

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

#### 2.1. Tinjauan Pustaka

##### 2.1.1. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi yang berbentuk tiang yang pemasangannya dilakukan dengan cara dipancang dengan menggunakan alat pemancang. Distribusi gaya-gaya akibat perilaku struktur yang didukungnya diteruskan ke dalam tanah oleh tiang dan ditahan akibat adanya gesekan antara kulit tiang dengan tanah maupun karena adanya daya dukung pada ujung tiang.

##### 2.1.2. Pemakaian Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang digunakan apabila dijumpai keadaan atau kondisi sebagai berikut :

- a. bila dijumpai kondisi tanah dasar pondasi yang merupakan tanah baik atau tanah dengan kuat dukung tinggi terletak pada kedalaman cukup besar ( $D/B \geq 10$ ), sedang tanah di atas tanah baik kurang mampu mendukung beban yang bekerja atau merupakan tanah lunak,
- b. jika suatu konstruksi menerima beban horisontal maupun tarik yang cukup besar. Untuk mengimbangi pengaruh beban tersebut dapat diatasi dengan konstruksi pondasi tiang, misalnya konstruksi dermaga, pemecah gelombang, tanggul pelabuhan, pondasi tangki minyak, dsb.

### 2.1.3. Klasifikasi Pondasi Tiang Pancang

Berbagai tipe tiang yang digunakan dalam konstruksi pondasi sangat tergantung pada beban yang bekerja pada pondasi tersebut selain tersedianya bahan yang ada, juga cara-cara pelaksanaan pemancangannya. Beberapa klasifikasi tiang untuk menentukan kapasitas dukungnya adalah sebagai berikut.

#### 2.1.3.1. Berdasarkan Pemindahan Beban

Menurut Terzaghi, klasifikasi tiang berdasarkan cara pemindahan beban yaitu:

a. "Point Bearing Pile/End Bearing Pile"

Tiang ini dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras sehingga seluruh beban yang dipikul oleh tiang diteruskan ke dalam tanah keras melalui ujung tiang.

b. "Friction Pile"

Tiang ini dipancang pada tanah berbutir. Akibat pemancangan tiang, tanah di sekitar tiang menjadi padat. Porositas dan kompresibilitas tanah akibat getaran pada waktu tiang dipancang menjadi berkurang, dan angka gesekan antara butir-butir tanah dan permukaan tiang pada arah lateral menjadi bertambah.

c. "Cohesion Pile"

Tiang jenis ini dipancang pada tanah berbutir halus atau tanah lunak yang mempunyai nilai kohesi yang cukup besar. Kekuatan tiang ini didasarkan pada lekatan antara tanah dengan tiang.

Pada kenyataan di lapangan, tanah sangat heterogen dan pada umumnya merupakan kombinasi dari ketiga hal tersebut di atas.

### **2.1.3.2. Berdasarkan Bahan Yang Digunakan**

Jenis pondasi tiang pancang menurut bahan yang digunakan antara lain:

#### **a. Tiang Kayu**

Pemakaian tiang pancang kayu adalah cara tertua dalam penggunaan tiang pancang. Jenis tiang ini pada umumnya digunakan untuk pekerjaan sementara, karena umurnya terbatas (mudah lapuk). Tiang ini akan berfungsi sebagai tiang permanen jika tiang dipancang di daerah dimana muka air tinggi atau tiang selalu terendam air.

#### **b. Tiang Baja**

Umumnya tiang jenis ini digunakan dalam bentuk profil H, WF, atau pipa yang berlubang maupun tertutup ujung-ujungnya. Pemakaian tiang baja ini sangat bermanfaat apabila kita memerlukan tiang pancang yang panjang dengan tahanan ujung yang besar. Kelemahan tiang pancang baja ini adalah terhadap masalah karat (korosi).

#### **c. Tiang Beton**

Pemakaian jenis tiang ini telah dikenal secara luas. Disamping konstruksi beton bertulang konvensional, sekarang mulai banyak digunakan tiang dengan konstruksi beton bertulang prategang ("prestress") yang bertujuan untuk meningkatkan kemampuan tiang beton.

Berdasar cara pembuatan tiang, ada dua metode yang memberikan perbedaan dalam cara pelaksanaan pemancangan tiang, yaitu "precast pile" (tiang yang dibuat di tempat lain) dan "cast in situ/cast in place" (tiang yang dibuat di tempat pekerjaan berlangsung).

#### d. Tiang Komposit

Yang dimaksud dengan tiang komposit ini adalah tiang pancang yang terdiri dari dua bahan yang berbeda, yang bekerja bersama-sama sehingga merupakan satu kesatuan tiang. Tiang komposit ini dapat berupa beton dan kayu atau beton dan baja.

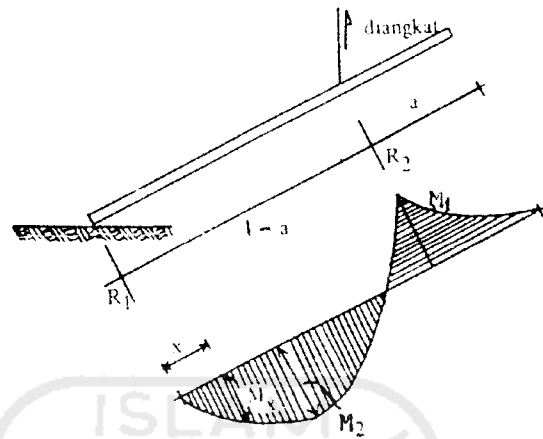
## 2.2. Landasan Teori

### 2.2.1. Gaya yang Bekerja Pada Tiang Akibat Pengangkatan

Pondasi tiang pancang "precast" dibentuk di tempat pengecoran sesuai dengan panjang tiang pancang yang sudah ditentukan, kemudian dikirimkan ke tempat konstruksi. Pada saat pengangkatan/pemindahan tiang terjadi momen lentur positif dan negatif. Oleh karena itu letak titik-titik pengangkatan harus diperhatikan agar momen positif dan negatif memiliki besar yang sama. Cara pengangkatan tiang dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu pengangkatan pada satu titik bila ukuran tiang pendek dan dua titik bila ukuran tiang panjang.

#### a. Pengangkatan pada 1 titik

Pengangkatan tiang pancang pada model ini mengakibatkan momen sebagai berikut :



Gambar 1.1. Pengangkatan pada satu titik

$$M_1 = 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$R_1 = 1/2 \cdot q \cdot (L - a) - \frac{1/2 \cdot q \cdot a^2}{L - a}$$

$$= \frac{q \cdot (L - a)}{2} - \frac{q \cdot a^2}{2(L - a)}$$

$$= \frac{q \cdot L^2 - 2 \cdot q \cdot a \cdot L}{2 \cdot (L - a)}$$

$$M_x = R_1 \cdot x - 1/2 \cdot q \cdot x^2$$

$$\text{Syarat ekstrim : } \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - q \cdot x = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2 \cdot (L - a)}$$

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \cdot \frac{(L^2 - 2 \cdot a \cdot L)}{2 \cdot (L - a)} - 1/2 \cdot \left( \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2 \cdot (L - a)} \right)^2 \cdot q$$

$$= 1/2 \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right)^2 \cdot q$$

$$M_1 = M_2$$

$$1/2 \cdot q \cdot a^2 = M_2 = 1/2 \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) \cdot q$$

$$a = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \Rightarrow 2 \cdot a^2 - 4 \cdot a \cdot L + L^2 = 0$$

$$a = 0,29 \cdot L$$

dengan :

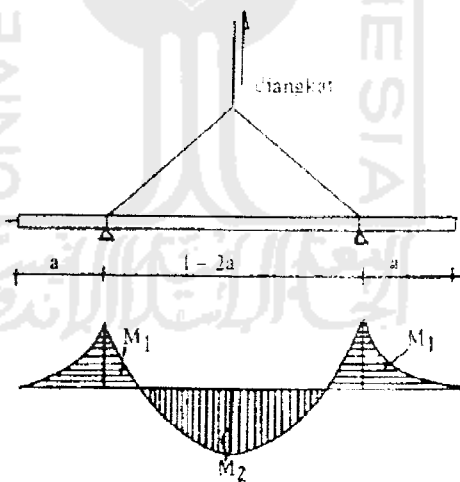
$L$  = panjang tiang pancang (m)

$q$  = berat tiang pancang (t/m)

$M_1$  = momen negatif (tm)

$M_2$  = momen positif (tm)

b. Pengangkatan pada dua titik



Gambar 1.2. Pengangkatan pada dua titik

$$M_1 = 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$M_2 = 1/8 \cdot q \cdot (L - 2a)^2 - 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$M_1 = M_2$$

$$1/2 \cdot q \cdot a^2 = 1/8 \cdot q \cdot (L - 2 \cdot a)^2 - 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$\frac{(L^2 - 4 \cdot a \cdot L + 4 \cdot a^2)}{8} - a^2 = 0$$

$$a = 0.207 \cdot L$$

### 2.2.2. Kapasitas Dukung Tiang Akibat Pemancangan

Formula dinamik telah banyak digunakan untuk menentukan kapasitas tiang pancang. Diperlukan suatu cara di lapangan untuk menentukan apakah sebuah tiang pancang telah mencapai nilai dukung yang cukup, selain hanya dengan pemancangannya ke kedalaman yang telah ditentukan sebelumnya. Pemancangan tiang pancang ke kedalaman yang telah ditentukan terlebih dulu mungkin bisa atau tidak mendapatkan nilai dukung yang diperlukan, karena tekanan tanah bervariasi ke arah lateral dan ke arah vertikal.

Dalam usaha pemancangan tiang ke dalam tanah, sering dijumpai tiang mudah masuk ke dalam tanah, tetapi adakalanya mengalami kesulitan. Kondisi semacam ini sangat dipengaruhi oleh jenis tanah setempat yang mempunyai karakteristik berbeda-beda. Makin padat kondisi tanah, maka makin sulit tiang pancang masuk ke dalam tanah sehingga diperlukan jumlah pukulan yang makin banyak.

Prinsip di dalam memancang tiang ini adalah seperti yang ada di alam, yaitu energi yang diberikan ( $E_1$ ) akan menjadi energi yang digunakan oleh tiang masuk ke dalam tanah ( $E_2$ ), ditambah dengan energi yang hilang sewaktu tiang dipancang ( $E_0$ ). Untuk memancang tiang baik secara konvensional (tenaga manusia) maupun

mesin. digunakan alat pukul ("hammer") dengan tinggi jatuh H cm. Maka energi yang diberikan oleh "hammer" kepada tiang ( $E = G \cdot H$ ), bila G berat "hammer". Bila diketahui massa "hammer" = M, maka energi yang diberikan kepada tiang dapat ditulis :  $E = M \cdot H$  (Nm).

Jika tidak ada energi yang hilang, berarti seluruh energi yang diberikan digunakan untuk memasukkan tiang sedalam e cm ke tanah, maka perlawanan tanah terhadap tiang sebesar p, diperoleh

$$p = \frac{M \cdot H}{e} \quad \text{(Sander, 1850)} \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

dengan :

p = perlawanan tiang

M = massa "hammer"

H = tinggi jatuh "hammer"

e = masuknya tiang ke dalam tanah

Hasil yang diperoleh dengan formula tersebut di atas lebih besar dari kenyataan kapasitas dukung tiang, sehingga formula tersebut telah diperbaiki. Salah satu rumus pancang yang dapat dipakai adalah rumus Amerika yang merupakan pembaharuan dari Engineering News Formula.

$$P_a = \frac{1}{F} \cdot \frac{M \cdot H}{e + 0,25} - \frac{M + r^2 \cdot M'}{M + M'} \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

dengan :

$P_a$  = kapasitas dukung ijin tiang (ton)

F = angka keamanan, F = 6

M = massa "hammer" (ton)



$M'$  = massa tiang (ton)

$e$  = masuknya tiang ke dalam tanah rata-rata pada 10 pukulan terakhir  
(cm)

= 1/10 x penurunan total pada 10 pukulan terakhir

$r$  = koefisien kelentingan tiang, diambil 0.25

### 2.2.3. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah

Alat yang sering dipakai untuk menguji kapasitas dukung tanah di Indonesia adalah alat sondir ("Cone Penetration Test"). Alat ini dibedakan menurut bentuk ujungnya, yaitu konis biasa dan bikonis. Konis biasa berfungsi untuk mengukur tegangan pada ujung konis, sedangkan bikonis merupakan pengembangan dari konis biasa. Selain dapat mengukur tegangan pada ujungnya, bikonis juga dapat mengukur tegangan akibat lekatan yang terjadi pada sisi-sisinya. Metode pengujian dengan menggunakan alat ini memiliki kelebihan yaitu tingkat keakuratannya cukup baik, karena penyelidikan tanah langsung dilakukan di lapangan sehingga kondisi tanah masih asli. Dengan demikian diharapkan hasilnya akan mendekati kondisi yang sesungguhnya.

Cara menentukan nilai kapasitas dukung berdasarkan hasil penyondiran menurut Wesley untuk tiang desak :

$$P_a = \frac{A_p \cdot q_c}{SF_1} + \frac{K \cdot q_f}{SF_2} \dots\dots\dots (2.3)$$

dengan :  $P_a$  = kapasitas dukung tiang desak (kg)

$A_p$  = luas penampang tiang ( $\text{cm}^2$ )

$q_c$  = nilai perlawanan ujung konis ( $\text{kg/cm}$ )

$K$  = keliling penampang tiang ( $\text{cm}$ )

$q_f$  = nilai lekatan tanah pada kedalaman tertentu ( $\text{kg/cm}$ )

SF = angka keamanan

untuk tanah pasir,  $SF_1 = 3$  dan  $SF_2 = 5$

untuk tanah lempung,  $SF_1 = 5$  dan  $SF_2 = 10$

Sedangkan untuk tiang tarik :

$$T_{ult} = K \cdot q_f \quad (2.4)$$

$$T_a = \frac{T_{ult}}{SF} \quad (2.5)$$

dengan :  $T_{ult}$  = kapasitas tahanan tiang tarik ultimit

$T_a$  = kapasitas tahanan tarik ijin

#### 2.2.4. Kapasitas Dukung Maksimum Satu Tiang Terhadap Gaya Lateral

Gaya lateral yang bekerja pada suatu konstruksi bangunan perlu diperhitungkan. Untuk menentukan kapasitas dukung maksimum satu tiang terhadap gaya lateral perlu ditinjau karakteristik tanah dimana tiang dipancang. Dua jenis tanah yang ditinjau dalam hal ini adalah tanah kohesif dan tanah non kohesif.

Peninjauan tanah kohesif dilakukan apabila kapasitas dukung maksimum satu tiang mengandalkan lekatan yang terjadi antara permukaan tiang dengan tanah di sekitarnya. Sedangkan untuk tanah non kohesif apabila kapasitas dukung

maksimumnya didasarkan pada gesekan antara butir-butir tanah dengan permukaan tiang.

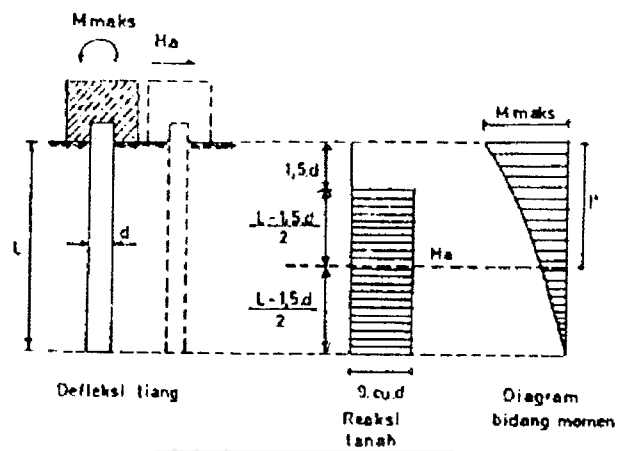
Broms (1964) mengemukakan teorinya tentang kapasitas dukung satu tiang terhadap gaya lateral untuk tiang terjepit ujungnya untuk jenis tanah kohesif dan tanah non-kohesif.

a. Tiang dipancang pada tanah kohesif

Jika tiang dipancang pada tanah kohesif, maka perlawanan ultimit tanah bertambah dari permukaan sebesar  $2 cu$  menjadi  $8 - 12 cu$  pada kedalaman sekitar  $3 D$  di bawah permukaan tanah. Dalam hal ini  $cu$  adalah tegangan geser tanpa drainasi dan  $D$  adalah lebar tiang. Broms beranggapan bahwa penyederhanaan distribusi perlawanan tanah adalah nol pada permukaan tanah sampai pada kedalaman  $1.5 D$  dari permukaan tanah, serta memiliki nilai konstan sebesar  $9 cu$  pada kedalaman tersebut sampai pada kedalaman berikutnya. Dengan anggapan di atas, diharapkan akan menimbulkan reaksi yang akan menahan gaya-gaya yang dapat menimbulkan kerusakan struktur tanah pada daerah-daerah kritis. Perhitungan selanjutnya adalah membedakan jenis tiang menjadi tiang pendek dan tiang panjang.

1) Tiang pendek

Tiang dikatakan pendek bila perbandingan antara panjang tiang ( $L$ ) dan diameter/tebal tiang ( $D$ )  $\leq 12$ . Akibat gaya horisontal ( $H_a$ ) tiang seolah-olah tergeser ke samping, sedangkan kondisi tiang adalah seimbang (stabil) maka timbul momen untuk mengembalikan ke posisi tersebut.



Gambar 2.3. Tiang pendek, ujung terjepit dipancang pada tanah kohesif

$$H_a = 9.cu.D (L - 1,5.D) \dots\dots\dots (2.6)$$

$$M_{maks} = H_a \cdot (l') \Rightarrow l' = 0,5.L + 0,75.D$$

$$M_{maks} = 4,5.cu.D. (L^2 - 2,25.D^2) \dots\dots\dots (2.7)$$

dengan :

$H_a$  = gaya lateral ultimit ( ton ) ,

$M_{maks}$  = momen maksimal pada puncak tiang ( ton.m ) ,

$l'$  = lengan momen ( m ) ,

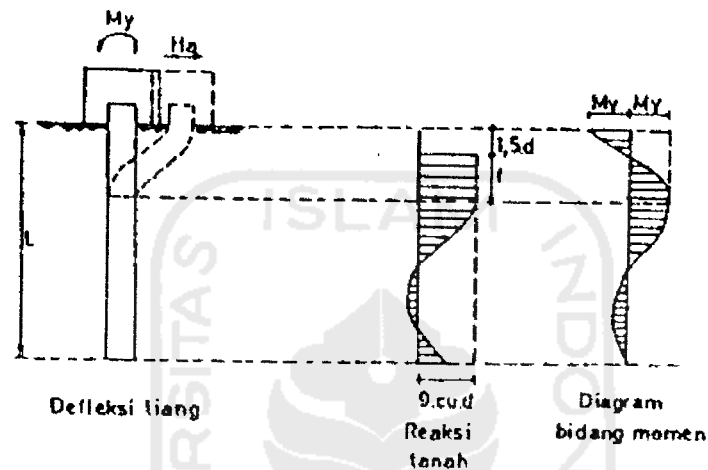
$D$  = tebal tiang ( m ) ,

$cu$  = tegangan geser tanpa drainase (  $t/m^2$  ) ,

$L$  = panjang tiang.

## 2) Tiang panjang

Tiang dikatakan panjang apabila  $L/D > 12$ . Pada jenis tiang ini, tidak seluruh panjang tiang mengalami defleksi seperti pada tiang pendek. Defleksi terjadi hanya sepanjang  $(f + 1.5.D)$  dan  $M_y$  sebagai momen puncak yang terjadi pada ujung tiang.



Gambar 2.4. Tiang panjang, ujung terjepit dipasang pada tanah kohesif

$$H_a = \frac{2.M_y}{(1,5.D + 0,5.f)} \quad (2.3)$$

$$f = \frac{H_a}{9.cu.D} \quad (2.4)$$

dengan :

$f$  = kedalaman tanah yang diijinkan untuk menahan defleksi

Jika kedua persamaan di atas disubstitusikan, maka nilai  $H_a$  dicari dengan cara "trial and error".

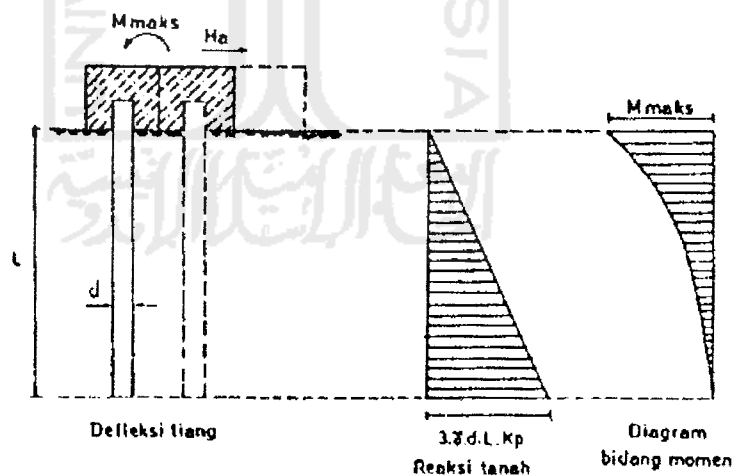
### b. Tiang dipancang pada tanah non kohesif

Berdasarkan analisis yang dilakukan Broms (1964) untuk jenis tanah non kohesif digunakan anggapan-anggapan sebagai berikut :

- (1) tekanan tanah aktif yang bekerja pada tiang (di belakang tiang) diabaikan,
- (2) distribusi tekanan tanah pasif sepanjang bidang tiang bagian depannya ( $p_u$ ) adalah sama dengan 3 kali besarnya tekanan tanah menurut teori Rankine ( $\sigma' \cdot K_p$ , dengan  $\sigma' =$  tekanan tanah efektif,  $K_p =$  koefisien tanah pasif). Asumsi ini didasarkan pada batas empiris dari perbandingan antara beban ultimit yang diperkirakan dengan beban ultimit dari hasil observasi lapangan yang dilakukan Broms, sehingga diambil rasio perbandingan sebesar 3,
- (3) bentuk tampang tiang tidak mempengaruhi distribusi tekanan tanah ultimit atau perlawanan tanah lateral ultimit.

Untuk perhitungannya, juga dibedakan berdasarkan ukuran panjang tiang seperti pada perhitungan untuk jenis tanah non kohesif.

#### 1) Tiang pendek

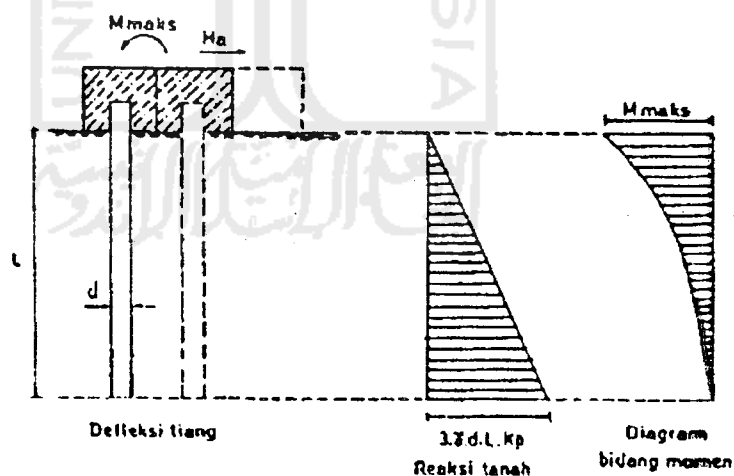


Gambar 2.5. Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif

- (1) tekanan tanah aktif yang bekerja pada tiang (di belakang tiang) diabaikan,
- (2) distribusi tekanan tanah pasif sepanjang bidang tiang bagian depannya ( $p_u$ ) adalah sama dengan 3 kali besarnya tekanan tanah menurut teori Rankine ( $\sigma_v' \cdot K_p$ , dengan  $\sigma_v'$  = tekanan tanah efektif,  $K_p$  = koefisien tanah pasif). Asumsi ini didasarkan pada batas empiris dari perbandingan antara beban ultimit yang diperkirakan dengan beban ultimit dari hasil observasi lapangan yang dilakukan Broms, sehingga diambil rasio perbandingan sebesar 3,
- (3) bentuk tampang tiang tidak mempengaruhi distribusi tekanan tanah ultimit atau perlawanan tanah lateral ultimit.

Untuk perhitungannya, juga dibedakan berdasarkan ukuran panjang tiang seperti pada perhitungan untuk jenis tanah non kohesif.

#### 1) Tiang pendek



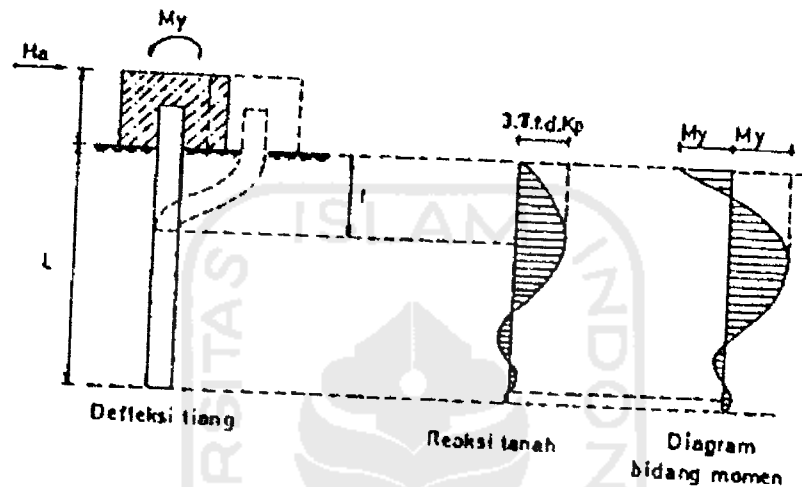
Gambar 2.5. Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif

Pada keadaan stabil :  $\Sigma H = 0$  dan  $\Sigma M = 0$

$$\text{diperoleh } H_a = 1,5 \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot D \cdot K_p \dots\dots\dots (2.10)$$

$$M_{\text{maks}} = 2/3 \cdot H_a \cdot L \dots\dots\dots (2.11)$$

## 2) Tiang Panjang



Gambar 2.6. Tiang panjang, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif

Untuk menentukan besarnya reaksi akibat gaya lateral, digunakan rumus sebagai berikut :

$$H_a = 3/2 \cdot \gamma \cdot D \cdot K_p \cdot f^2 \dots\dots\dots (2.12)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_a}{\gamma \cdot D \cdot K_p}} \dots\dots\dots (2.13)$$

$$2 \cdot M_y = H_a \cdot (e + 2/3 \cdot f) \dots\dots\dots (2.14)$$

$$H_a = \frac{2 \cdot M}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_a}{D \cdot K_p \cdot \gamma}}} \dots\dots\dots (2.15)$$



dengan :

$M_y$  = momen pada puncak pondasi tiang

$K_p$  = koefisien tanah pasif

$\gamma$  = berat jenis tanah

### 2.2.5. Pengaruh Kelangsingan pada Tiang

Komponen struktur tekan digolongkan menjadi dua, yaitu komponen struktur tekan pendek dan struktur tekan langsing. Semakin langsing suatu komponen struktur tekan, maka akan semakin mudah komponen tersebut melentur, sehingga fenomena tekuk yang dialami menjadi lebih besar. Untuk mencegah tekuk yang tak dikehendaki, diperlukan evaluasi terhadap reduksi kekuatan yang harus diberikan dalam perhitungan struktur tekan. Suatu kolom digolongkan langsing apabila dimensi atau ukuran penampang lintangnya kecil dibandingkan dengan tingginya. SK SNI T-15-1991-03 memberikan analisis perkiraan dengan didasarkan pada faktor pembesar momen  $\delta$  sebagai suatu evaluasi pendekatan.

SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 4 memberikan ketentuan bahwa untuk komponen struktur tekan dengan pengaku lateral, efek kelangsingan dapat diabaikan apabila rasio kelangsingan memenuhi:

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \left( \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \quad \dots \dots \dots (2.16)$$

dengan :

$k$  = faktor panjang efektif,

$l_u$  = panjang komponen struktur tekan,

$r = \text{radius girasi} = \sqrt{I / A}$ ,

$M_{1b}$  ,  $M_{2b}$  = momen-momen ujung terfaktor yang posisinya berlawanan.

SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 2.1 memberikan ketentuan untuk komponen struktur tekan yang ditopang dan tertahan terhadap pergerakan ke arah lateral, nilai faktor panjang efektif ( $k$ ) diambil 0,7. Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 2.3 nilai radius girasi boleh diambil sama dengan 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang ditinjau untuk komponen struktur tekan persegi, dan sama dengan 0,25 kali diameter untuk komponen struktur tekan bulat.

Komponen struktur tekan harus direncanakan dengan beban aksial rencana  $P$  dan momen rencana yang telah mengalami pembesaran ( $M_c$ ).

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots \dots \dots (2.17)$$

dimana :  $\delta_b$  = faktor pembesar momen untuk komponen yang ditahan terhadap goyangan ke samping.

$\delta_s$  = faktor pembesar momen untuk komponen yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.

Karena goyangan ke samping pada tiang pancang tertahan oleh dukungan lateral tanah, maka nilai  $\delta_s$  diambil sebesar nol. Dengan demikian persamaan di atas menjadi:  $M_c = \delta_b \cdot M_{2b}$ .

Faktor pembesaran momen ( $\delta_b$ ) dapat ditentukan dengan rumus :

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \left( \frac{P}{\phi P_c} \right)} \quad \dots \dots \dots (2.18)$$

dimana :

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_{1b} / M_{2b}) \dots\dots\dots (2.19)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2} \dots\dots\dots (2.20)$$

$\phi$  = angka reduksi (0,7)

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 5.4, bila perhitungan menunjukkan bahwa pada kedua ujung suatu komponen struktur tekan yang tertahan tidak terdapat momen, atau jika eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan kurang dari  $(15+0.03h)$  mm, maka  $M_{2b}$  dalam persamaan di atas harus didasarkan pada suatu eksentrisitas minimum  $(15+0.03h)$  mm.

Perencanaan dengan menggunakan cara perkiraan pembesaran momen tersebut, dapat digunakan bila rasio kelangsingan tidak melebihi 100. Untuk semua komponen struktur tekan dengan  $k l_u/r$  lebih besar dari 100, maka perencanaan harus memperhitungkan efek defleksi. Perhitungan akan lebih terjamin ketepatannya apabila menggunakan alat bantu komputer untuk memecahkan sekumpulan persamaan secara simultan.