja.M.Das,1990)

- Apabila (L_b/D) kurang dari $(L_b/D)_{cr}$, digunakan q_p , dan apabila (L_b/D) lebih dari $(L_b/D)_{cr}$ maka q_p mencapai nilai limit ($q_p = q_{li}$), dengan nilai q_{li} adalah sebagai berikut :

$$q_{li} = 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi \quad (3.5)$$

dengan :

q_{li} = unit tahanan ujung limit (kN/m^2)

N_q^* = faktor daya dukung tanah

ϕ = sudut geser tanah

2. Tahanan Ujung (Q_p) pada Lempung

Pada tanah lempung, nilai $\phi = 0$, maka dari gambar (3.10) didapat $N_c^* = 9$ dan $N_q^* = 0$. Persamaan (3.3) akan mempunyai nilai $q \cdot N_q^* \approx 0$, sehingga persamaan tersebut berubah menjadi :

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q \cdot N_q^*)$$

$$Q_p = A_p \cdot 9 \cdot c_u \quad (3.6)$$

3.4.4 Daya Dukung Tiang Gesekan Kulit (Q_s)

1. Gesekan Tiang (Q_s) pada Pasir. Kapasitas daya dukung tiang gesekan kulit (Q_s) dirumuskan sebagai berikut (Das, 1990) :

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta L \cdot f \quad (3.7)$$

dengan P = *Perimeter* (keliling tiang)

ΔL = unit panjang tiang

f = unit tahanan friksi

Pada tanah pasir, unit tahanan friksi (f) dihitung dengan

$$f = K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \quad (3.8)$$

dengan : K = Koefisien tekanan tanah

$$= (0,75 \sim 2) \cdot K_o \quad ; \quad K_o = 1 - \sin \phi \quad (3.9)$$

Penentuan nilai (K/K_o) yang tepat sangat diperlukan dalam perhitungan.

Penentuan tersebut dapat dilihat melalui tabel (3.3).

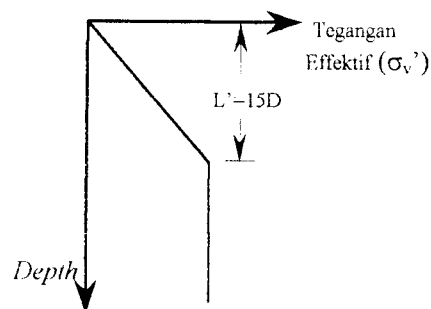
- σ_v' = Tegangan efektif vertikal pada kedalaman yang ditinjau dan dicari dengan rumus berikut :

$$\sigma_v' = \sum \gamma h \quad (3.10)$$

dengan: γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

h = Kedalaman lapisan tanah (m)

Nilai σ_v' yang dipakai dalam persamaan (3.8) dan (3.10), pada dasarnya adalah semakin membesar seiring dengan naiknya kedalaman tiang, tetapi pada kenyataannya di lapangan dianggap mencapai nilai batas maksimum pada kedalaman 15 sampai 20 kali dari diameter tiang, kemudian nilai σ_v' -nya menjadi konstan. Kedalaman tegangan maksimum (L') tersebut secara umum dipakai $= 15D$. (Das,1990)



Gambar 3.13 Pengambilan Nilai σ_v' pada Tanah Pasir dengan Memperhatikan Kedalaman Tegangan Maksimum (L')

- δ = Sudut gesek antara tiang dengan tanah .

Nilai δ bervariasi antara $(0,5-0,9)\phi$, dengan ϕ = sudut gesek tanah

Penentuan nilai (K/K_0) yang tepat sangat diperlukan dalam perhitungan.

Penentuan tersebut dapat dilihat melalui tabel (3.3)

2. Tahanan Gesek (Qs) pada Lempung. Tahanan gesek (Qs) pada tanah lempung dihitung dengan rumus berikut:

(Das,1990)

$$Q_s = \sum p. \Delta L. f \quad (3.11)$$

dengan P = *Perimeter* (keliling tiang)

ΔL = unit panjang tiang

f = unit tahanan friksi

Banyak metoda diperkenalkan untuk mencari tahanan friksi pada lempung yaitu antara lain metode α , metode β , metode λ dan sebagainya. Metode yang akan dipakai adalah metode α , yaitu sebagai berikut :

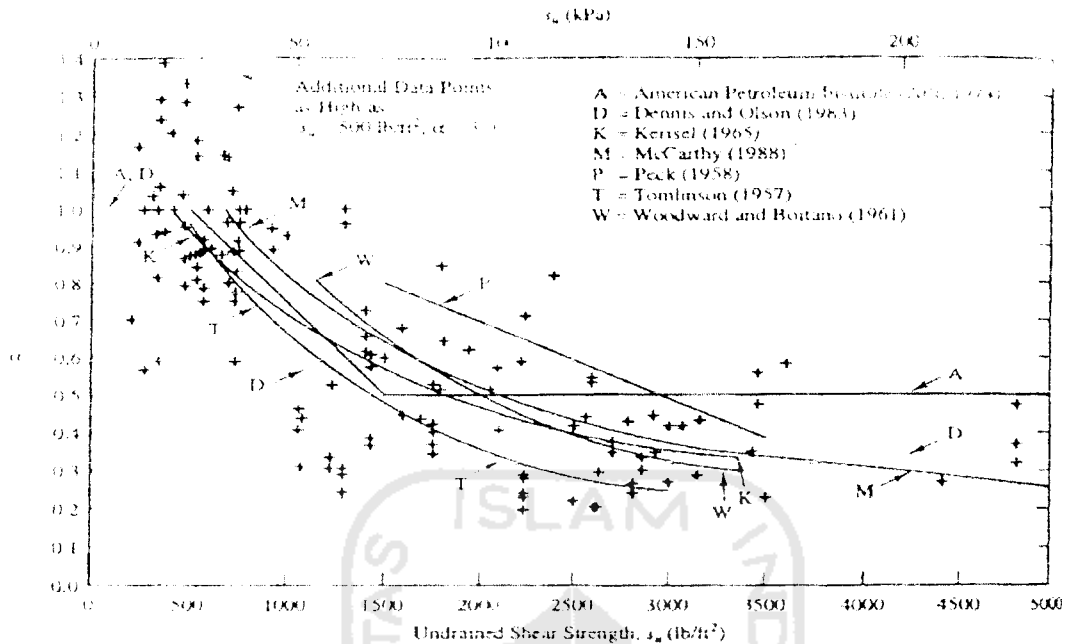
$$f = \alpha \cdot c_u = \alpha \cdot S_u \quad (3.12)$$

dengan f = unit friksi

α = *adhesion factor* .

S_u = *Shear strength* , dipakai = c_u = *undrained cohesion*

Terdapat bermacam-macam cara dalam menentukan nilai α , yang diperoleh dari grafik berdasarkan nilai S_u , tetapi yang akan dipakai adalah berdasarkan API (1974)



Gambar 3.14 Nilai α berdasarkan Nilai S_u

(sumber: Coduto, 1994)

3.4.5 Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang

(Das, 1990)

1. Kelompok Tiang pada Pasir

- Pada spasi (s) $\geq 3.D$, kapasitas dukung kelompok tiang ($Q_{g(u)}$) adalah jumlah keseluruhan kapasitas tiang individual tiang ($\sum Q_U$).
- Pada spasi (s) $< 3.D$

$$Q_{g(u)} = E_g \cdot \sum Q_U \quad (3.13)$$

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

2. Kelompok Tiang pada Lempung

Ditentukan dari nilai terkecil antara :

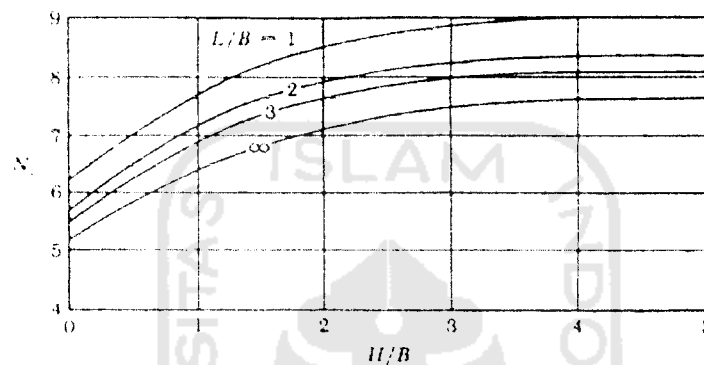
- $Q_{ui} = \sum \text{tiang} \cdot (Q_p + Q_s)$ (3.14)

- Kapasitas tiang kelompok berdasarkan blok/ *group* :

$$\sum Q_u = L_g \cdot B_g \cdot c_u \cdot N_c^* + 2(L_g \cdot B_g) \cdot \sum c_u \cdot \Delta L \quad (3.15)$$

L_g ; B_g = panjang ; lebar group tiang

N_c^* = Nilai didapat dari grafik berdasarkan nilai (L_g/B_g) (gambar 3.15).



Gambar 3.15 Variasi Nilai N_c^* Terhadap Nilai (L_g/B_g)

(Sumber: Braja M Das, 1990)

3.5 Daya Dukung Tiang Bor

3.5.1 Daya Dukung pada Tanah Pasir

Metode penentuan nilai kapasitas daya dukung tiang bor yang direkomendasikan oleh Braja M Das(1990) adalah sebagai berikut :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.16)$$

dengan Q_u = Daya dukung ultimit tiang

Q_p = Tahanan ujung tiang (*point bearing*)

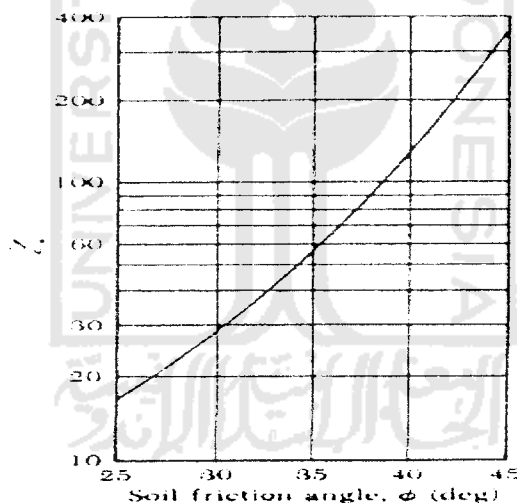
Q_s = Tahanan gesek selimut tiang (*skin friction*)

1. Tahanan Ujung Pada Pasir

$$Q_{p(net)} = A_p \cdot q' (N_q^* - 1) \quad (3.17)$$

$Q_{p(net)}$ = Tahanan ujung tiang *netto*

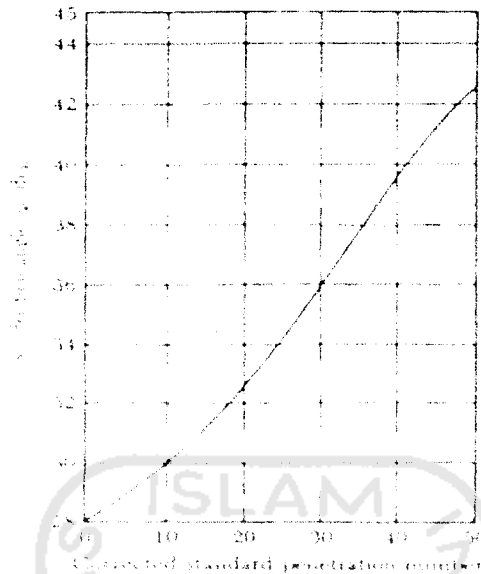
Penentuan nilai N_q^* tiang bor berbeda dengan tiang pancang, karena pada kondisi awal (*initial soil condition*) nilainya harus lebih kecil dibandingkan pada tiang pancang (Das,1990). Vesic (1967) telah membandingkan hasil yang diperolehnya dengan beberapa peneliti lain dalam hubungannya dengan penentuan N_q^* . Nilai N_q^* yang diberikan Vesic (1967) tersebut adalah yang terkecil dibandingkan dengan peneliti lain. Pengambilan N_q^* pada persamaan (3.17) menggunakan grafik korelasi berdasar nilai ϕ dari Vesic (1967).



Gambar 3.16 Faktor Daya Dukung (N_q^*) Menurut Vesic yang Dipakai pada Tiang Bor (Rekomendasi dari Das).

(sumber : Braja M.Das,1990)

Pada pemakaian nilai ϕ tanah, apabila nilai dari data laboratorium tidak bisa digunakan dalam menentukan N_q^* pada gambar (3.16), maka nilai ϕ -nya dapat diambil dari korelasi nilai SPT terkoreksi. Pengambilan nilai ϕ tersebut seperti pada gambar (3.17), kemudian nilainya direduksi antara 10-15%.



Gambar 3.17 Korelasi Nilai SPT Terkoreksi terhadap Nilai ϕ

(sumber : Braja M.Das,1990)

2. Tahanan Gesek Kulit Tiang Bor (Q_s) pada Tanah Pasir

Prinsip tahanan gesek kulit bor sama dengan prinsip perhitungan pada tiang pancang, tetapi dengan beberapa perbedaan pokok, antara lain :

- Proses pengeborannya menghasilkan permukaan tanah (pada lubang) yang kasar, sehingga rasio sudut gesekan tiang dengan sudut gesek tanah (δ/ϕ) akan lebih tinggi bila dibandingkan pada tiang pancang
- Proses konstruksi tiang bor dapat menghilangkan tegangan lateral tanah, sedangkan pada tiang pancang meningkatkan tegangan lateral.

(Donald P.Coduto,1994)

Hal-hal tersebut menjadi pertimbangan dalam menghitung kapasitas tiang baik bor maupun tiang pancang. Tabel (3.2) dan tabel (3.3) memberikan gambaran terhadap perbedaan prinsip tersebut pada perhitungan kapasitas tiang.

Tabel: 3.2 Nilai Sudut Gesek dari Macam-Macam Permukaan Tiang dengan Jenis Tanah

Tanah /Jenis Tiang	(δ/ϕ)
Pasir / Beton kasar (contoh : Beton <i>cast in place</i>)	1,0
Pasir / Beton halus (contoh : Beton <i>precast</i>)	0,8 ~ 1,0
Pasir / Baja kasar (contoh : <i>Corrugated steel</i>)	0,7 ~ 0,9
Pasir / Baja halus (contoh : Baja dilapisi aspal)	0,5 ~ 0,7
Pasir / Kayu	0,8 ~ 0,9

Disadur dari Kulhawy,1983

Sumber : Donald.P.Coduto,1994

Tabel: 3.3 Rasio Koefisien Tekanan Lateral Tanah Pasca-konstruksi dengan Sebelum Konstruksi

Tipe Pondasi dan Metode Konstruksi	(K/K_0)
<i>Jetted Pile</i> (Penyemprotan air)	0,5 ~ 0,67
Tiang Bor (<i>Drilled Shaft</i>)	0,67 ~ 1
Tiang pancang <i>Large Displacement</i>	1 ~ 2
Tiang Pancang <i>small displacement</i>	0,75 ~ 1,25

Disadur dari Kulhawy,1983

Sumber : Donald.P.Coduto,1994

Kapasitas gesekan kulit tiang bor adalah sebagai berikut :

$$Q_s = \int_0^L p \cdot f \cdot dz \quad (3.18)$$

dengan p = keliling tiang = $\pi \cdot D_s$

f = unit tahanan friksi

$$= K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \quad (3.19)$$

dengan

- σ_v = Tegangan vertikal efektif

tegangan efektif vertikal pada kedalaman yang ditinjau, dianggap konstan setelah kedalaman $15.D$ (Meyerhof) gambar (3.13)

- δ = Sudut gesek antara tiang dengan tanah

Nilai δ untuk tiang bor bervariasi antara $(0,7 \sim 1) \cdot \phi$, dengan ϕ = sudut gesek tanah. Penentuan nilainya dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel: 3.4 Rasio Koefisien Tekanan Lateral Tanah Pasca-konstruksi dengan Sebelum Konstruksi untuk Desain Tiang Bor

Metode Konstruksi	(δ/ϕ)
Lubang terbuka atau <i>casing</i> sementara	1,0
<i>Slurry method – minimal slurry cake</i>	1,0
<i>Slurry method – heavy slurry cake</i>	0,8
<i>Permanen casing</i>	0,7

Disadur dari Kulhawy, 1991.

Sumber : Donald.P.Coduto, 1994

- K = koefisien tekanan tanah

$$= (0,67 \sim 1) \cdot K_0 \text{ (Bored pile/Drilled shaft)} \quad (3.20)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (3.21)$$

Penentuan nilai (K/ K_0) yang tepat sangat diperlukan dalam perhitungan.

Penentuan nilai koefisien tekanan lateral tanah (K) tersebut selain dari tabel (3.3) juga dapat dari tabel berikut (3.5) yang mempertimbangkan metode konstruksi tiang bor :

Tabel:3.5 Rasio Koefisien Tekanan Lateral Tanah Pasca-konstruksi dengan Sebelum Konstruksi untuk Desain Tiang Bor

Metode Konstruksi	(K/K ₀)
Metode kering (<i>dry construction</i>) dengan gangguan minimum terhadap dinding lubang	1,0
Slurry construction – good workmanship	0,8 ~ 1,0
Slurry construction – poor workmanship	2/3
<i>Casing</i> di bawah muka air	5/6

Sumber : Donald.P.Coduto,1994

sehingga persamaan (3.18)tersebut menjadi :

$$Q_s = \pi \cdot D_s \cdot (1 - \sin \phi) \int_0^{L_1} \sigma_v' \cdot \tan \delta \cdot dz \quad (3.22)$$

sedangkan pada pasir dengan kepadatan sedang (Braja.M.Das,1990)

$$Q_{s(ult)} = \int_0^{L_1} 0,7 \cdot p \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi \cdot dz \quad (3.23)$$

$P = Perimeter$ (keliling tiang) = $\pi \cdot D_s$

$L_1 =$ unit panjang tiang

3.5.2 Daya Dukung Tiang Bor pada Tanah Lempung

1. Tahanan Ujung Tiang Bor (Q_p) pada Tanah Lempung

(Coduto,1994)

Tahanan ujung untuk tiang bor pada tanah lempung digunakan rumus:

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.24)$$

dengan : $q_p =$ unit tahanan ujung tiang

$$= N^* \cdot S_u \leq 80.000 \text{ lb / ft}^2 (= 3905,9 \text{ kN/m}^2) \quad (3.25)$$

$$N^* = 6 [1 + 0,2 (D/B_b)] \leq 9 \quad (3.26)$$

$$A_p = \text{Luas Penampang (ujung tiang)} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_b^2 \quad (3.27)$$

D_b = diameter dasar tiang

S_u = *Undrained shear strength* di dasar tiang ataupun rata-ratanya sampai $2 \cdot D_b$ dibawah tiang

untuk menjaga agar penurunan yang terjadi tetap dalam kategori penurunan yang diijinkan (=maksimum 2,54 cm), q_p diubah menjadi q'_p

$$q'_p = F_r \cdot q_p \quad (3.28)$$

$$F_r = \frac{25}{120 \psi_1 D_b / D_r + \psi_2} \leq 1.0 \quad (3.29)$$

$$\psi_1 = 0,0071 + 0,0021 (D / B_b) \leq 0,015 \quad (3.30)$$

$$\psi_2 = 1,59 \cdot (S_u / \sigma_r)^{1/2} \quad 0,5 \leq \psi_2 \leq 1,5 \quad (3.31)$$

$$D_r = \text{Reference width} = 1,0 \text{ ft} = 12 \text{ inch} = 0,30 \text{ m} = 300 \text{ mm}$$

$$\sigma_r = \text{Reference stress} = 2000 \text{ lb / ft}^2 = 100 \text{ kPa} = 9,77 \text{ t/m}^2 = 97,7 \text{ kN/m}^2$$

2. Tahanan Gesek Tiang Bor (Q_s) pada Tanah Lempung

(Das, 1990)

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta L \quad (3.32)$$

Nilai α^* belum tersedia secara lengkap, akan tetapi dari hasil tes di lapangan menunjukkan α^* bervariasi antara 0,35-0,6. Secara kasar, α^* dapat dipakai sebesar 0,4 (Das,1990)

$$\alpha^* = 0,4 \quad (3.33)$$

Pada perhitungan gesekan tiang bor Prakash & Sharma (1989) menyarankan untuk mengabaikan gesekan kulitnya dari muka tanah hingga kedalaman 1,5 meter dikarenakan adanya ketergangguhan tanah baik akibat cuaca, maupun akibat mesin saat pengeboran. O'Neill merekomendasikan untuk mengabaikan gesekan kulit tiang bor dengan pembesaran ujung pada tanah lempung setinggi ujungnya ditambah 1 kali diameter badan tiang dari dasar ujung ($hb + D_s$) (Coduto,1994)

3.5.3 Desain Awal (*Preliminary Design*) Tiang Bor

Jumlah/kebutuhan tulangan vertikal minimum adalah menjadi tujuan dalam desain tiang bor yang tanpa *casing* tetap. Kriteria tulangan vertikal minimum apabila luas tulangan kurang lebih 1 % dari luas tampang badan (*shaft*) tiang bor. Kebanyakan peraturan bangunan (*building codes*) menyarankan agar dalam desain menggunakan nilai kuat desain betonnya (f_c), yang nilainya sama dengan $0,25 \cdot f_c'$. (Das,1990).

$$f_c = 0,25 \cdot f_c' = \frac{Q_w}{A_{gs}} = \frac{Q_w}{\frac{\pi}{4} D_s^2} \quad (3.34)$$

1. Desain Diameter Badan (D_s) :

dengan D_s = Diameter badan (*shaft*) tiang

f_c' = kuat tekan beton 28 hari

$$D_s = \sqrt{\frac{Q_w}{\left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot 0,25 \cdot f'_c}} = 2,257 \sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}} \quad (3.35)$$

Q_w = Beban kerja aksial tiang

A_{gs} = Luas tampang tiang kotor

Desain campuran beton untuk tiang bor pada dasarnya tidak banyak berbeda dengan elemen lain. Pada tiang bor yang memakai tulangan memanjang dan sengkang, perlu dipertimbangkan mengenai kelancaran pengaliran beton ke dalamnya. Nilai *slump* yang dipakai dibatasi, kira-kira 150 mm. Ukuran maksimum agregat kurang lebih 20 mm. (Das,1990).

2. Penentuan diameter ujung (D_b)

Penentuan tahanan ujung (Q_p) adalah dengan menggunakan beban kerja (Q_w) serta menggunakan angka aman (FS). (Das,1990) :

$$\begin{aligned} Q_{ult(net)} &= Q_{all} \text{ (mobilisasi penuh)} \\ &= (Q_{p(net)} + Q_s) / FS = Q_{p(net-all)} + Q_{s(all)} \\ Q_{p(all)} &= Q_{ult(net)} - Q_{s(all)} \end{aligned} \quad (3.36)$$

Dalam perhitungan yang akan dilakukan adalah dengan memakai :

$$Q_{ult(net)} = Q_w \quad (3.37)$$

dengan Q_w = Beban kerja

Penentuan diameter ujung (D_b) adalah dengan Persamaan (3.17) ataupun (3.24) serta $Q_{p(all)}$ hasil hitungan sebelumnya, yang akan diketahui luas dasar tiang yang diperlukan :

$$A_p = Q_{p(all)} / q_p \quad (3.38)$$

Apabila akan dipakai dimensi tiang berbentuk lingkaran, maka didapat:

$$D_b = \sqrt{\frac{A_p}{\pi/4}} \quad (3.39)$$

dengan

$Q_{p(\text{net})}$ = Tahanan ujung tiang *netto* (*point bearing*) (kN),

A_p = Luas penampang ujung (*point*) tiang (m^2),

D_b = Diameter ujung/dasar tiang (*base*) (m),

q_p = Unit tahanan ujung dalam (kN/m^2)

3.6 Kapasitas Tarik Tiang (*Pull Out Resistance*)

3.6.1 Kapasitas Tarik Tiang Pancang Tunggal

(Prakash & Sharma, 1989)

$$P_u = Q_{sp} + W_p \quad (3.40)$$

Dengan : P_u = Kapasitas tarik (*pullout capacity*)

Q_{sp} = Gesekan permukaan ultimit pada tarik

W_p = Berat tiang

Menurut Coduto(1994), perhitungan kapasitas tarik hampir sama dengan perhitungan kapasitas dukungnya. Perbedaannya adalah pada tahanan tarik tidak memperhitungkan *end bearing* tetapi memperhitungkan berat pondasi.

$$P_{au} = 0,9W_f + \frac{R \sum f_s A_s}{F} \quad (3.41)$$

P_{au} = Beban tarik ijin netto

R = Faktor reduksi

W_f = Berat tiang

F = Angka aman. Angka aman tersebut diambil dari tabel

(3.1) dan nilainya dikalikan 1,5 untuk perhitungan kapasitas tarik.

1. Pada Tanah Pasir (*sand*)

(Prakash & Sharma, 1989)

Kapasitas tarik tiang tunggal :

$$P_{all} = \frac{1}{FS} \left[\frac{2}{3} \cdot p \cdot K_s \cdot \tan \delta \cdot \sum_{L=0}^{L=L} \sigma'_{vt} \cdot \Delta L \right] + W_p \quad (3.42)$$

dengan: K_s = koefisien tekanan tanah, diperoleh dari tabel (3.6)

ataupun pertimbangan lain untuk penentuan yang lebih tepat.

Tabel 3.6 Nilai K_s untuk Berbagai Tipe Tiang pada Tanah Pasir

Tipe Tiang	K_s
<i>Bored</i>	0,5
<i>Driven</i>	0,5~1,0
<i>Driven Displacemen Pile</i>	1,0~2,0

p = *perimeter* / keliling tiang tunggal

δ = $\pm 2/3 \cdot \phi$ = friksi tanah-tiang . Pemilihan nilai δ dan K digunakan juga tabel (3.2) dan (3.3).

ϕ = sudut gesek *internal* tanah

σ'_v = tegangan vertikal efektif sepanjang tiang dengan memperhatikan kedalaman tegangan maksimum ($L'=15.D$ untuk tiang tarik)

ΔL = elemen panjang tiang

2. Pada Tanah Lempung (clay)

(Prakash & Sharma,1989)

Kapasitas tarik tiang tunggal untuk tanah lempung pada dasarnya sama dengan daya dukungnya, akan tetapi dalam perhitungan kapasitas tarik terdapat koreksi panjang kontak atau disebut juga panjang efektif (L_c). Beban ijin tarik tiang tunggal pada tanah lempung adalah :

$$P_{all} = \frac{1}{FS} \left[p \sum_{L=0}^{L=L_p} c_a \cdot \Delta L \right] + w_p \quad (3.43)$$

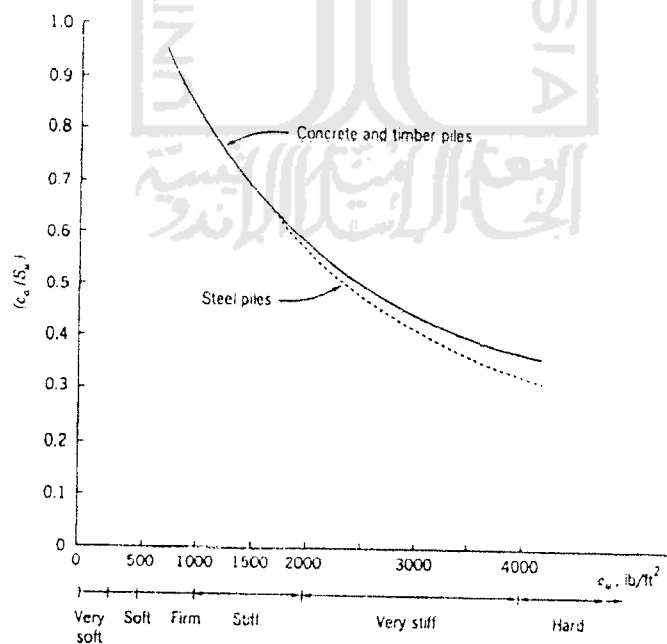
dengan

L = Panjang tiang

p = Perimeter / keliling tiang tunggal

c_a = Adhesi tiang-tanah, diperoleh dari grafik (gambar 3.18)

w_p = Berat Tiang



Gambar 3.18 Nilai C_a pada Tiang Pancang

Sumber :Prakash & Sharma,1989



Koreksi panjang kontak pada tiang pancang adalah sebesar 1,5 m dari permukaan tanah. Panjang kontak terkoreksi (L_c) adalah perhitungan panjang tiang dengan memperhatikan zona pengaruh perubahan cuaca (*the zone of seasonal variation*) ataupun zona lemah lain yang diperkirakan tidak memberikan kontribusi terhadap tahanan gesek (Q_s). Zona perubahan cuaca tergantung dari kondisi setempat. Asumsi yang biasa digunakan adalah hingga kedalaman 1,5 m dari muka tanah, sehingga $L_c =$ kedalaman tiang dari permukaan dikurangi 1,5 m $= L - 1,5$ m. (Prakash & Sharma, 1989)

Das, 1990, memberikan rumus kapasitas tarik netto tiang pancang tunggal pada lempung adalah :

$$P_u = L \cdot p \cdot \alpha' \cdot C_u \quad (3.44)$$

Dengan

L = Panjang tiang ;

p = Perimeter / keliling tiang tunggal

α' = koefisien adhesi untuk tarik

$$= 0,715 - 0,0191 \cdot c_u \rightarrow (\text{untuk } c_u \leq 27 \text{ kN/m}^2)$$

$$= 0,2 \rightarrow (\text{untuk } c_u > 27 \text{ kN/m}^2)$$

c_u = Cohesion Undrained tanah lempung

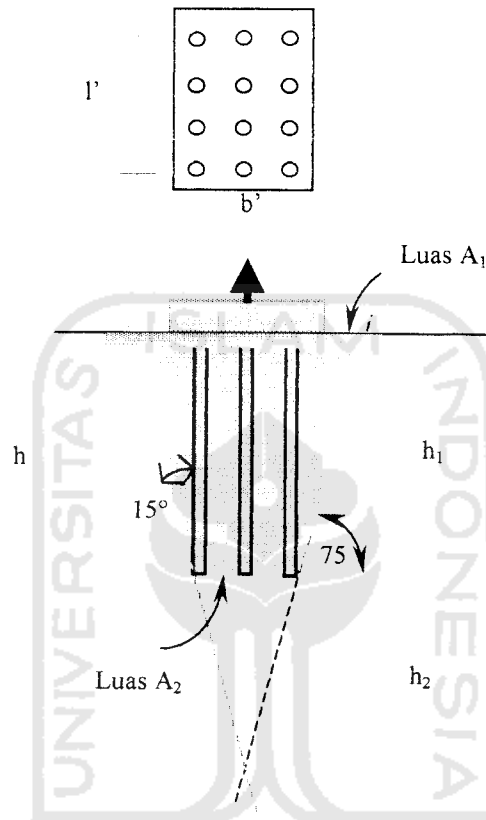
3.6.2. Kapasitas Tarik Tiang Pancang Kelompok

1. Pada Tanah Pasir (*sand*)

untuk perhitungan kapasitas tarik tiang kelompok, digunakan nilai terkecil dari persamaan berikut :

$$\bullet (P_g)_{all} = n \cdot P_{all} ; \text{ dengan } n \text{ adalah jumlah tiang.} \quad (3.45)$$

- Dengan menghitung berat efektif tanah suatu trapesium dari dasar kelompok tiang ditarik garis miring 75° dari arah horisontal



Gambar 3.19 Gambar Prisma Tahanan Tarik

Berat tanah di dalam prisma sebagai penahan tarik . berat efektif dari tanah di dalam prisma adalah :

$$W_s = (1/3 \cdot A_1 \cdot h - 1/3 \cdot A_2 \cdot h_2) \cdot \gamma' \quad (3.46)$$

$$A_1 = (b' + 2 \cdot 30 \tan 15^\circ)^2 \quad (3.47)$$

$$A_2 = (b' \cdot l') \quad (3.48)$$

$$h_2 = 1/2 \cdot b' \cdot \tan 75^\circ \quad (3.49)$$

$$h = h_1 + h_2 \quad (3.50)$$

$$P_{gu} = W_s / SF + \text{Berat Pile total} \quad (3.51)$$

2. Pada Tanah Lempung (Clay)

Perhitungan kapasitas tarik tiang kelompok, digunakan nilai terkecil dari

$$(P_g)_{all} = \frac{1}{FS} [2(\bar{b} + \bar{l})L_e \cdot c_u] + W \quad (3.53)$$

persamaan berikut :

- $(P_g)_{all} = n \cdot P_{all}$; dengan n adalah jumlah tiang. (3.52)
- Tahanan tarik dari blok tanah di dalam kelompok tiang

$$W_s = (b_g \times l_g) L_e \cdot \gamma' \quad (3.53)$$

dengan:

W_s = Berat tanah

L_e = Kedalaman dengan memperhatikan pengaruh cuaca = 1,5 m

γ' = berat unit tanah efektif

$b_g ; l_g$ = lebar kelompok tiang.

3.6.3 Kapasitas Tarik Tiang Bor Tunggal

1. Pada Tanah Pasir

Kapasitas tarik tiang *netto* adalah :

$$P_{au \text{ netto}} = P_{au \text{ gross}} - W_f \quad (3.55)$$

W_f = Berat Pondasi

Banyak metode yang digunakan untuk menghitung kapasitas tarik tiang bor pada tanah pasir terutama pada tiang bor dengan pembesaran ujung. Perhitungan tarik tiang bor lurus pada pasir sama dengan perhitungan pada tiang pancang, namun pada tiang bor dengan pembesaran ujung berbeda. Perbedaannya adalah pada tiang bor dengan pembesaran ujung

memperhatikan adanya *break-out faktor* (B_q). Penentuan nilainya bermacam-macam antara lain :

- (Das,1990)

$$B_q = \{2.(L/D_b).K_u'.\tan \phi (m.L/D_b + 1)\} + 1 \quad (3.56)$$

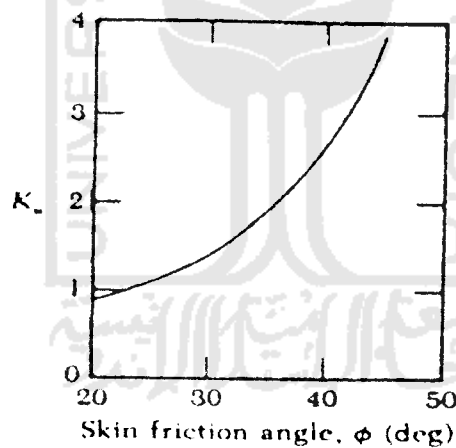
Dengan : B_q = *Breakout factor*

K_u' = Koefisien *uplift nominal* (gambar 3.22)

L = Kedalaman pondasi ; D_b = Diameter ujung

ϕ = Sudut gesek tanah

m = koefisien *shape factor*, (tabel 3.7)



Gambar 3.20 Uplift coefficient (K_u)

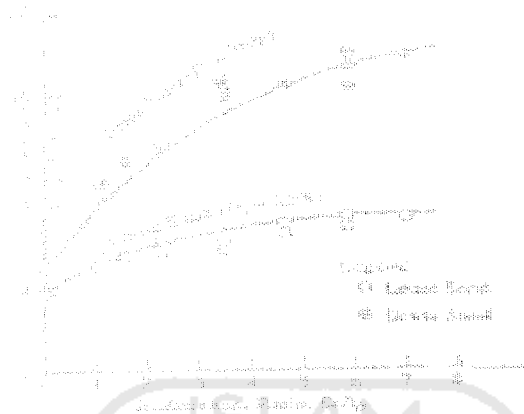
Sumber Braja.M.Das,1990

Tabel 3.7 Koefisien *Shape Factor*

ϕ	m
30	0,15
35	0,25
40	0,35
45	0,50

Sumber : (Braja MDas,1990)

- (Coduto,1994), dari grafik berikut :



Gambar 3.21 Nilai *Breakout factor* (B_q) pada Pasir

Sumber :Coduto,1990

$$B_q = 2(L/D_b - 0,5) \leq 9 \text{ (pada lempung)} \quad (3.57)$$

Kapasitas tarik (P_{au}) tiang bor dengan pembesaran ujung pada pasir adalah berdasarkan rasio diameter-kedalaman (Das,1990), :

- a. $(L/D_b) \leq (L/D_b)_{critic} \rightarrow$ pondasi dangkal, maka :

$$P_{au} = B_q \cdot A_b \cdot \gamma \cdot L + W \quad (3.58)$$

dengan : A_b = luas tampang ujung

faktor $(B_q \cdot A_b \cdot \gamma \cdot L) = P_{ub} \rightarrow$ kontribusi pembesaran ujung

- b. $(L/D_b) \geq (L/D_b)_{critic} \rightarrow$ pondasi dalam, *local failure*, maka :

$$P_{au} = 0,9.Wf + P_{ub} + \left(\frac{\int_{L=0}^{L=L_{cr}} A_s \cdot k \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta}{F} \right) \quad (3.59)$$

dengan : D_s = diameter badan (*shaft*)

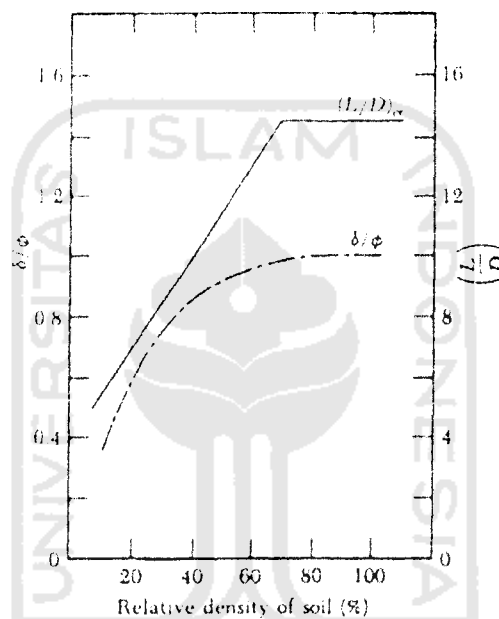
σ_v' = tegangan vertikal efektif tanah

δ = friksi tanah-tiang

$(L/D_b)_{cr}$ adalah rasio kedalaman-diameter kritis, seperti gambar (3.12). Dengan nilai $(L/D_b)_{cr}$ untuk tiang bor dengan pembesaran ujung pada pasir (Das,1990) adalah :

$$(L/D_b)_{cr} = 0,107 \cdot c_u + 2,5 \leq 7 \quad (3.60)$$

atau dari gambar berikut :



Gambar 3.22 Variasi Nilai $(L/D_b)_{cr}$ dan (δ/ϕ) terhadap *relative density*

Sumber : Braja M Das,1990

Tabel 3.8 Konsistensi Tanah Pasir Terhadap *Relative Density*

<i>Relative Density</i> , D_r (%)	Diskripsi
0 ~ 15	<i>Very Loose</i>
15 ~ 35	<i>Loose</i>
35 ~ 65	<i>Medium</i>
65 ~ 85	<i>Dense</i>
85 ~ 100	<i>Very Dense</i>

Sumber : Donald.P.Coduto,1994

2. Pada Tanah Lempung

Perhitungan kapasitas tarik tiang bor tunggal dengan pembesaran ujung pada tanah lempung, terdapat perbedaan dengan pada tanah pasir, yaitu terdapatnya kontribusi ujung tiang terhadap tarik. (Coduto, 1994)

Kontribusi ujung tiang terhadap kapasitas tarik dari (P_{ub}) :

$$P_{ub} = (S_u \cdot B_q + q')(\pi/4)(D_b^2 - D_s^2) \quad (3.61)$$

Dengan $B_q = breakout\ factor$ dari persamaan (3.57)

Kapasitas tarik bor dengan pembesaran ujung pada lempung :

$$P_{au} = 0,9W_f + \frac{P_{ub} + R \sum f_s \cdot A_s}{F} \quad (3.62)$$

dengan $W_f =$ berat pondasi

$f_s =$ Unit tahanan friksi

$A_s =$ Luas kontak gesekan kulit = Luas permukaan tiang

$P_{au} =$ Beban ijin *brutto* aksial tarik

$P_{ub} =$ Kapasitas tarik kontribusi ujung

$R =$ Faktor reduksi, berlaku apabila rasio kedalaman-diameter ujung (L/D_b) < 6

$$= (2 + \chi) / (3\chi) \quad (3.63)$$

$$\text{dengan nilai } \chi = (\alpha_{av} \cdot S_{u\ av}) / q' > 1 \quad (3.64)$$

$\alpha'_{av} =$ rata-rata nilai α' sepanjang pondasi

$\alpha' =$ koefisien adhesi tiang bor untuk perhitungan tarik

(Das, 1990) :

$$\alpha' = 0,9 - 0,00625 \cdot C_u \rightarrow (\text{untuk } C_u \leq 80 \text{ kN/m}^2)$$

$$\alpha' = 0,4 \quad \rightarrow \text{(untuk } C_u > 80 \text{ kN/m}^2\text{)}$$

$S_{u\text{ av}}$ = rata-rata nilai S_u sepanjang pondasi

q' = tegangan efektif tanah pada ujung pondasi

Pada perhitungan gesekan kulit pada kapasitas *uplift* dari pondasi tiang dengan pembesaran ujung pada *clay*. O'Neill merekomendasikan untuk mengabaikan gesekan kulit setinggi $2.D_b$ dari dasar ujung (Coduto, 1994) terdapat terdapat koreksi panjang kontak (L_e') seperti pada beban tekan.

Koreksi panjang kontak untuk tarik (L_e') adalah pada daerah-daerah :

- Pada 0 m ~ 1,5 m dari permukaan tanah, gesekan kulitnya diabaikan.

Sehingga panjang kontak terkoreksi pada tarik $(L_e')_1 = h_1 - 1,5$

- Ujung tiang bor

Koreksinya adalah sebesar kedalaman pondasi pada lapisan tersebut dikurangi dua kali diameter ujung tiang (D_b).

Jadi $(L_e')_3 = h_3 - 2.D_b$.