

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Studi Terdahulu

Studi terdahulu berperan penting untuk landasan dan referensi dalam penyusunan penelitian ini. Dengan mengacu pada hasil-hasil penelitian sebelumnya, kajian ini dapat memperkuat dan memperkaya teori yang digunakan dalam menganalisis fondasi tiang pancang.

Penelitian yang dilakukan oleh Rizky dkk. (2022) dengan judul *"Perencanaan Ulang Fondasi Tiang Pancang Pada Abutment Jembatan Jalan Planjan – Baron – Tepus Yogyakarta"*, menyimpulkan bahwa daya dukung izin fondasi tiang tunggal mencapai 3506 kN, sementara daya dukung kelompok tiang mencapai 23.209,720 kN. Beban aksial yang bekerja pada fondasi sebesar 13.767,795 kN, sehingga kondisi ini dapat dikatakan aman karena memenuhi persyaratan ( $Q_{all} > Q_v$ ). Hasil perhitungan juga menunjukkan bahwa penurunan fondasi sebesar 0,023 cm. Adapun total biaya yang dibutuhkan untuk pekerjaan struktur fondasi dan pile cap pada jembatan ini mencapai Rp 2.496.145.963,33.

Dalam penelitian yang dilakukan oleh Susanto dkk. (2019) dengan judul *"Perencanaan Ulang Fondasi Tiang Pancang Pada Abutment Jembatan Kolonel Sunandar Kabupaten Demak-Kudus Jawa Tengah"*, perhitungan daya dukung kelompok tiang dilakukan dengan menggunakan faktor keamanan (SF) sebesar 2 dan diameter tiang 0,7 meter. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa daya dukung kelompok tiang sebesar 14.618,132 kN, yang lebih besar dibandingkan beban yang bekerja sebesar 14.454,696 kN. Dengan demikian, kondisi ini dinyatakan aman, dan jumlah tiang yang dibutuhkan untuk menopang abutment adalah sebanyak 15 buah.

## 2.2 Pengertian Fondasi

Fondasi adalah elemen struktur yang paling krusial dalam suatu bangunan. Peran utama pondasi adalah menopang seluruh beban dari struktur di atasnya, termasuk gaya eksternal, serta menyalurkan beban struktur atas ke tanah dasar tanpa menyebabkan penurunan pondasi atau settlement.

Fondasi harus mampu mendistribusikan beban konstruksi ke lapisan tanah dasar atau keras tanpa melampaui daya dukung tanah. Jika beban yang diberikan melebihi kemampuan tanah, maka dapat terjadi penurunan berlebihan atau bahkan kegagalan struktur tanah. (Sumber: Harry Christady Hardiyatmo, *Teknik Pondasi I*).

Berdasarkan hasil penelitian terkait mekanisme kegagalan pondasi, Vesic (1963) mengklasifikasikan jenis-jenis keruntuhan pondasi menjadi tiga kategori utama, yaitu:

### 1. Keruntuhan Geser Umum

Keruntuhan geser umum (general shear failure) merupakan jenis keruntuhan yang terjadi akibat tanah di bawah fondasi mengalami keruntuhan geser secara keseluruhan. Jenis keruntuhan ini terjadi pada tanah yang padat dan kaku, seperti lempung kaku atau pasir padat.

### 2. Keruntuhan Geser Lokal

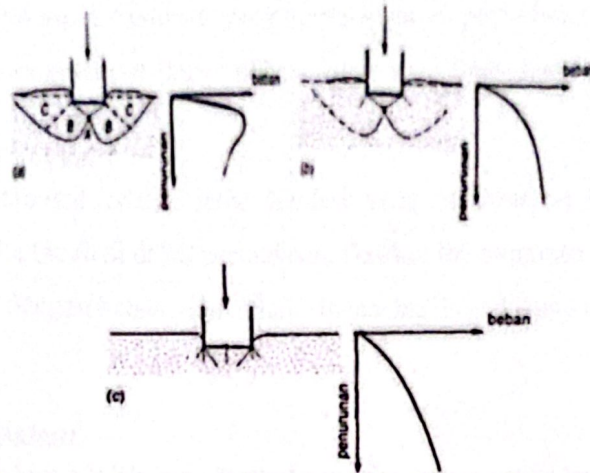
Keruntuhan geser lokal (local shear failure) memiliki karakteristik yang mirip dengan keruntuhan geser umum, namun bidang keruntuhan tidak mencapai permukaan tanah secara penuh. Jenis keruntuhan ini umumnya terjadi pada tanah yang relatif lebih gembur atau tidak terlalu padat, seperti pasir gembur atau lempung sedang.

### 3. Keruntuhan Penetrasi

Keruntuhan penetrasi (punching shear failure) terjadi ketika pondasi menembus tanah secara vertikal, menyebabkan pemampatan tanah di sekitar



pondasi. Jenis keruntuhan ini umumnya terjadi pada tanah yang relatif lebih gembur atau lunak, pada pondasi yang menopang beban terpusat yang besar.



Gambar 2. 1 (a) Keruntuhan geser umum, (b) keruntuhan geser lokal, (c) keruntuhan penetrasi

### 2.3 Klasifikasi Pondasi

Fondasi dibedakan menjadi dua jenis utama, yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam. Fondasi dangkal digunakan untuk bangunan yang memiliki beban ringan hingga sedang di atas tanah dengan daya dukung yang tinggi, sementara fondasi dalam digunakan untuk bangunan yang memiliki beban berat di atas tanah dengan daya dukung rendah. Dalam proses perencanaannya, fondasi harus dirancang dengan mempertimbangkan berbagai aspek penting, anatar lain :

#### 1. Kondisi Tanah

Faktor utama dalam pemilihan jenis pondasi adalah kondisi tanah di lokasi konstruksi. Hal ini berkaitan erat dengan karakteristik tanah serta kemampuannya dalam menahan beban dari struktur yang akan dibangun.

#### 2. Batasan yang Berkaitan dengan Struktur di Atasnya

Selain tanah, kondisi struktur yang berdiri di atas pondasi juga perlu

diperhitungkan. Perbaikan pondasi harus mempertimbangkan fungsi serta kepentingan bangunan, sehingga struktur tetap stabil dan aman.

### 3. Faktor Eksternal di Luar Struktur

Beberapa aspek eksternal yang mempengaruhi pemilihan pondasi meliputi kondisi lingkungan, durasi pekerjaan, serta estimasi biaya pembangunan.

#### 2.4 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal adalah jenis fondasi yang meneruskan beban bangunan langsung ke tanah di dekat permukaan. Fondasi ini umumnya digunakan untuk bangunan dengan beban yang relatif ringan dan daya dukung tanah yang cukup tinggi.

#### 2.5 Pondasi Dalam

Fondasi dalam adalah jenis fondasi yang digunakan ketika lapisan tanah keras yang mampu menahan beban bangunan terletak jauh di bawah permukaan tanah. Fondasi ini menyalurkan beban struktur atas ke lapisan tanah yang lebih dalam dan kuat, sehingga bangunan tetap stabil dan aman.

#### 2.6 Daya Dukung Izin

$$Q_{all} = \left( \frac{Q}{FS} \right) = \frac{5,14}{FS} C_c \left( 1 + \frac{0,1955 B}{L} \right) \left( 1 + 0,4 \left( \frac{D_f}{B} \right) \right)$$

Dimana :

$Q_{all}$  = daya dukung terpakai

FS = safety factor

$C_c$  = nilai kohesi

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

$D_f$  = kedalaman

#### 2.7 Pondasi Tiang Pancang

Fondasi ini sangat efektif untuk bangunan yang dibangun di atas tanah lunak, rawa, atau kondisi tanah yang tidak stabil. Pemilihan pondasi tiang pancang didasarkan pada perhitungan beban besar yang harus ditopang oleh fondasi, di mana penggunaan pondasi langsung tidak lagi



efektif. Selain itu, kondisi tanah di lokasi konstruksi yang relatif lunak atau lemah membuat pondasi langsung menjadi kurang ekonomis.

## 2.8 Daya Dukung Izin Tiang Pancang

$$Q_a = \frac{Q}{FK}$$

Keterangan :

$Q_a$  = Daya dukung ijin

$Q_u$  = Daya dukung ultimit

$FK$  = Angka keamanan

Tabel 2. 1 Angka faktor keamanan pondasi dalam

Klasifikasi Struktur	Faktor Keamanan			
	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

## 2.9 Daya dukung Tiang Cara Statik

### 1. Daya Dukung Ujung Tiang ( $Q_P$ )

$$Q_P = A_p \cdot q_p = A_p \cdot C_u \cdot N_c \dots \dots \dots (2.5)$$

Dimana :

$Q_P$  = Daya dukung ujung tiang

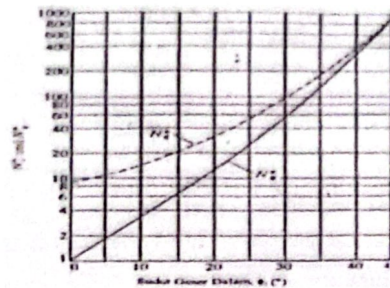
$A_p$  = Luas penampang ujung tiang

$N_c$  \* = Daya dukung

$C_u$  = Kohesi

Harga  $N_c$  \* dapat ditentukan dengan grafik dibawah ini.

Gambar 2.2  $N_q^*$  dan  $N_C^*$



## 2. Daya Dukung Selimut Tiang ( $s$ )

$$Q_s = \Sigma A_s \cdot f \dots \dots \dots (2.6)$$

Dimana :

$A_s$  = luas selimut

$p$  = keliling tiang

$\Delta L$  = panjang segmen tiang

$f$  = gesekan selimut satuan

(sumber : Manual Pondasi Tiang ,Paulus P. Rahardjo , hal 33)

Dibawah ini merupakan metode menentukan gesekan selimut ( $f$ ) untuk tanah lempung :

### a. Metode Lambda ( Wijayavergiya & Focht )

$$f_{ave} = \lambda ( \sigma_{ave}^2 + 2 CU_{ave} ) \dots \dots \dots (2.7)$$

Dimana :

$\lambda$  = konstanta

$\sigma_{ave}^2$  = nilai rata – rata tegangan vertikal efektif

$CU_{ave}$  = nilai rata – rata kohesi

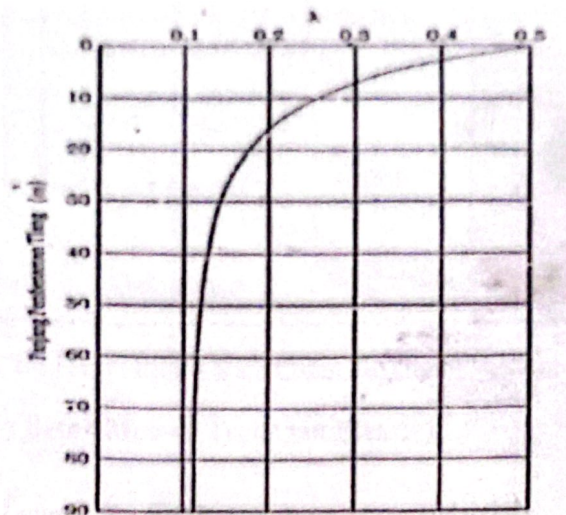
$f_{ave}$  = nilai rata – rata gesekan selimut

(sumber : Manual Pondasi Tiang ,Paulus P. Rahardjo , hal 33 )

Tabel 2. 2 Harga  $K$  dan  $\delta$



Bahan tiang	$\delta$	Nilai K	
		Kepadatan relatif rendah	Kepadatan relatif tinggi
Baja	20°	0,5	1,0
Beton	$\frac{3}{4} \phi$	1,0	2,0
kayu	$\frac{2}{3} \phi$	1,5	4,0



Gambar 2.1 koefisien  $\lambda$

$$\sigma^2_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{L} \dots \dots \dots (2.8)$$

Diketahui :

$A_i$  = luas diagram pada tegangan vertikal

$L$  = panjang pada tiang

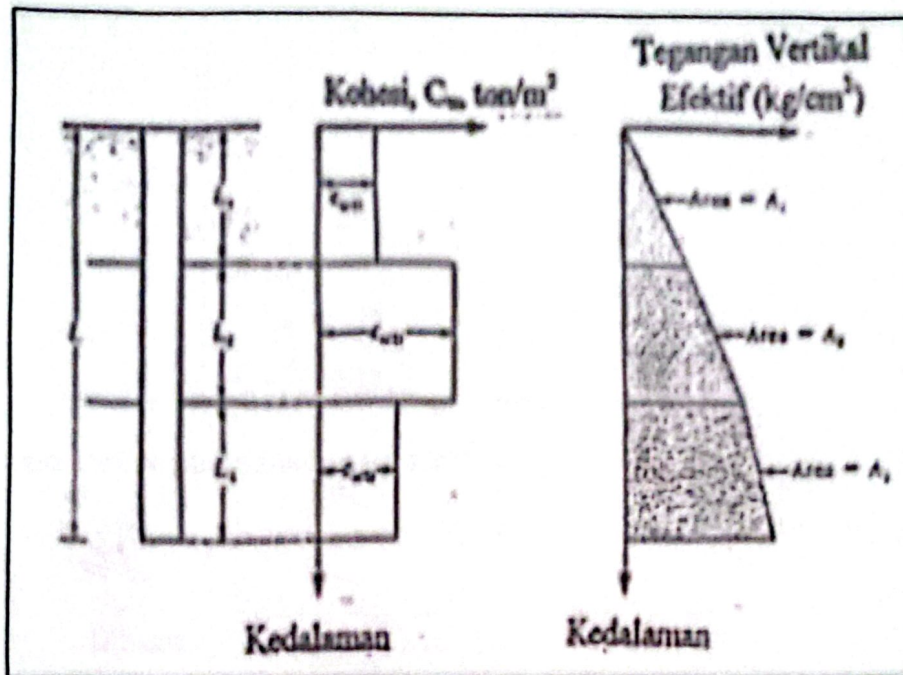
$$Cu_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ui} \cdot L_i}{L} \dots \dots \dots (2.9)$$

Dimana :

$C_{ui}$  = Kohesi ( lapisan i )

$L_i$  = panjang segmen tiang ( lapis i )

$L$  = panjang tiang



Gambar 2.4 Harga Rata – Rata C dan Tegangan Vertikal Efektif.

**b. Metode Beta ( Metode Tegangan Efektif )**

$$f_{ave} = \beta \cdot \sigma' \dots\dots\dots(2.10)$$

Diketahui :

- $f_{ave}$  = rata – rata gesekan
- $\beta$  =  $K \tan \phi_r$  (untuk tanah terkonsolidasi normal)
- $\sigma'$  = tegangan vertikal efektif
- OCR = over konsolidasi rasio

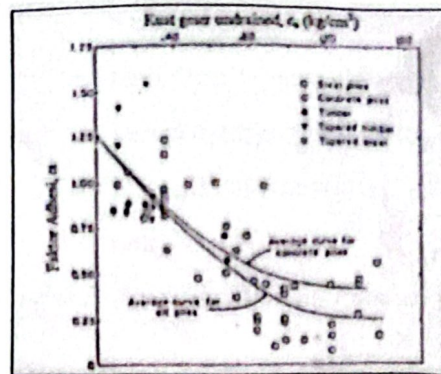
(sumber : Manual Pondasi Tiang ,Paulus P. Rahardjo , hal 33)

$$Q_a = \frac{Q_u}{25} \text{ atau } Q_a = \frac{\gamma u}{3} + \frac{\gamma f}{15} \dots\dots\dots(2.11)$$

(sumber : Manual Pondasi Tiang ,Paulus P. Rahardjo , hal 33 )

Pemilihan faktor keamanan  $Q_s/Q_u$  lebih kecil dibandingkan dengan faktor keamanan  $Q_p/Q_u$  disebabkan oleh perbedaan pergerakan yang diperlukan untuk memobilisasi gesekan selimut dan tahanan ujung.





Gambar 2. 2 Variasi Harga  $\alpha$  terhadap Harga Cu

## 2.10 Daya Dukung berdasarkan Uji CPT

$$q_p = \frac{Q_{e1} + Q_{e2}}{2} \cdot A \quad \dots \dots \dots (2.12)$$

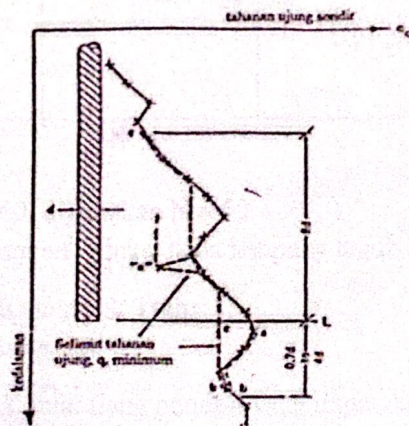
Dimana ;

$Q_p$  = daya dukung terhadap ujung tang

$Q_{e1}$  = nilai qc rata-rata 0.7 D – 4D dibawah ujung tiang

$Q_{e2}$  = nilai qc rata – rata 8 D diatas ujung tiang

$A_p$  = luasan penampang



Gambar 2.6 Daya Dukung

## 2.11 Daya Dukung berdasarkan Uji SPT

### 1. Meyerhoff

$$Q_u = 40 N_p \cdot A_p + 0.2 \bar{N} A_s \dots \dots \dots (2.14)$$

Dimana :

$Q_u$	= daya dukung ultimit (ton )
$N_b$	= harga N-SPT pada elevasi dasar tiang
$A_p$	= luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )
$A_s$	= luas selimut tiang ( $m^2$ )
$\bar{N}$	= rata – rata N-SPT

(sumber : , Paulus P. Rahardjo Manual Pondasi Tiang , , hal 36 )

## 2. Metode Schmertmann

Tabel 2. 3 Nilai Gesekan untuk Desain Pondasi Tiang Pancang

Jenis tanah	Deskripsi	Gesekan selimut ( $kg/cm^2$ )	Tahanan ujung ( $kg/cm^2$ )
<i>pasir bersih</i> (*)	GW , GP , GM , SW , SP , SM	0.019 N	3.2 N
Lempung berlanau bercampur pasir , pasir berlanau , lanau	GC , SC , ML CL	0,04 N (**)	1,6 N
Lempung plastis	CH , OH	0.05 N (**)	0.7 N
Batu gamping rapuh , pasir berkarang		0,01 N	3.6 N

(\*) Untuk N lebih dari 60, digunakan  $N = 60$ .

(\*\*) Disarankan menerapkan reduksi pada lempung teguh dan lempung berlanau.

### 2.12 Daya Dukung Kelompok Tiang

#### 2.12.1 Jarak antar tiang (s)

Untuk rumus jarak antar tiang pondasi yang digunakan sebagai berikut:

$$s = \frac{1.57 \times D \times m \times n}{m+n-2}$$

Sebagian besar peraturan bangunan menetapkan bahwa jarak minimum antar tiang adalah dua kali diameter tiang, sementara jarak optimal biasanya berkisar antara 2,5 hingga 3 kali diameter. Ketentuan ini dapat dijelaskan sebagai berikut:



- a. Jika jarak tiang lebih besar dari 3 kali diameter ( $S > 3.D$ ), daya dukung tiang sama dengan total daya dukung keseluruhan.
- b. Jika jarak antar tiang berada dalam rentang 2,5 hingga 3 kali diameter ( $2,5 \leq S \leq 3.D$ ), efisiensi dihitung menggunakan formula yang tersedia.

### 2.12.2 Efisiensi kelompok Tiang

- a. Beberapa persamaan yang bisa digunakan dalam mencari efisiensi grup tiang, diantaranya yang paling sering dipakai adalah persamaan Convesi – Labarre, yang diformulasikan sebagai berikut :

$$Eg = 1 - \theta \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n'}{90 \cdot m \cdot n} \right) \quad (2.20)$$

Diketahui :

- $Eg$  = efisiensi group tiang.  
 $\theta$  = arc tg dalam satuan derajat.  
 $n'$  = banyaknya tiang pancang dalam tiang .  
 $m$  = banyak baris dalam tiang .  
 $D$  = diameter dari tiang .  
 $k$  = spasi ( jarak antara tiang ).

( sumber : Paulus P Rahardjo , Manual Pondasi Tiang Pancang )

- b. Rumus sederhana

Rumus ini berlandaskan pada total kapasitas daya dukung gesekan yang dihasilkan oleh kumpulan tiang yang diperlakukan sebagai satu entitas atau blok. Analisis daya dukung ini mengasumsikan bahwa tiang-tiang tersebut bekerja secara kolektif, memberikan kontribusi daya dukung yang terintegrasi sebagai satu kesatuan yang solid. Pendekatan ini penting untuk memperoleh estimasi yang lebih akurat mengenai kemampuan sistem tiang dalam menahan beban yang diberikan.

$$Eg = \frac{2(m+n-2)s+4D}{p \cdot m \cdot n} \dots\dots\dots ( 2.21 )$$

Dimana :

$m$	= jumlah tiang dalam deretan baris
$n$	= jumlah tiang pada deretan kolom
$s$	= jarak tiang
$D$	= diameter
$P$	= keliling penampang

c. Persamaan Sciler – Kcency

$$Ea = 1 - \left[ \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n} \dots \dots \dots (2.22)$$

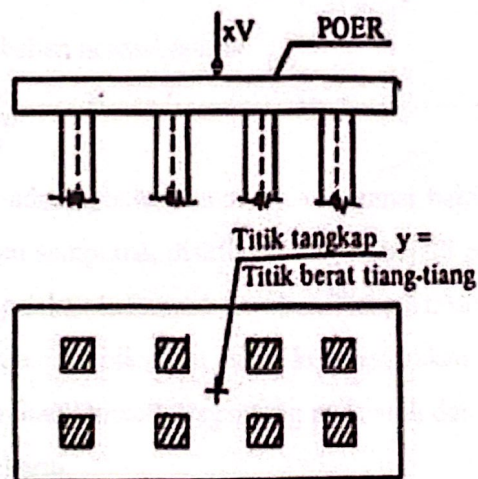
Dalam persamaan diatas , s di ambil dalam satuan meter .

d. Persamaan Los Angeles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi m n} [m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}] \dots \dots \dots (2.23)$$

### 2.12.3 Pembebanan Pondasi Tiang Grup

- Beban normal sentris



Gambar 2.3 Pembebanan Pondasi Tiang Grup

Suatu gaya dikatakan bekerja secara sentris jika titik tangkap resultan seluruh beban yang beraksi bertepatan dengan pusat massa kelompok tiang pancang. Dalam kondisi ini, setiap tiang pancang dalam kelompok



menerima distribusi beban secara proporsional, sesuai dengan karakteristik serta posisinya dalam sistem struktur yang bersangkutan.

$$N = \frac{\sum V}{n} \quad (2.24)$$

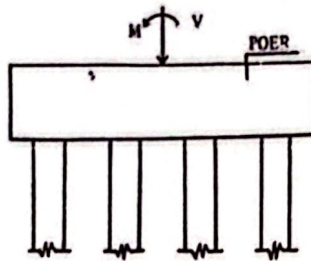
Diketahui :

$N$  = Beban diterima

$\sum V$  = resultan gaya normal secara sentris

$n$  = jumlah tiang

- Beban normal eksentris.

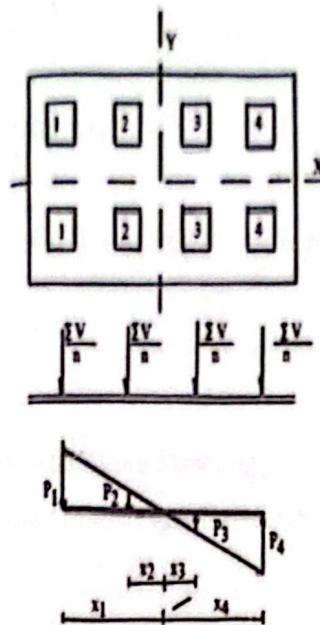


Gambar 2. 4 Kelompok Tiang

1. Akibat beban normal sentris

$$P_v = \frac{\sum V}{n} \quad (2.25)$$

2. Karena adanya beban momen dan asumsi bahwa poer memiliki kekakuan sempurna, distribusi momen terjadi pada seluruh tiang pancang dalam kelompok tersebut. Tiang pancang yang posisinya lebih jauh dari titik pusat massa kelompok akan mengalami beban terbesar atau terkecil, tergantung pada arah dan besarnya momen yang bekerja.



$$p_2 : p_1 = x_2 : x_1 \dots\dots\dots (2.66)$$

$$p_2 = \frac{x_2}{x_1} p_1 \dots\dots\dots (2.27)$$

Analogy :

$$p_3 = \frac{x_3}{x_1} p_1 \dots\dots\dots (2.28)$$

$$p_4 = \frac{x_4}{x_1} p_1 \dots\dots\dots (2.29)$$

$$M = p_1 x_1 + p_2 x_2 + p_3 x_3 + p_4 x_4$$

$$= p_1 x_1 + p_1 \frac{x_2^2}{x_1} + p_1 \frac{x_3^2}{x_1} + p_1 \frac{x_4^2}{x_1} \dots\dots\dots (2.30)$$

$$M = \frac{p_1}{x_1} (x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 + x_4^2) = \frac{p_1}{x_1} \sum x^2 \dots\dots\dots (2.31)$$

( sumber : Sardjono , Pondasi Tiang Pancang hal , 58 )

Disalurkan ke dua tiang karena pada baris 1 mengarah pada arah Y

ada 2 buah tiang.  $p_1 = \frac{m x_1}{\sum x^2}$  ( 2.32 )

Untuk satu tiang :  $p_1 = \frac{m x_1}{2 \sum x^2}$  ( 2.33 )

Secara umum beban maximum yang diterima oleh tiang pancang yang letaknya terjauh adalah :

$$p_M = \pm \frac{M x_{max}}{n y \sum x^2} \quad ( 2.34 )$$

( sumber : Sarojono Hs , Pondasi Tiang Pancang )

Jadi beban total maximum yang diterima oleh tiang pancang adalah :

$$p_{max} = p_v + p_m \quad ( 2.35 )$$

$$p_{max} = \frac{\sum v}{n} \pm \frac{M x_{max}}{n y \sum x^2} \quad ( 2.36 )$$

Dimana :

$p_{max}$  = beban maksimum yang diterima.

$\sum v$  = total beban vertical dan horizontal.

$n$  = jumlah tiang.

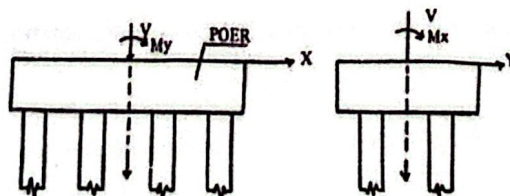
$x_{max}$  = jarak tiang dari titik berat.

$M$  = momen tiang

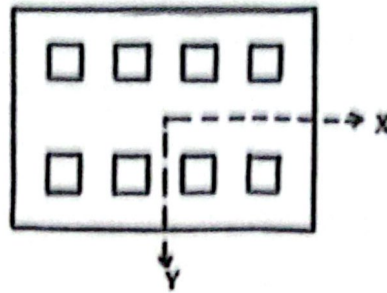
$N_y$  = jumlah tiang arah Y

$x^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang dari titik berat.

- Beban normal sentris dengan momen dua arah







$$p_{max} = \frac{\sum v}{n} + \frac{M_y x_{max}}{n y \sum x^2} + \frac{M_x y_{max}}{n x \sum y^2} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dimana :

$p_{max}$  = beban maksimum yang diterima.

$\sum v$  = total beban normal.

$n$  = jumlah tiang pancang.

$x_{max}$  = jauhnya jarak dari titik berat.

$y_{max}$  = koordinat tiang yang terjauh dari titik berat.

$M$  = gaya momen pada tiang.

$n_x$  = jumlah tiang satu baris ke arah X.

$\sum x^2$  = banyaknya kuadrat jarak dari tiang ke titik berat.

$\sum y^2$  = banyaknya kuadrat koordinat.

### 2.13 Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan elastis atau penurunan seketika, yang dilambangkan sebagai  $S_i$ , terjadi segera setelah beban diberikan pada tiang pancang. Sementara itu, terdapat juga penurunan jangka panjang yang dikenal sebagai penurunan konsolidasi, dilambangkan dengan  $S_c$ , yang berlangsung secara bertahap seiring dengan proses disipasi tekanan air pori dalam tanah di sekitar tiang pancang.

$$S \equiv S_i + S_c \dots\dots\dots (2.38)$$

Diketahui :

$S$  = total penurunan

$S_i$  = penurunan elastis

$S_c$  = penurunan jangka panjang

### 2.13.1 Penurunan Tiang pada Tanah Lempung Akibat Konsolidasi.

1. Menetapkan beban yang bekerja

$$q = \frac{Q}{B_f \cdot L_f} \dots\dots\dots (2.39)$$

2. Beban kerja ini harus lebih kecil dari yang dialihkan pada kedalaman  $\frac{2}{3} D_f$ .
3. Beban yang diterima oleh fondasi tiang disalurkan dengan pola penyebaran tertentu, di mana perbandingan antara arah vertikal dan horizontal diasumsikan sebesar 2:1.
4. Lapisan tanah dibagi menjadi beberapa bagian, di mana setiap lapisan dianalisis dengan menentukan parameter kompresibilitasnya, tegangan efektif awal ( $p_0'$ ), serta besar tambahan beban yang diterima ( $\Delta p$ ). Penurunan yang terjadi pada masing-masing lapisan kemudian dihitung secara terpisah, lalu dijumlahkan untuk memperoleh total penurunan fondasi.

$$S_g = \sum \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \left( \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \right) \dots\dots\dots (2.40)$$

### 2.13.2 Penurunan Seketika

Penurunan elastis terjadi segera setelah beban bekerja pada tiang, sedangkan penurunan konsolidasi berlangsung secara bertahap dalam kurun waktu yang lebih lama akibat disipasi tekanan air pori dalam tanah. Total penurunan yang dialami oleh kelompok tiang pancang merupakan hasil penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut, sehingga dalam perancangannya, perlu dilakukan analisis menyeluruh untuk memastikan stabilitas dan kinerja fondasi dalam jangka pendek maupun jangka panjang.

Rumusan umum untuk menghiung penurunan seketika adalah :

$$S_i = q_n \times 2B \times \frac{1-\mu^2}{E_u} \times I_p \dots\dots\dots (2.42)$$

Dimana :

$S_i$  = penurunan seketika di pusat pondasi  
 $Q_n$  = tekanan netto pada pondasi tiang pancang  
 $B$  = lebar pondasi rakit yang fleksibel  
 $U$  = angka posion, tanah liat dipakai 0,5  
 $I_p = I_w$  = faktor pengaruh  
 $E_u = E_s$  = modulus deformasi

- Analisis Penurunan Kelompok Tiang Berdasarkan Faktor Interaksi

a) ( Metode Paulos )

Penurunan tiang pada pondasi tiang dapat diperoleh dengan memperhitungkan interaksi antar tiang dengan menggunakan rumus dibawah ini :

$$S_i = x_i \cdot \Sigma ( P_j \cdot \alpha_{ij} ) + x_i \cdot P_i \dots \dots \dots ( 2. 43 )$$

Dimana :

$S_i$  = penurunan tiang yang diakibatkan oleh pengaruh tiang yang lainnya (m).

$x_i$  = besar penurunan

$P_j$  = beban yang diterima j dari tiang ( ton ).

$\alpha_{ij}$  = factor interaksi dari tiang I ke tiang j.

( sumber : Paulus P Rahardjo , Manual Pondasi Tiang Pancang )

1. Faktor Interaksi untuk Tiang Tahanan Gesek (  $\alpha_f$  )

Faktor interaksi ini diterapkan pada pondasi yang memiliki keseragaman diameter, di mana pengaruh interaksi antar tiang perlu diperhitungkan dalam analisis perilaku fondasi. Menurut Poulos dan Mattes, faktor  $\alpha_f$  bergantung pada beberapa variabel, yaitu rasio jarak terhadap diameter ( $s/D$ ), rasio panjang tiang terhadap diameternya ( $L/D$ ), serta parameter  $K$ .

Parameter  $K$  sendiri didefinisikan sebagai perbandingan antara modulus elastisitas material tiang dengan modulus elastisitas tanah di sekitarnya. Untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih akurat, beberapa faktor koreksi juga perlu diterapkan dalam perhitungan faktor  $\alpha_f$ , sehingga dapat mencerminkan kondisi sebenarnya dari interaksi antar tiang dalam kelompok fondasi.



a.  $N_h$

Faktor koreksi letak kedalaman tanah keras. Dengan kenaikan nilai,  $N_h$  mengakibatkan naiknya  $L/D$  dan turunnya nilai  $K$ .

b.  $N_{db}$

Faktor koreksi untuk distribusi beban pada kepala tiang bergantung pada rasio jarak antar tiang terhadap diameter ( $s/D$ ) serta rasio panjang efektif tiang terhadap diameternya ( $L/D$ ). Grafik ini berlaku untuk kondisi tiang yang dianggap tidak dapat terkompresi ( $K = \infty$ ). Namun, jika tiang memiliki sifat kompresibel, maka nilai  $N_{db}$  akan mengalami penurunan akibat deformasi yang terjadi pada material tiang.

c.  $N_v$

Faktor koreksi Poisson

d.  $N_m$

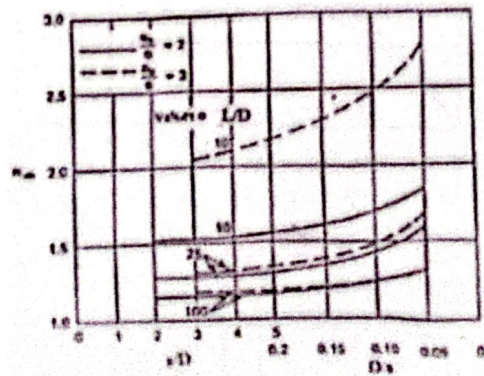
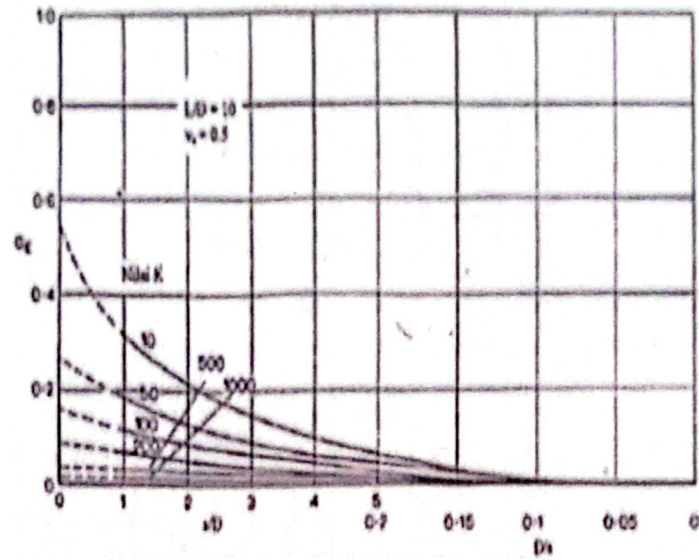
Faktor koreksi modulus tanah. Seluruh faktor koreksi mengasumsikan nilai modulus tanah sama sepanjang tiang. Faktor interaksi dengan asumsi tanah homogen akan menghasilkan penurunan yang berlebihan.

e.  $N_s$

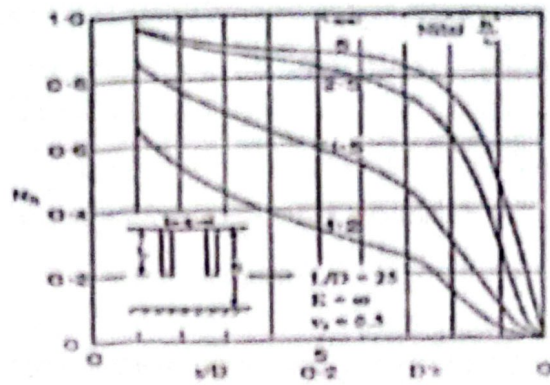
Dalam perhitungan fondasi tiang bor tunggal, pengaruh gelincir yang terjadi di antara permukaan tanah dan tiang umumnya dapat diabaikan pada kondisi beban kerja normal. Namun, dalam kasus tertentu, seperti pada struktur dermaga dengan rasio panjang terhadap diameter ( $L/D$ ) yang rendah, serta pada tiang pancang yang memiliki pembesaran di bagian ujungnya, efek gelincir perlu diperhitungkan dengan lebih cermat. Meskipun demikian, meskipun gelincir diperhitungkan dalam analisis, pengaruhnya terhadap nilai faktor interaksi ( $\alpha f$ ) cenderung kecil dan tidak menyebabkan perubahan yang signifikan dalam perhitungan keseluruhan. Oleh karena itu, dalam kebanyakan desain fondasi, faktor gelincir hanya menjadi pertimbangan tambahan tanpa memberikan dampak besar terhadap hasil akhir analisis.

Sehingga faktor interaksi ( $\alpha$ ) menjadi :

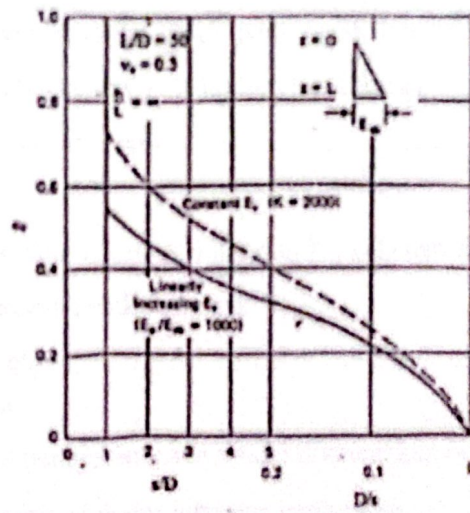
$$\alpha = \alpha_f \cdot N_h \cdot N_{eb} \cdot N_v \cdot N_m \cdot N_s \quad (2.44)$$



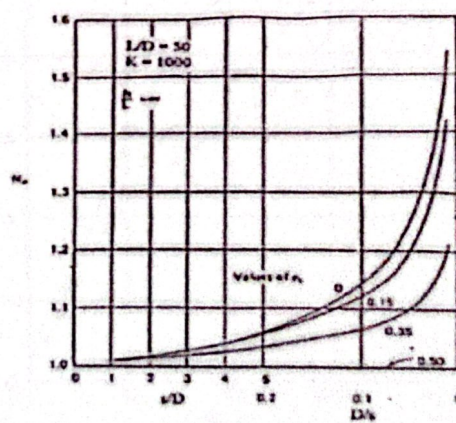
(a)



(b)



(c)



(d)



Gambar 2. 11 faktor interaksi dengan harga poisson's 0.5.

- Faktor Interaksi yang digunakan Tahanan Gesek L/D adalah 10
- Faktor Koreksi Kedalaman Tanah Keras  $N_h$
- Faktor Koreksi Perbesaran Kepala Tiang  $N_{db}$
- Faktor Koreksi Poisson's Ratio  $N_v$
- Faktor Modulus Tanah  $N_m$

## 2. Faktor Interaksi untuk ujung Tiang Tahanan Ujung ( $\alpha_E$ )

Untuk tiang yang berdiri di atas tanah dengan sifat kompresibel, kondisinya berada di antara dua keadaan ekstrem, yaitu tiang yang mengandalkan tahanan gesek pada tanah homogen dan tiang yang sepenuhnya bertumpu pada lapisan tanah keras.

$$\alpha = \alpha_F \cdot F_E \cdot (\alpha_F \cdot \alpha_E) \dots \dots \dots (2.45)$$

Dimana :

$F_E$  = nilai faktor dari besaran K , L/D dan  $E_B/E_s$

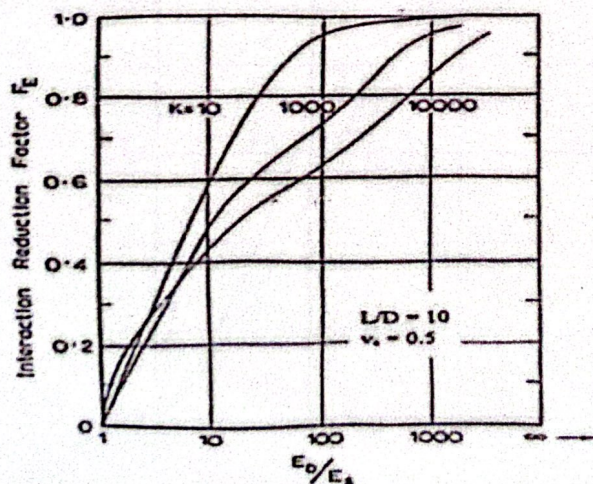
## 3. Faktor Interaksi Tidak Seragam

$$\Delta S_{ij} = x_j \cdot \alpha_{ij} \dots \dots \dots (2.46)$$

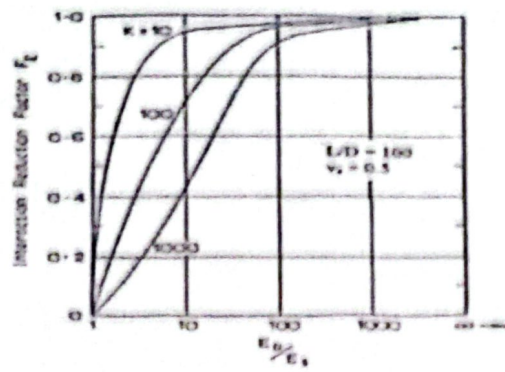
Dimana :

$x_j$  = penurunan pada tiang j dikarenakan beban tersendiri

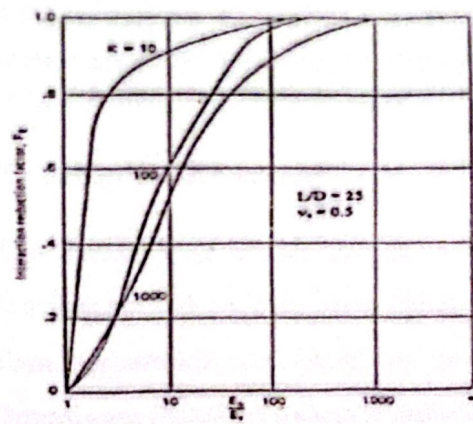
$\alpha_{ij}$  = nilai factor interaksi jarak tiang



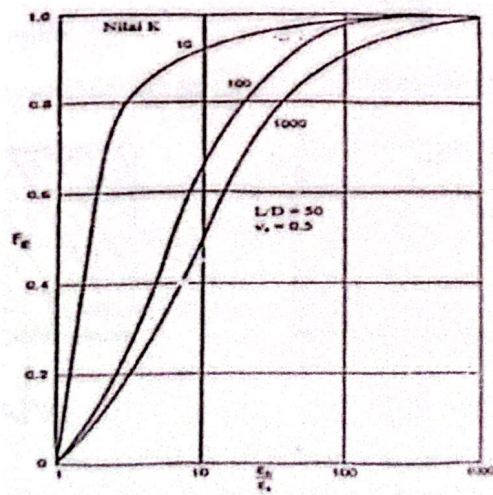
(a)



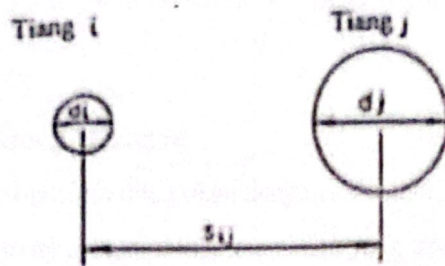
(b)



(c)



(d)



(e)

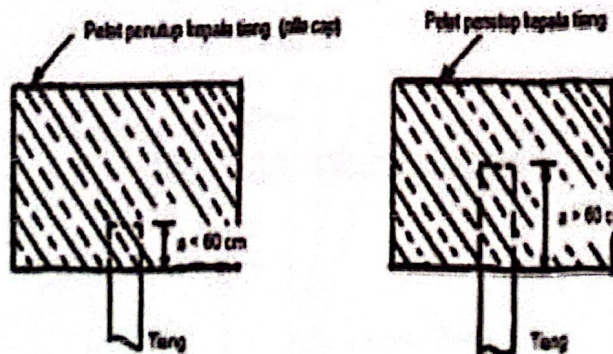
Gambar 2. 12 Faktor Interaksi untuk Tiang Tahanan yang Tidak Seragam. Gambar (a) Faktor Reduksi  $F_E L/D = 10$ , (b) Faktor Reduksi  $F_E L/D = 100$ , (c) Faktor Reduksi  $F_E L/D = 25$ , (d) Faktor Reduksi  $F_E L/D = 50$ , (e) Interaksi antara Dua Tiang yang Berbeda Ukuran. Faktor Interaksi untuk Tiang Tahanan yang Tidak Seragam.

### 2.13.3 Gaya Lateral Terhadap Tiang Pancang

Berdasarkan karakteristik ikatan dengan pelat penutup, tiang pancang diklasifikasikan menjadi dua tipe utama. Setiap tipe memiliki peran yang berbeda dalam menyalurkan gaya lateral dan menentukan distribusi momen serta deformasi yang terjadi pada sistem fondasi secara keseluruhan.

Tiang – tiang dibedakan menurut 2 tipe, sebagai berikut :

1. Fixed end pile (ujung bebas)
2. Free end pile (ujung jepit)



(a)

(b)

Gambar 2.5 (a) ujung tiang bebas, (b) ujung tiang jepit



Beban lateral yang dapat diterima oleh fondasi tiang dihitung berdasarkan dua pendekatan utama, yang mempertimbangkan aspek keamanan serta batas toleransi deformasi.

#### a. Pendekatan Faktor Keamanan

Beban lateral yang diizinkan ditentukan dengan cara membagi beban ultimit yang dapat ditahan oleh tiang dengan faktor keamanan yang telah ditetapkan.

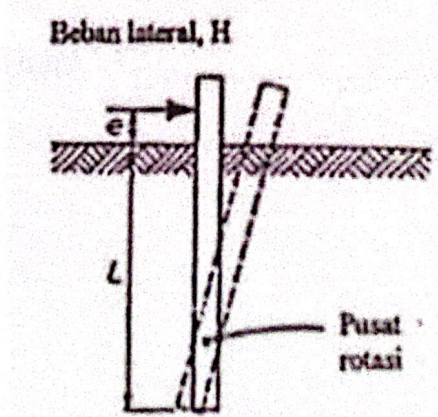
#### b. Pendekatan Defleksi Maksimum

Selain mempertimbangkan kapasitas beban ultimit, analisis juga dilakukan berdasarkan defleksi yang terjadi akibat beban lateral. Beban lateral yang diterapkan harus menghasilkan defleksi yang masih berada dalam batas toleransi yang diperbolehkan, sehingga tidak menyebabkan gangguan terhadap stabilitas struktur di atasnya.

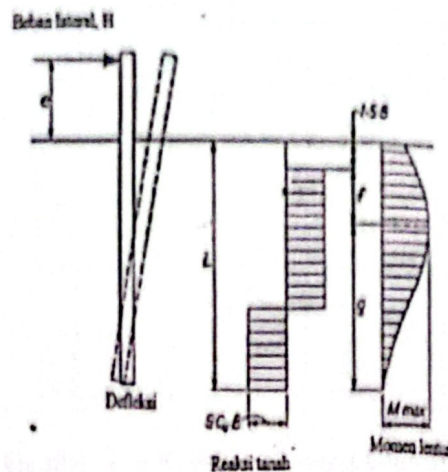
### 2.14 Metode Broms

Pendekatan ini memungkinkan analisis yang lebih praktis dalam mengevaluasi daya dukung lateral tiang pancang. Broms mempertimbangkan perbedaan kondisi tumpuan pada kepala tiang, apakah menerima beban bebas atau dalam kondisi dijepit, yang akan mempengaruhi perilaku deformasi serta kapasitas dukung lateralnya.

#### 2.14.1 Metode Broms dengan kondisi tiang pendek



Gambar 2.6 Keruntuhan tiang pendek



Gambar 2.7 Reaksi, Momen Lentur Tiang Pendek

Dengan mengambil momen terhadap kaki tiang di peroleh :

$$H_u = \frac{0.5 \gamma' L^3 D}{(e+L)} K \dots\dots\dots (2.47)$$

Pada tanah lempung , momen maksimum diberikan untuk dua rentang kedalaman , yaitu :

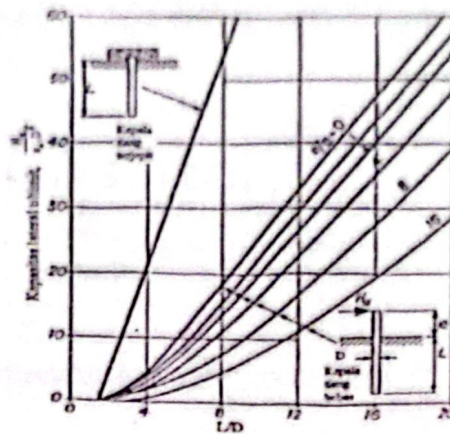
$$M_{max} = H_u (e + 1.5 D + 0.5 x_o) \text{ untuk } 0.5 + x_o \dots\dots\dots (2.50)$$

$$M_{max} = 2.25 x D x C_u (L = x_o)^2 \text{ untuk } L = x_o \dots\dots\dots (2.51)$$

Dengan harga  $x_o$  dinyatakan sebagai berikut :

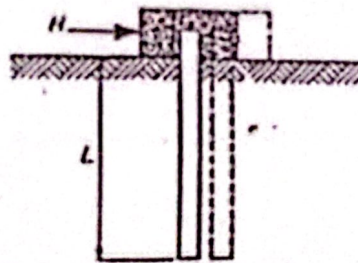
$$x_o = \frac{H_u}{9 x C_u x D} \dots\dots\dots (2.52)$$

Dengan mengetahui harga  $\frac{H}{C_u D^2} \dots\dots\dots (2.53)$

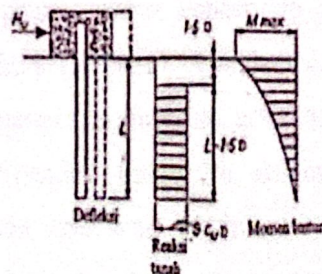


Gambar 2. 8 Kapasitas Lateral Ultimit

- **Kepala Tiang Terjepit ( Fixed Head )**



Gambar 2.10 Keruntuhan Tiang Pendek sehingga Kepala Tiang Terjepit



Gambar 2.11 Reaksi Tanah dan Momen Lentur

#### 2.14.2 Metode Broms untuk tiang Panjang Kepala Tiang Bebas

Interaksi antara tanah dan tiang mempengaruhi bagaimana beban lateral didistribusikan serta bagaimana tiang mengalami deformasi dan tegangan.

Untuk kondisi tanah lempung, perhitungan kapasitas lateral dan momen maksimum pada tiang panjang tetap merujuk pada persamaan yang digunakan untuk analisis tiang pendek, dengan mempertimbangkan karakteristik



deformasi serta kontribusi daya dukung tanah terhadap kestabilan struktur fondasi.

$$M_{max} = H_u (e + 1.5 D + 0.5 x_o) \dots\dots\dots (2.56)$$

$$\text{Dimana } x_o = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \dots\dots\dots (2.57)$$

Dengan mengetahui harga  $\frac{M_u}{C_u \cdot D^3}$  maka harga  $\frac{H_u}{C_u \cdot D^2}$

- **Kepala Tiang Terjepit ( fixed Head )**

$$H_u \frac{2 M_u}{1.5 D + 0.5 x_o} \dots\dots\dots (2.58)$$

$$\frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \dots\dots\dots (2.59)$$

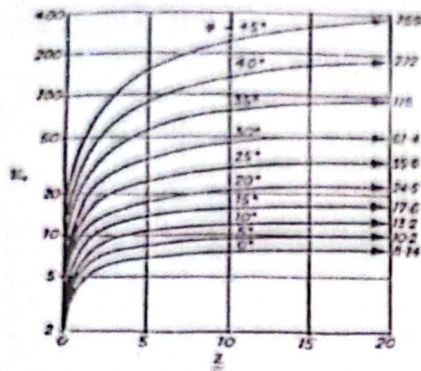
## 2.15 Metode Brinch Hansen

Metode ini dapat digunakan untuk berbagai jenis tanah, termasuk tanah homogen, tanah dengan parameter kohesi dan gesekan ( $c-\phi$ ), serta tanah berlapis yang memiliki karakteristik berbeda pada setiap lapisannya.

Namun, penerapan metode ini memiliki keterbatasan, yaitu hanya berlaku untuk analisis tiang pendek. Selain itu, dalam proses penyelesaiannya, diperlukan pendekatan **trial and error** atau metode coba-coba untuk menentukan posisi titik rotasi tiang secara akurat, sehingga solusi yang diperoleh dapat mencerminkan kondisi sebenarnya dari sistem fondasi yang dianalisis.

$$P_{su} = \sigma' v' x K_q + c \times K_c \dots\dots\dots (2.60)$$

$K_q$  dan  $K_c$  merupakan fungsi  $\phi$  dan  $x/D$



Gambar 2. 9 Koefisien  $K_c$



Gambar 2. 10 Koefisien  $K_q$

Metode Brinch Hansen dapat digunakan untuk menganalisis stabilitas fondasi dalam dua kondisi jangka pendek dan jangka panjang. Dalam analisis jangka pendek, metode ini mengandalkan nilai kohesi tanah tak terdrainase ( $c_u$ ) dengan asumsi sudut gesek internal ( $\phi$ ) sama dengan nol ( $\phi = 0^\circ$ ). Pendekatan ini cocok untuk kondisi tanah yang belum mengalami disipasi tekanan air pori secara signifikan setelah pembebanan.

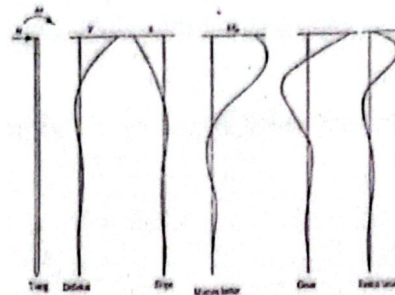
Sementara itu, untuk analisis jangka panjang, metode ini menggunakan parameter tanah dalam kondisi terdrainase, yaitu nilai kohesi efektif ( $C'$ ) dan sudut gesek internal efektif ( $\phi'$ ). Pendekatan ini mempertimbangkan perubahan karakteristik tanah seiring waktu akibat disipasi tekanan air pori, yang berdampak pada peningkatan kapasitas dukung tanah dan stabilitas fondasi secara keseluruhan.

## 2.16 Metode Reese & Matlock

Selain menggunakan kapasitas lateral ultimit, defleksi lateral yang diizinkan juga dapat dijadikan sebagai pertimbangan penting dalam desain. Pendekatan ini memastikan bahwa tiang tidak hanya memiliki kapasitas dukung yang memadai, tetapi juga memenuhi batas toleransi deformasi yang diperbolehkan.

Reese & Matlock, yang menerapkan pendekatan reaksi subgrade. Metode ini memperhitungkan interaksi antara tanah dan tiang dengan mengasumsikan bahwa tanah bertindak sebagai serangkaian pegas elastis yang memberikan perlawanan terhadap pergerakan lateral tiang. Dengan pendekatan ini, distribusi tekanan tanah terhadap kedalaman dapat dianalisis secara lebih akurat, sehingga menghasilkan desain yang lebih aman dan optimal.

## Kepala Tiang Bebas



Gambar 2. 11 Pondasi Tiang dengan Beban Lateral H dan Momen

Dapat dinyatakan dengan persamaan :

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{k_p y}{EI} = 0 \dots \dots \dots (2.61)$$

$$y = y_A + y_B = A \frac{H.T^3}{EI} + B \frac{M.T^2}{EI} \dots \dots \dots (2.63)$$

$$M_x = M_A + M_B = A_M.H.T + B_M.M \dots \dots \dots (2.64)$$

$$S = S_A + S_B = A \frac{H.T^3}{EI} + B \frac{M.T^2}{EI} \dots \dots \dots (2.65)$$

$$V_x = V_A + V_B = A_V.H + B_V \cdot \frac{M}{T} \dots \dots \dots (2.66)$$

$$P_x = P_A + P_B = A_P.T + B_P.T^2 \dots \dots \dots (2.67)$$

U untuk tiang Panjang ( $Z_{max} = \frac{l}{T} \geq 5$ ) dan kondisi kepala tiang bebas.



dengan  $Z_{max} \leq 2$  memiliki perilaku sebagai tiang pendek. Tiang dengan  $M_x = \geq 5 - 10$  memiliki harga koefisien defleksi yang sama.

#### Kepala Tiang Terjepit

Pada tiang dengan kepala terjepit, harga slope di kepala tiang adalah nol, karena itu :

$$S_x = S_A + S_B = A \frac{H \cdot T^3}{EI} + B \frac{M \cdot T}{EI} = 0 \quad (2.68)$$

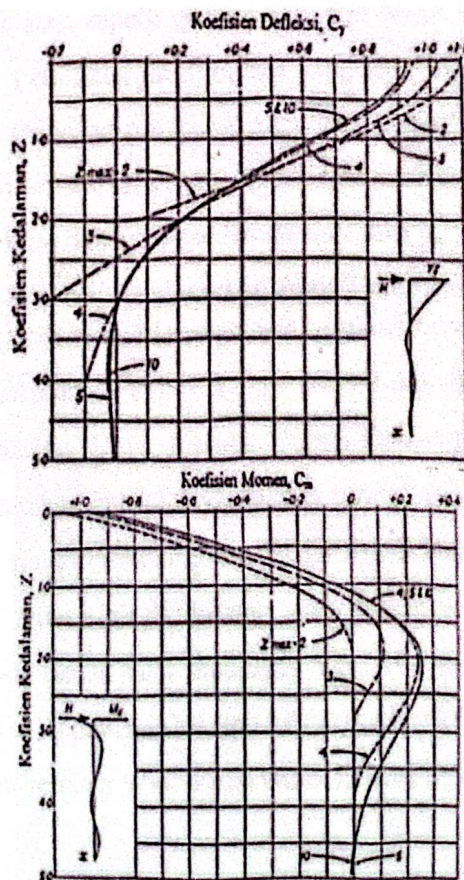
Dengan demikian untuk perhitungan defleksi momen dan perlawanan tanah dapat digunakan rumus sebagai berikut :

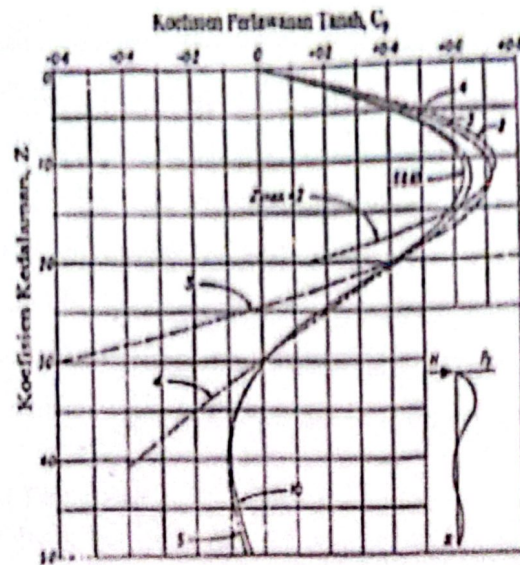
$$y_x = C_y \frac{H \cdot T^3}{EI} \quad (2.69)$$

$$M_x = C_m \cdot H \cdot T \quad (2.70)$$

$$P_x = C_p \cdot \frac{H}{T} \quad (2.71)$$

Dimana harga  $C_y$ ,  $C_m$ ,  $C_p$  seperti pada gambar dibawa ini





Gambar 2. 12 Koefisien Defleksi, Momen dan Reaksi Tanah pada Tiang – Kepala Tiang terjepit

## 2.3 Jenis Fondasi Tiang

Fondasi tiang berperan dalam menopang struktur yang harus menghadapi gaya angkat ke atas, seperti gedung pencakar langit yang rentan terhadap tekanan angin. Pemilihan jenis fondasi yang tepat sangat bergantung pada kondisi tanah serta lokasi proyek. Analisis yang cermat terhadap karakteristik tanah di area konstruksi sangat diperlukan agar fondasi yang digunakan dapat menjamin stabilitas dan kekuatan bangunan dalam jangka panjang.

### 2.3.3 Penentuan Fondasi Berdasarkan Jenis Tanahnya

Dalam studi yang dilakukan oleh Sjachrul Balamba dan Sumampouw (2018) yang berjudul *"Pengaruh Jenis Tanah dan Bentuk Tiang Pancang terhadap Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Grup Akibat Beban Vertikal"*, ditemukan bahwa daya dukung fondasi tiang pancang pada tanah berpasir lebih tinggi dibandingkan dengan tanah lempung. Hasil penelitian menunjukkan bahwa daya dukung pada tanah lempung sebesar 50%, sedangkan pada tanah pasir mencapai 56%. Hal ini terjadi karena proses pemancangan tiang pancang mampu meningkatkan kepadatan tanah granuler, sehingga tanah berpasir lebih sesuai untuk fondasi tiang pancang. Sebaliknya,



pada tanah lempung, pemancangan dapat menyebabkan kenaikan permukaan tanah, sehingga penggunaan tiang bor lebih disarankan untuk jenis tanah ini. Namun, dalam kondisi tertentu, seperti ketika muka air tanah tinggi atau akibat pengaruh cuaca, penggunaan fondasi tiang bor bisa menjadi kurang efisien. Hal ini disebabkan oleh potensi penurunan kualitas beton yang dipengaruhi oleh kadar air tanah yang berlebih. Oleh karena itu, pemilihan jenis fondasi harus mempertimbangkan kondisi lingkungan serta karakteristik tanah guna memastikan kestabilan dan daya dukung struktur yang optimal.

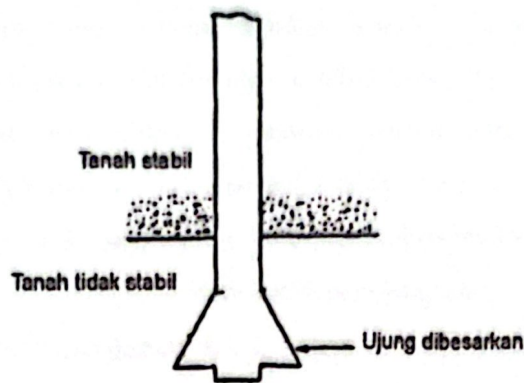
### **2.17 Pondasi Tiang Bor**

Fondasi tiang bor, juga dikenal sebagai *bored pile*, adalah jenis fondasi dalam yang digunakan untuk mentransfer beban berat dari struktur bangunan ke lapisan tanah yang lebih kuat di bawahnya. Fondasi tiang bor dibuat dengan cara mengebor tanah hingga kedalaman tertentu, kemudian memasukkan tulangan baja dan mengisi lubang dengan beton. Metode ini memungkinkan proses pemasangan yang lebih fleksibel dibandingkan dengan fondasi tiang pancang, terutama pada lokasi dengan kondisi tanah yang stabil dan memiliki kekakuan yang cukup, sehingga lubang bor dapat tetap terbentuk tanpa mengalami keruntuhan.

Dalam kondisi tanah yang mengandung air, pemasangan tiang bor memerlukan teknik tambahan untuk menjaga kestabilan dinding lubang. Salah satu caranya adalah dengan menggunakan pipa besi atau casing sebagai pelindung sementara selama proses pengeboran berlangsung. Pipa ini berfungsi menahan dinding tanah agar tidak runtuh dan akan dilepas secara perlahan saat pengecoran beton dilakukan.

Pada jenis tanah yang lebih padat atau di area dengan lapisan batuan lunak, dasar tiang bor dapat diperbesar dengan teknik pelebaran lubang di bagian ujungnya. Metode ini bertujuan untuk meningkatkan daya dukung fondasi, sehingga beban dari struktur di atasnya dapat didistribusikan secara lebih efektif ke tanah keras.





Gambar 2. 13 Fondasi Tiang Bor

Sumber : pada buku (Hardiyatmo, 2008) yang berjudul Teknik Fondasi II edisi keempat



Gambar 2.14 Proses pengeboran tiang bor pada Jembatan di Tol Cipularang KM71

Sumber: Dokumen Pribadi

❖ Kelebihan :

1. **Menyesuaikan dengan kebutuhan kedalaman**

Salah satu keunggulan tiang bor adalah fleksibilitas dalam menentukan kedalaman pemasangan. Dengan demikian, tiang bor dapat diterapkan pada berbagai jenis bangunan, baik yang memerlukan fondasi dangkal maupun yang membutuhkan fondasi dalam. Tiang dapat dipasang hingga kedalaman yang dalam. Tiang bor dapat dipasang hingga kedalaman yang lebih dalam daripada tiang pancang

2. **Memungkinkan pemeriksaan kondisi tanah sebelum pemasangan**  
Sebelum proses pengeboran dimulai, kondisi tanah dapat diperiksa secara langsung untuk memastikan kesesuaian dengan data hasil pengujian laboratorium. Hal ini memungkinkan insinyur dan perencana konstruksi untuk menyesuaikan metode pengeboran serta memastikan fondasi yang digunakan sesuai dengan karakteristik tanah di lokasi pembangunan.
3. **Dapat mencapai kedalaman lebih dalam dibandingkan tiang pancang**  
Tiang bor memiliki keunggulan dalam hal kedalaman pemasangan, karena dapat mencapai lapisan tanah keras yang terletak lebih dalam dibandingkan tiang pancang. Keunggulan ini membuatnya cocok untuk digunakan pada proyek-proyek yang membutuhkan daya dukung tinggi, terutama pada tanah yang memiliki lapisan lemah di bagian atasnya.
4. **Penulangan lebih terjaga karena dibuat langsung di lokasi**  
Berbeda dengan tiang pancang yang harus diproduksi terlebih dahulu dan mengalami tekanan selama proses pengangkutan serta pemancangan, tiang bor dibuat langsung di lokasi proyek. Hal ini memastikan bahwa penulangan tetap dalam kondisi optimal tanpa mengalami tegangan atau risiko kerusakan akibat transportasi dan pemancangan, sehingga meningkatkan kualitas dan ketahanan fondasi.

❖ **Kekurangan :**

1. **Pengeboran dapat mempengaruhi kepadatan tanah**

Proses pengeboran dalam pemasangan tiang bor berpotensi mengganggu struktur tanah di sekitarnya, terutama pada tanah berpasir atau berkerikil. Tanah jenis ini cenderung memiliki butiran yang tidak saling mengikat, sehingga ketika dilakukan pengeboran, kepadatannya dapat berkurang. Hal ini dapat berdampak pada berkurangnya daya dukung tanah terhadap tiang, yang pada akhirnya dapat mempengaruhi stabilitas fondasi.

2. **Kesulitan pengecoran akibat keberadaan air tanah**

Pengecoran beton dalam tiang bor dilakukan langsung di dalam lubang bor yang telah dipersiapkan sebelumnya. Namun, apabila lubang tersebut terisi oleh air tanah, proses pengecoran menjadi lebih kompleks dan menantang. Air



tanah dapat mencampuri beton segar yang sedang dituangkan, sehingga berpotensi menurunkan kualitas beton yang terbentuk. Dalam kondisi seperti ini, diperlukan teknik khusus, seperti penggunaan pipa tremie atau dewatering, agar pengecoran tetap berjalan dengan baik.

3. **Aliran air dalam lubang bor dapat mengganggu kestabilan tanah**  
Masuknya air ke dalam lubang bor tidak hanya berisiko mengganggu proses pengecoran, tetapi juga dapat menyebabkan erosi pada dinding lubang bor. Air yang mengalir dapat melarutkan partikel tanah di sekitarnya, sehingga mengurangi kepadatan tanah dan menurunkan daya dukung terhadap tiang bor.
4. **Ketidaksempurnaan pembesaran ujung bawah pada tanah berpasir**  
Metode meningkatkan daya dukung tanah dengan cara memperbesar ujung bawahnya, sehingga area kontak antara fondasi dan tanah menjadi lebih luas. Namun, teknik ini sulit diterapkan pada tanah berpasir, karena sifat tanah yang tidak kohesif membuatnya sulit mempertahankan bentuk lubang yang diperbesar. Akibatnya, efektivitas peningkatan daya dukung melalui metode ini menjadi terbatas, sehingga perlu pertimbangan alternatif lain dalam desain fondasi.

## **2.18 Pondasi Tiang Pancang**

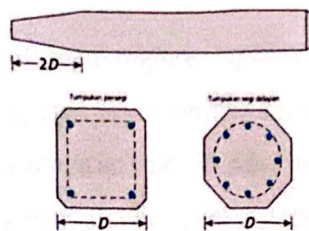
Tiang pancang beton pracetak adalah jenis pondasi dalam yang terbuat dari beton bertulang dan diproduksi terlebih dahulu di pabrik sebelum dikirim ke lokasi proyek untuk dipasang. Proses produksi yang dilakukan di lingkungan pabrik memungkinkan kontrol kualitas yang lebih ketat, sehingga menghasilkan tiang dengan spesifikasi yang lebih presisi dan kuat. Setelah diproduksi, tiang-tiang ini diangkut ke lokasi pembangunan dan dipancang ke dalam tanah menggunakan alat pemancang khusus hingga mencapai tanah keras dibawahnya.

Tiang pancang beton pracetak tersedia dalam berbagai bentuk, dengan dua jenis yang umum digunakan, yaitu berbentuk prisma dan silinder. Tiang dengan bentuk prisma biasanya memiliki penampang segi empat atau segi



delapan, sedangkan tiang berbentuk silinder lebih sering digunakan untuk aplikasi dengan kebutuhan daya dukung lebih besar.

Dari segi panjang, tiang pancang beton pracetak umumnya tersedia dalam ukuran antara 20 hingga 40 meter. Namun, untuk keperluan khusus seperti menopang bangunan bertingkat tinggi atau infrastruktur besar, panjangnya bisa mencapai hingga 60 meter, terutama untuk tipe yang berlubang. Dalam hal kapasitas beban, tiang pancang berukuran kecil mampu menahan beban antara 300 hingga 800 kN, tergantung pada spesifikasi material, metode pemancangan, serta kondisi tanah tempat fondasi tersebut dipasang.



Gambar 2. 15 Contoh gambar fondasi tiang pancang beton pracetak

Sumber : buku principles of foundation engineering (DAS, 2017)

Fondasi tiang pancang sendiri memiliki kelebihan dan kekurangan dibandingkan dengan tiang bor. Berikut kelebihan dan kekurangan fondasi tiang pancang:

#### ❖ Keuntungan

##### 1. Kualitas material lebih terjamin karena melalui proses kontrol ketat

Salah satu keunggulan utama tiang pancang beton pracetak adalah kualitas materialnya yang lebih terjamin. Karena diproduksi di pabrik dengan standar yang ketat, setiap tiang melewati proses pemeriksaan kualitas sebelum dikirim ke lokasi proyek. Hal ini memastikan bahwa tiang yang digunakan memiliki kekuatan, ketahanan, dan ukuran yang sesuai dengan spesifikasi teknis yang dibutuhkan dalam konstruksi. Dengan demikian,

risiko cacat atau ketidaksempurnaan material dapat diminimalkan sebelum pemasangan dilakukan.

**2. Proses pemancangan tidak terpengaruhi kondisi air tanah**

Tiang pancang dapat dipasang di berbagai kondisi tanah, termasuk di daerah dengan muka air tanah yang tinggi. Tidak seperti metode pengeboran yang dapat mengalami kesulitan saat berhadapan dengan air tanah, pemancangan tiang pracetak tidak terganggu oleh keberadaan air. Hal ini membuatnya cocok untuk digunakan pada proyek konstruksi di wilayah pesisir, daerah rawa, atau tanah berair lainnya tanpa mengurangi efektivitas daya dukung fondasi.

**3. Dapat menjangkau lapisan tanah keras pada kedalaman ekstrem**

Tiang pancang memiliki kemampuan untuk ditanam hingga kedalaman yang direncanakan. Kemampuan ini sangat berguna terutama pada tanah yang memiliki daya dukung tanah rendah di permukaan. Dengan mencapai lapisan tanah keras di kedalaman tertentu, tiang pancang dapat menopang beban bangunan secara optimal, menghindari risiko penurunan struktur akibat kondisi tanah yang tidak stabil.

**4. Meningkatkan kepadatan tanah di sekitar fondasi**

Proses pemancangan tiang tidak hanya berfungsi untuk menopang bangunan, tetapi juga dapat meningkatkan kepadatan tanah di sekitarnya. Ketika tiang pancang ditanam ke dalam tanah dengan metode pemancangan, tekanan yang dihasilkan membantu memadatkan tanah di sekelilingnya. Efek ini dapat mengurangi risiko penurunan permukaan tanah di masa mendatang, sehingga menjaga kestabilan struktur bangunan dalam jangka panjang.

**❖ Kerugian**

1. Pemancangan tiang dapat menyebabkan penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah di sekitarnya, sehingga perlu dilakukan tindakan mitigasi.



2. Tiang pancang dapat rusak akibat pemancangan, sehingga perlu dilakukan pemeriksaan dan perawatan secara berkala.
3. Pemancangan tiang yang berdiameter besar dapat menjadi sulit, sehingga perlu dilakukan dengan hati-hati.
4. Proses pemasangan tiang pancang dilakukan dengan metode pemancangan menggunakan alat berat, seperti hammer atau vibratory driver, yang menghasilkan suara bising, getaran, serta perubahan tekanan tanah di sekitarnya. Gangguan ini dapat mempengaruhi bangunan yang berdekatan, infrastruktur, maupun kenyamanan masyarakat di sekitar lokasi proyek.
5. Tiang pancang pracetak diproduksi di pabrik dan harus diangkut ke lokasi proyek sebelum dipasang. Selama proses transportasi dan pemancangan, tiang mengalami berbagai tegangan akibat gaya angkut, benturan, dan tekanan dari alat pemancang. Jika tidak ditangani dengan hati-hati, tegangan ini dapat menyebabkan retakan atau kerusakan pada beton maupun tulangan di dalamnya, yang berpotensi menurunkan kekuatan fondasi. Oleh karena itu, diperlukan prosedur pengangkutan yang tepat, seperti penggunaan bantalan peredam saat pemuatan dan pembongkaran, serta pengecekan kondisi tiang sebelum pemasangan untuk memastikan keandalan strukturalnya tetap terjaga.

## **2.19 Pembebanan Struktur**

Analisis pembebanan pada jembatan merupakan proses untuk menentukan berbagai gaya yang bekerja pada struktur jembatan. Gaya-gaya tersebut kemudian digunakan sebagai acuan dalam menghitung kapasitas daya dukung fondasi jembatan. Perhitungan pembebanan ini sangat penting untuk memastikan bahwa jembatan yang dibangun memiliki tingkat keamanan dan efisiensi yang optimal.

### **2.19.1 Beban Permanen**

Beban ini terdiri dari berbagai elemen yang mencakup **komponen struktural** seperti gelagar, plat lantai jembatan, tiang pancang, serta kabel penyangga pada jembatan gantung, serta **komponen non-struktural** seperti



trottoar, pembatas jalan, perkerasan aspal, dan elemen tambahan lainnya yang melekat secara permanen pada jembatan.

Perhitungan beban permanen dilakukan dengan menentukan massa dari setiap bagian jembatan. Massa ini dapat diperoleh dengan mengalikan volume atau dimensi elemen tersebut dengan berat jenis material yang digunakan. Setelah massa diketahui, nilai berat aktualnya dihitung dengan mengalikan massa dengan percepatan gravitasi (g). Metode ini digunakan untuk memastikan bahwa seluruh komponen jembatan diperhitungkan dengan akurat dalam analisis beban.

Tabel 2. 4 Berat Isi Untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan massa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Lapisan permukaan beraspal (bituminous wearing surfaces)	22,0	2245
2	Besi tuang (cast iron)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (compacted sand, silt or clay)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (rolled gravel, macadam or ballast)	18,8 – 22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal (asphalt concrete)	22,0	2245
6	Beton ringan (low density)	12,25 – 19,6	1250 – 2000
7	Beton $f_c < 35$ MPa	22,0 – 25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ MPa	$25 + 0,022 f_c$	$2240 - 2,29 f_c$
8	Baja (Steel)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (hard wood)	11,0	1125

Sumber : SNI 1725 : 2016 tentang “Pembebanan untuk Jembatan”

### 2.19.2 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat struktur itu sendiri tanpa ditambahkan beban non structural. Faktor beban yang dipakai pada beban sendiri dilihat di tabel berikut ini.



Tabel 2. 5 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe Bahan	Faktor Beban ( $\gamma_{SMS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}^L$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}^U$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Alumunium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

### 2.19.3 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan merupakan beban yang berasal dari bahan-bahan non struktural pada jembatan, seperti perkerasan jalan, trotoar, pagar, dan peralatan pelengkap. Beban ini dapat berubah selama umur jembatan, misalnya akibat kerusakan atau penambahan komponen baru.

Tabel 2. 9 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Bahan	Faktor Beban ( $\gamma_{MA}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MA}^L$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MA}^U$ )	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 <sup>(1)</sup>	2,00	0,70
	Khusus (tervariasi)	1,00	1,40	0,80

Catatan <sup>(1)</sup> : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

### 2.19.4 Tekanan Tanah Lateral

Tabel 2. 6 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe beban	Faktor beban ( $\gamma_{TA}$ )			
	Kondisi Batas Layan ( $\gamma_{TA}^L$ )		Kondisi Batas Ultimit ( $\gamma_{TA}^U$ )	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00	<sup>(1)</sup>	

Catatan <sup>(1)</sup> : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.



2.19.5 Beban Hidup

1. Beban Lajur “D” (TD)

Tabel 2. 7 Faktor Beban untuk Beban Lajur “D”

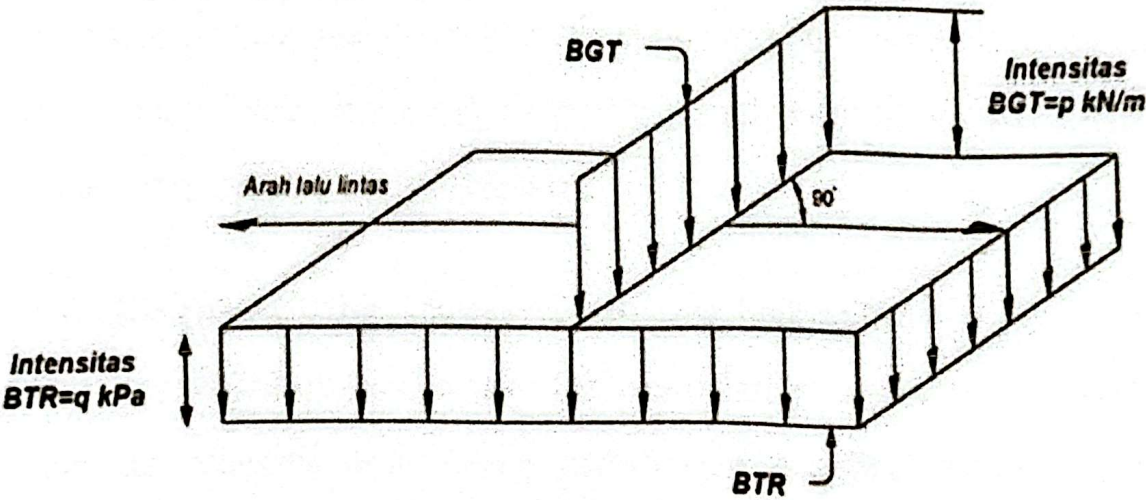
Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s_{TD}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^u_{TD}$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Jika  $L > 30\text{ m} : q = 9,0 (0,5 + \frac{15}{L})\text{ kPa}$  (2. 3)

Dimana :

q : intensitas beban terbagi rata arah memanjang (kPa)

L : Total panjang yang terbebani



Gambar 2. 16 Beban lajur “D”

2. Gaya Rem (TB)

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

- 25% dari berat gandar truk desain, atau
- 5% dari beban truk rencana ditambah dengan beban rata terbagi

3. Beban Angin (Ew)

Beban akibat angin merupakan gaya yang timbul dari hembusan angin dengan kecepatan berkisar antara 90 hingga 126 km/jam. Dalam analisis perhitungan, luas permukaan yang diperhitungkan mencakup seluruh elemen struktur jembatan, termasuk lantai, pagar pengaman (railing), serta bagian lain yang berkontribusi



terhadap resistensi terhadap angin. Luas ini diukur dengan orientasi tegak lurus terhadap arah datangnya angin.

Untuk memperoleh kondisi paling kritis yang dapat memengaruhi kestabilan struktur jembatan, variasi arah angin perlu dianalisis secara menyeluruh. Sementara itu, permukaan yang memiliki pengaruh minimal terhadap beban angin dapat diabaikan dalam perhitungan guna menyederhanakan analisis.

$$V_{10Z} = 2,5 V_D \left( \frac{110}{V_{10}} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \quad (2.4)$$

Diketahui :

**VDZ:** Kecepatan angin rencana yang dihitung pada elevasi tertentu, Z, dalam satuan km/jam. Kecepatan ini digunakan sebagai acuan dalam analisis beban angin yang bekerja pada struktur jembatan.

**V10:** Kecepatan angin yang diukur pada ketinggian 10.000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air sesuai dengan rencana desain. Nilainya dinyatakan dalam km/jam dan menjadi parameter penting dalam penentuan beban angin pada struktur jembatan.

**VB:** Kecepatan dasar angin rencana yang berkisar antara 90 hingga 126 km/jam, diukur pada elevasi 1.000 mm dari permukaan tanah. Nilai ini menjadi referensi awal dalam perhitungan distribusi beban angin pada struktur jembatan.

**Z:** Ketinggian atau elevasi suatu bagian struktur jembatan yang diukur dari permukaan tanah atau air. Perhitungan beban angin hanya dilakukan untuk struktur dengan elevasi lebih dari 10.000 mm ( $Z > 10.000$  mm).

**Z<sub>0</sub>:** Panjang gesekan di daerah hulu jembatan, yang merupakan parameter meteorologis yang mempengaruhi pola aliran angin. Nilai panjang gesekan ini ditentukan berdasarkan karakteristik lingkungan sekitar dan dapat ditemukan dalam Tabel 2.9.

Tabel 2. 8 Nilai V0 dan Z0

Kondisi	Lahan terbuka	Sub Urban	Kota
V <sub>0</sub> (km/jam)	13,2	12,6	19,3
Z <sub>0</sub> (mm)	70	1000	2500

#### a) Beban Angin Pada Struktur (EWs)

Tekanan angin bisa dihitung dengan persamaan :

$$P_D = P_n \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (2.5)$$

Keterangan :

PB : tekanan angin dasar (Mpa).

Tabel 2.13 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (Mpa)	Angin Hisap (Mpa)
Rangka, Kolom, dan Pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

#### b) Beban angin kendaraan (EWL)

Jembatan harus dirancang untuk menahan tekanan angin yang bekerja pada kendaraan. Tekanan ini diasumsikan sebagai beban kontinu dengan besar 1,46 N/mm, berorientasi tegak lurus dan beraksi pada ketinggian 1.800 mm di atas permukaan jalan.

#### 2.19.6 Beban Gempa

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (2.6)$$

Keterangan:

EQ = gempa arah horizontal (Kn)

Csm = koefisien elastik respons

R = modifikasi factor respons

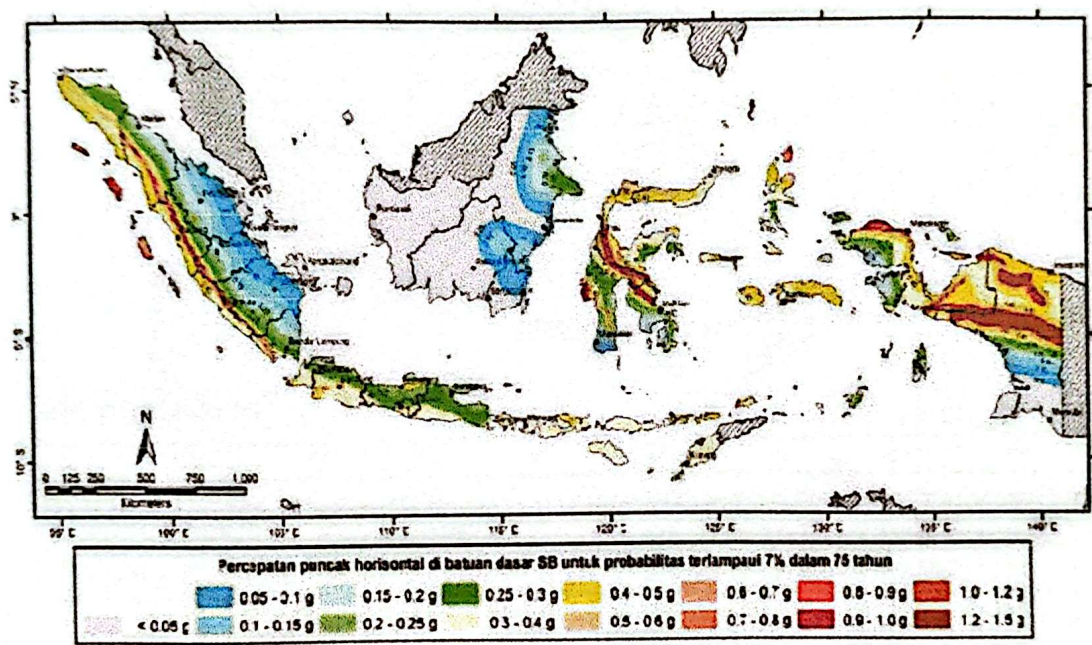


Wt = berat keseluruhan dari beban mati dan hidup (kN)

Peta gempa yang digunakan dalam analisis ini mencakup peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) serta spektra percepatan respons pada periode 0,2 detik dan 1 detik. Data ini merepresentasikan tingkat potensi bahaya gempa (hazard level) dengan periode ulang 1000 tahun, di mana kemungkinan kejadian gempa yang melebihi nilai ini adalah 7% dalam kurun waktu 75 tahun.

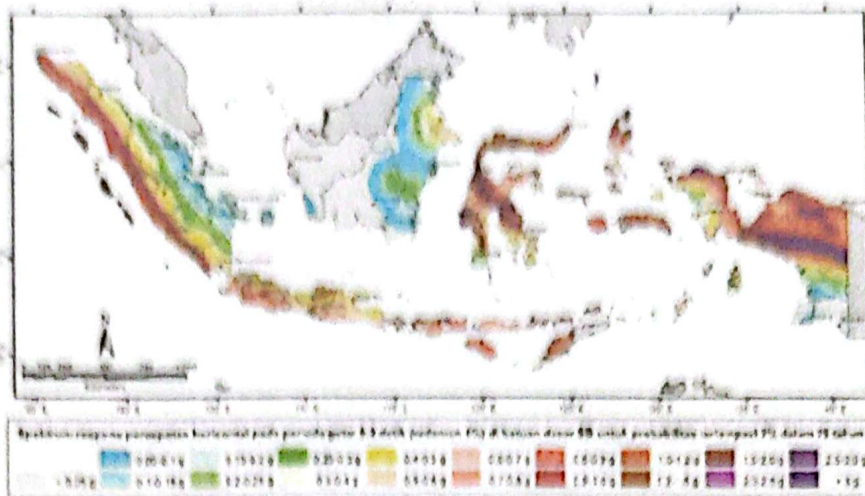
Tabel 2. 8 level peta gempa

No	No Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 1	7% dalam 75 tahun (gempa ≈ 1000 tahun)	Peta percepatan puncak di bantuan dasar (PGA)
2	Gambar 2		Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar (Ss)
3	Gambar 3		Peta respons spektra percepatan 1.0 detik di batuan dasar (S1)

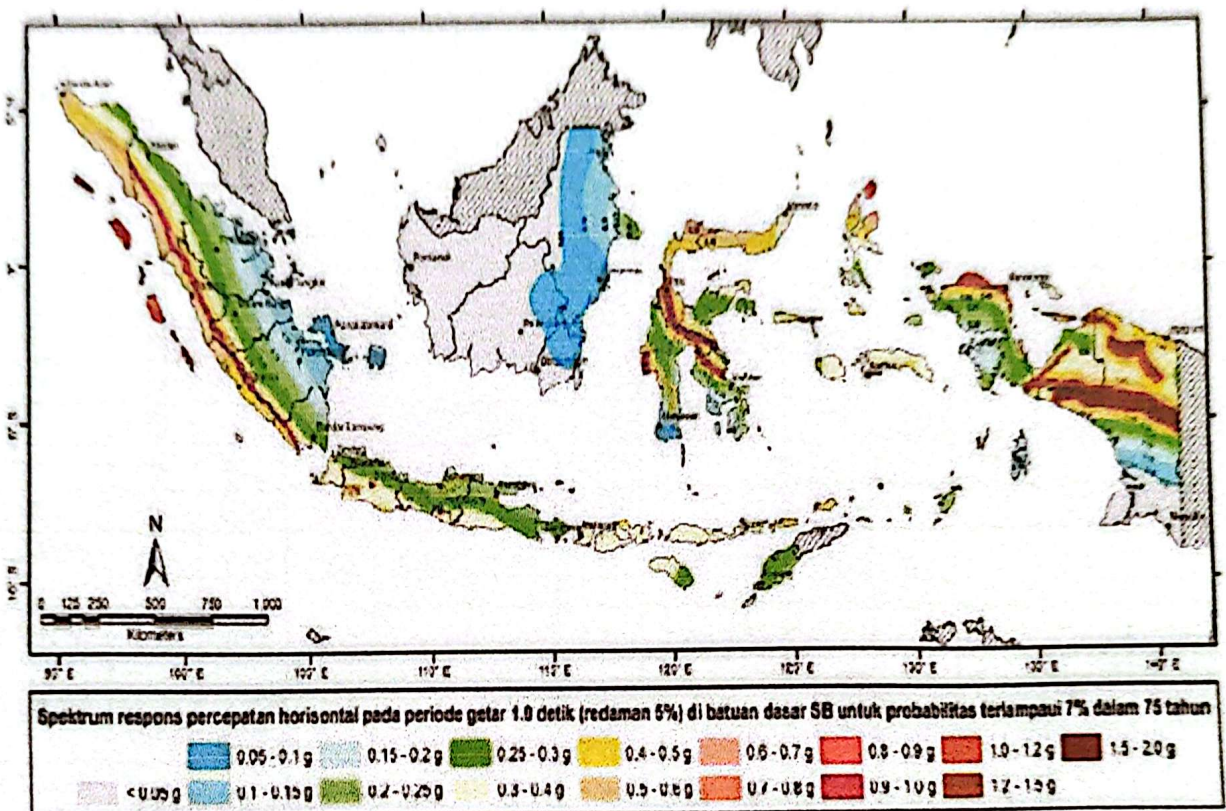


Gambar 2. 17 Peta percepatan puncak pada batuan dasar (PGA) dengan probabilitas kejadian melebihi 7% dalam periode 75 tahun.





Gambar 2. 18 Peta gempa respons percepatan pada periode 0,2 detik di batuan dasar dengan probabilitas kejadian melebihi 7% dalam rentang waktu 75 tahun.



Gambar 2. 19 Peta respons percepatan pada periode 1 detik di batuan dasar dengan probabilitas terlampaui sebesar 7% dalam jangka waktu 75 tahun.

### 2.19.7 Beban Kombinasi

Kombinasi pembebanan jembatan digunakan untuk menghitung besar beban jembatan. Berdasarkan SNI 1725 : (Direktorat Jenderal Bina Marga, 2016) faktor kombinasi dan pembebanan dapat dikategorikan:

Beban permanen :

MS : beban mati struktur dan non struktur

MA : beban mati perkerasan



TA : gaya horizontal tekanan

Beban transien :

EQ : beban gempa

EWS : beban angin pada struktur

EWL : beban angin pada kendaraan

TD : beban jalur "D"

TB : gaya akibat rem

Tabel 2. 9 Kombinasi dan Faktor

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW <sub>s</sub>	EW <sub>L</sub>	BF	Eu <sub>n</sub>	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ <sub>F</sub>	1,80	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>ES</sub>	-	-	-
Kuat II	γ <sub>F</sub>	1,40	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>ES</sub>	-	-	-
Kuat III	γ <sub>F</sub>	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>ES</sub>	-	-	-
Kuat IV	γ <sub>F</sub>	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ <sub>F</sub>	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>ES</sub>	-	-	-
Ekstrem I	γ <sub>F</sub>	γ <sub>EQ</sub>	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ <sub>F</sub>	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>ES</sub>	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>ES</sub>	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,7	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber : SNI 1725 : 2016 tentang "Pembebanan untuk Jembatan"

## 2.20 Perencanaan Daya Dukung Tiang

Perencanaan daya dukung tiang pancang merupakan proses menentukan kapasitas tiang dalam menahan beban yang diberikan oleh struktur di atasnya. Proses ini melibatkan analisis terhadap kondisi tanah, karakteristik material tiang, serta metode pemasangan tiang.

### 2.20.1 Daya Dukung Ultimate Tiang

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (2. 7)$$



Keterangan :

Qult = kapasitas daya dukung tiang maksimum (kN)

Qp = kapasitas daya dukung ujung tiang fondasi (kN)

Qs = kapasitas daya dukung selimut tiang (kN)

## 2.20.2 Daya Dukung Ijin Tiang Tunggal

### a. Daya Dukung Ujung Tiang

Dimana:

$$Q_p = q_p \cdot A_p = A_p \cdot c \cdot N_c^* = 9 \cdot c \cdot A_p \dots \dots \dots (2.8)$$

Qp = daya dukung tiang

qp = tahanan pada ujung persatuan luasan

Ap = luas penampang

Cu = kohesi tanah lempung di ujung tiang

Tabel 2. 10 Korelasi N60 dengan Cu

Consistenscy	N	Cu (kN/m <sup>2</sup> )
Very soft	0-2	< 12
Soft	2-4	12-25
Medium	4-8	25-50
Stiff	8-15	50-100
Very Stiff	15-30	100-200
Hard	>30	>200

(Sumber : Terzaghi and Peck, 1976)

Berdasarkan tabel 2.9 Terzaghi and Peck, 1976 menyimpulkan bawah hubungan N dengan Cu adalah sebagai berikut :

$$Cu(kN/m^2)=K.N_{60} \dots \dots \dots (2.9)$$

Skempton (1983) melakukan penelitian terkait pengaruh prosedur pelaksanaan uji SPT terhadap nilai N-SPT yang diperoleh. Dari penelitian tersebut, ditemukan bahwa nilai N-SPT yang dihasilkan perlu dikoreksi agar lebih akurat. Skempton kemudian mengusulkan suatu persamaan untuk



mengoreksi nilai N-SPT menjadi N60, dengan mempertimbangkan berbagai aspek.

$$N_{60} = \frac{1}{0.6} E_f C_b C_s C_r N \quad (2.10)$$

Dimana :

N60 = N-SPT 60

Ef = Efisiensi pemukul

Cb = Koreksi diameter lubang bor

Cs = Koreksi oleh tipe

Cr = Koreksi untuk panjang batang bor

N = N-SPT di lapangan

#### b. Daya dukung selimut (Qs)

Daya dukung selimut adalah bagian dari kapasitas daya dukung tiang yang berasal dari gaya gesek antara permukaan samping tiang dan tanah di sekelilingnya. Kontribusi daya dukung ini sangat penting, terutama pada tiang yang menembus lapisan tanah lunak hingga tanah keras di kedalaman tertentu.

$$Q_s = \sum f \cdot p \cdot \Delta L \dots \dots \dots (2.12)$$

Diketahui :

p = keliling tiang (m)

$\Delta L$  = Panjang tiang (m)

f = perlawanan geser pada setiap kedalaman z (kN/m<sup>2</sup>)

#### c. Kapasitas Daya Dukung Izin Fondasi

Kapasitas daya dukung izin pondasi adalah nilai maksimum beban yang dapat diterima oleh tanah tanpa menyebabkan kegagalan geser atau penurunan (settlement) yang berlebihan pada struktur. Nilai ini diperoleh dengan menerapkan faktor keamanan (FS) terhadap daya

dukung batas tanah.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (2.16)$$

Keterangan :

$Q_{ult}$  = kapasitas daya dukung tiang maksimum (kN)

$Q_{all}$  = Ijin kapasitas daya dukung tiang

SF = angka keamanan

Dalam perhitungan daya dukung tiang, penentuan faktor keamanan sangat penting untuk memastikan keandalan struktur. Faktor keamanan ini digunakan dengan beberapa tujuan utama, antara lain:

- i. Memberikan perlindungan terhadap ketidakpastian yang muncul akibat keterbatasan atau asumsi dalam metode perhitungan yang digunakan. Dengan adanya faktor ini, potensi kesalahan dalam estimasi kapasitas daya dukung dapat diminimalkan.
- ii. Menjamin keamanan struktur terhadap variasi sifat tanah, terutama dalam hal kuat geser dan kompresibilitasnya. Variasi ini dapat terjadi akibat perbedaan karakteristik tanah di lokasi proyek yang dapat memengaruhi kapasitas daya dukung tiang.
- iii. Memastikan bahwa material tiang memiliki kekuatan yang cukup untuk menopang beban yang bekerja, sehingga risiko kegagalan struktural dapat dikurangi secara signifikan.
- iv. Memastikan bahwa perbedaan penurunan antar tiang dalam suatu kelompok tetap dalam batas toleransi yang diperbolehkan. Hal ini penting untuk menghindari terjadinya deformasi berlebih atau perbedaan tinggi yang dapat merusak struktur di atasnya.

### 2.20.3 Penentuan Daya Dukung Kelompok Tiang

Perencanaan daya dukung untuk mengetahui besarnya daya dukung total yang diperlukan untuk menahan beban bangunan di atasnya.



A. Kapasitas daya dukung tiang secara kelompok kondisi tanah lempung.

$\Sigma Q_u$  dengan asumsi tiang tunggal

$$\Sigma Q_u = n \ln 2 (Q_p + Q_s) \quad (2.17)$$

$$Q_p = A_p [9 c_u(p)] \quad (2.18)$$

$$Q_s = \Sigma \alpha p . c_u . \Delta L \quad (2.19)$$

$$\Sigma Q_u = n \ln 2 [9 A_p . c_u(p) + \Sigma \alpha p . c_u . \Delta L] \quad (2.20)$$

38

Diketahui :

$\Sigma Q_u$  = daya dukung ultimate tiang secara kelompok

$Q_p$  = daya dukung pada ujung tiang

$Q_s$  = daya dukung pada kulit tiang

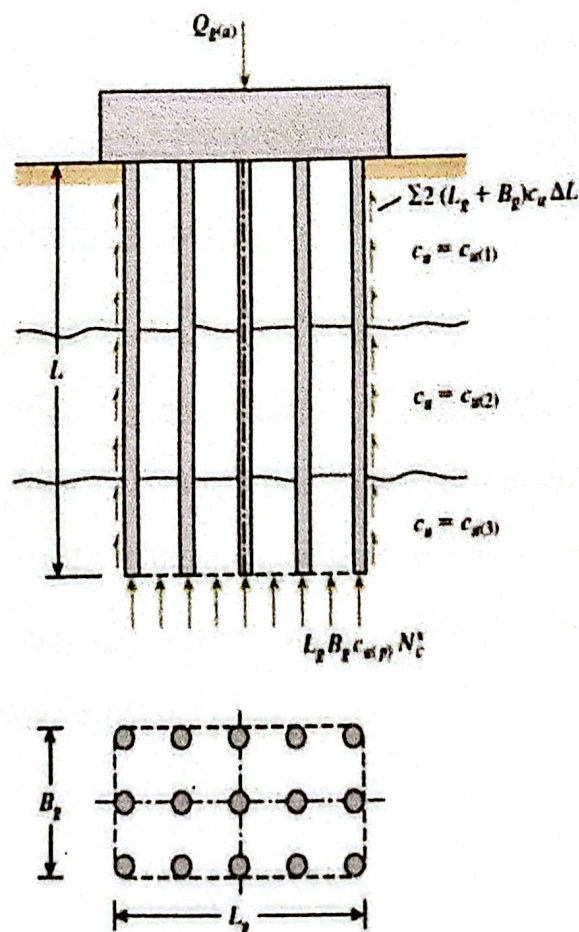
$c_{u(p)}$  = kohesi pada ujung tiang

Daya dukung pada ujung tiang:

$$Q_p = A_p . q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c$$

Daya dukung kelompok tiang:

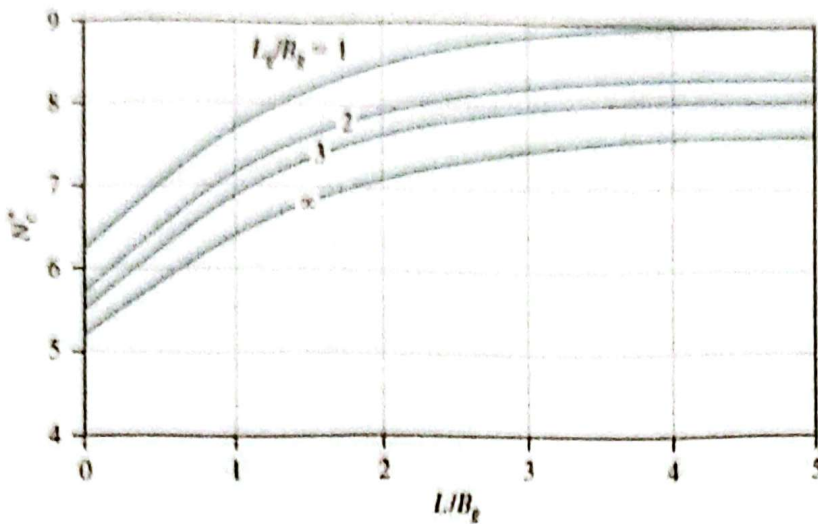
$$\Sigma Q_u = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2 (L_g + B_g) c_u \Delta L \dots \dots \dots (2.23)$$





Sumber buku ( DAS, 2017)

Gambar 2. 20 Daya Dukung Ultimate tiang secara kelompok



Gambar 2. 34 Grafik Variasi  $N_c^*$  dapat dilihat pada kurva dibawah ini Sumber : buku (DAS, 2017)

❖ Nilai  $\Sigma Q_u$  terkecil adalah  $Q_g(u)$

Rumus Perhitungan :

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_{all} \dots \dots \dots (2. 24)$$

Keterangan :

$Q_g$  = Daya dukung tiang secara kelompok

$E_g$  = Efisiensi

$n$  = Jumlah tiang secara kelompok

$Q_{all}$  = Ijin daya dukung tiang (ton)

#### a. Penentuan Jumlah Kelompok Tiang

Penentuan jumlah tiang dalam suatu pondasi bertujuan untuk memastikan bahwa kelompok tiang yang digunakan mampu menopang seluruh beban struktur di atasnya secara efektif. Proses ini melibatkan analisis daya dukung setiap tiang individu serta distribusi beban keseluruhan pada fondasi.

$$n = \frac{Q_v}{Q_{all}} \quad (2. 25)$$

Diketahui :

$n$  = Jumlah pondasi (buah)

$Q_v$  = Beban vertical bangunan (ton)

$Q_{all}$  = Daya dukung ijin tiang (ton)

#### b. Penentuan Jarak Tiang

Penggunaan lebih dari satu tiang sangat penting untuk memastikan distribusi beban yang merata dan menghindari kegagalan struktural. Selain itu, setiap tiang dalam kelompok harus memiliki jarak tertentu satu sama lain guna mencegah tumpang tindih zona tanah yang menopang tiang tersebut. Jika zona tanah pendukung mengalami tumpang tindih, kapasitas daya dukung efektif dari kelompok tiang dapat menurun, sehingga mengurangi stabilitas keseluruhan struktur.

Pada kondisi ini, tekanan total yang bekerja pada suatu titik merupakan hasil penjumlahan dari tekanan yang diberikan oleh setiap tiang dalam kelompok. Secara umum, jarak minimum yang disarankan antara satu tiang dengan tiang lainnya adalah  $s = 2,5D$ , di mana  $D$  merupakan diameter tiang. Namun, dalam praktiknya, jarak yang lebih sering digunakan berkisar antara  $s = 3D$  hingga  $3,5D$ . Untuk mendapatkan keseimbangan antara efisiensi dan daya dukung tanah, nilai rata-rata dari rentang tersebut dapat digunakan sebagai pendekatan dalam perancangan fondasi kelompok tiang.

$$S=3D.....(2. 26)$$

Diketahui :

$S$  = Jarak per tiang (m)

$D$  = Diameter per tiang (m)

#### c. Efisiensi Kelompok Tiang

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n^2-1)m+(m-1)n^2}{90 mn^2} \quad (2. 27)$$

Diketahui :

$E_g$  = Efisiensi tiang antar kelompok



- m = jumlah keseluruhan baris
- n = Banyaknya tiang setiap baris
- $\theta$  = arc tg
- s = Jarak antara pusat tiang ke tiang lainnya (m)
- d= Diameter pada tiang (m)

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_{al}.....(2. 28)$$

Keterangan:

- Qg = kapasitas daya dukung ultitmit tiang secara kelompok
- n = banyaknya tiang setiap kelompok
- Eg = nilai efesiensi tiang setiap kelompok

### 2.20.4 Distribusi Beban Pada Tiang

Dalam kondisi tertentu, tegangan yang bekerja pada pelat penutup tiang dapat menjadi terlalu tinggi, sehingga diperlukan penyusunan tiang dengan pola geometris yang tertata dengan baik. Untuk memastikan distribusi beban yang optimal pada setiap tiang, perencanaan dapat dilakukan dengan metode berikut:

#### A. Beban Sentris

Apabila kelompok tiang menerima beban luar berupa beban vertikal yang bekerja secara sentris, berdasarkan Hakam (2019), persamaan yang diperoleh adalah sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{Q_v}{n}.....(2. 29)$$

Keterangan:

- Qp : beban sendiri tiang
- Qv : beban vertical keseluruhan
- n : banyaknya tiang setiap kelompok

#### B. Beban Eksentris

Ketika suatu kelompok tiang mengalami beban luar yang bekerja

dalam arah vertikal dan bersifat sentris, maka distribusi beban pada setiap tiang dalam kelompok harus dianalisis dengan cermat untuk memastikan kestabilan serta kinerja struktur yang optimal. Beban ini akan ditransmisikan secara merata melalui pelat penutup atau kepala tiang sebelum diteruskan ke tanah melalui setiap elemen tiang dalam kelompok. Adapun formulasi perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_i = \frac{Q_v}{n} + \frac{M_{ox}y_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_{oy}x_i}{\sum y_i^2} \quad (2.30)$$

Keterangan :

- $Q_i$  : reaksi tiang atau beban aksial tiang ke-i (kN)
- $Q_v$  : jumlah gaya – gaya vertikal (kN)
- $N$  : jumlah tiang dalam kelompok
- $x_i, y_i$  : jarak searah sumbu – x atau sumbu – y dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor – i
- $\sum x^2, \sum y^2$ : jumlah kuadrat dari jarak tiap – tiap sumbu ke pusat kelompok tiang ( $m^2$ )
- $e_x, e_y$  : eksentrisitas searah sumbu – x atau sumbu – y (m)
- $M_x, M_y$ :  $e_x \cdot V$   $e_y \cdot V$  / jumlah momen terhadap sumbu – x atau sumbu – y (kN.m)

## 2.20.5 Penentuan Dimensi Pile Cap

Untuk menentukan tinggi efektif dari penampang, dapat digunakan persamaan berikut:

$$d = h - p - D - \frac{1}{2} \quad (2.31)$$

Keterangan :

- $d$  : tinggi efektif tiang
- $h$  : tebalnya pile cap
- $p$  : tebal dari selimut beton
- $D$  : diameter dari tulangan

### A. Penulangan Pile Cap

Persamaan koefisien kapasitas penampang menggunakan rumus:



$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (2.32)$$

Keterangan:

$R_n$  = koefisien kapasitas penampang

$M_u$  = momen terfaktor

$b$  = lebar total pile cap

$d$  = tinggi efektif ( $d = h - s - \frac{1}{2} D$  tul).

$s$  = selimut/ penutup beton

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan = 0,9

Rasio tulangan perlu diperoleh menggunakan rumus:

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f_c'}} \right) \quad (2.33)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.34)$$

Keterangan:

$f_c'$  = kuat tekan untuk beton (MPa)

$f_y$  = kuat leleh untuk baja (MPa)

## B. Luas tarik tulangan

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.35)$$

Keterangan:

$A_s$  = luas tulangan perlu

$\rho$  = rasio untuk tulangan

$b$  = lebarnya pile cap

$d$  = tinggi efektif untuk pile cap

## C. Luas tekan tulangan

$$A_s' = 0,50 \cdot A_s$$

Dimana :

As : Luas tulangan

#### D. Menghitung Kuat Aksial Penampang

Didasari dari SNI 2847 – 2019 pada Pasal 22.4, untuk kuat aksial dan lentur asalah sebagai berikut :

$$\phi P_n = \phi \cdot 0,9 \cdot f_c' \cdot A_g$$

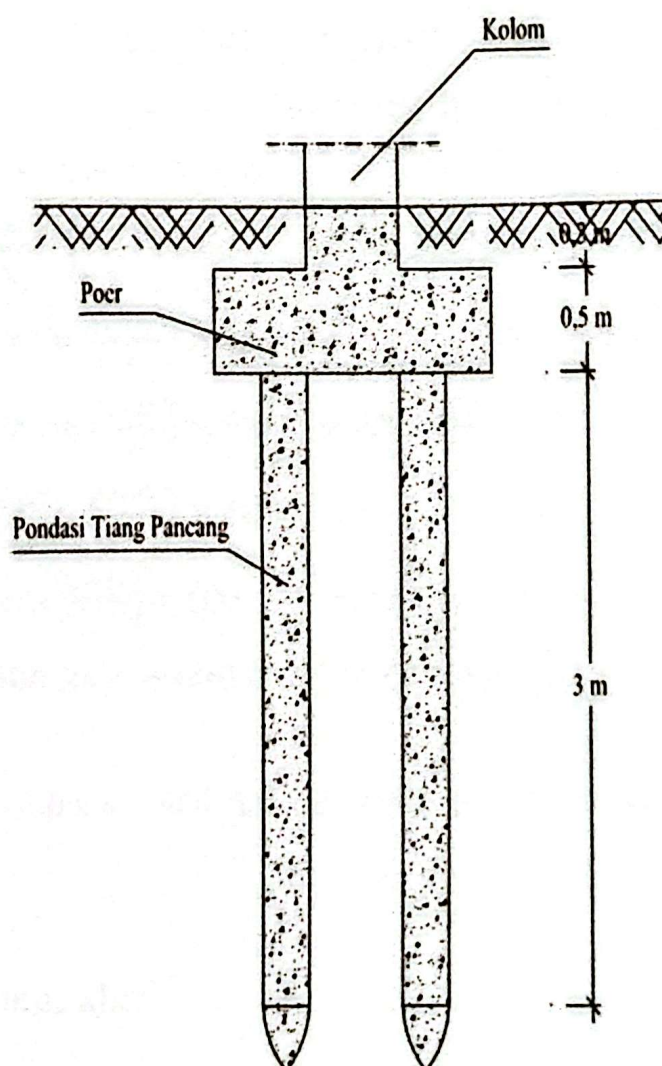
Dimana :

$A_g$  : luas kolom

Pada Pasal 11.5 nilai  $\phi P_n$  tidak boleh lebih kecil atau sama dengan nilai  $P_u$ . Bisa juga ditulis  $\phi P_n \geq P_u$ . Dengan nilai  $\phi$  sesuai Pasal 21.1 sebesar 0,9.

#### E. Penulangan Rangkap pada Pile Cap

Nilai momen yang berpengaruh pada poer atau pile cap dapat dianalisis dengan merujuk pada ilustrasi gambar di bawah ini.



Gambar 2.21 fondasi tiang pancang pilecap rangkap



$$M_u = P_{max} \cdot e^3 \quad (2.103)$$

$P_{max}$  = Beban maksimum yang diterima 1 tiang pancang

$$M_n = M_u / \phi$$

Dimana  $\phi = 0,8$

Selanjutnya berlaku rumus seperti perhitungan tulangan persegi dengan tulangan *double* dimana lebar ( $b$  = lebar poer)

F. Menentukan nilai B efektif

$$d' = sb + d.sengkan + \frac{1}{2} D. \text{ tulangan pokok}$$

Keterangan:

$$d = h - p$$

jika dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T_1$$

$$C_c = 0.85 \times F_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1})$$

$$E_c = 0.003 \quad (\text{SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.1})$$

$$E_s = 200000 \quad (\text{SNI 2847:2019 pasal 20.2.2.2})$$

$$0.85 \times F_c' \times a \times b + A_s' \times f_s' = A_s \times f_y$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s' \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \left( \frac{c-d'}{c} \right) \times E_s \quad (\text{SNI 2847:2019 pasal 20.2.2.1})$$

$$f_s' = \left( \frac{c-d'}{c} \right) \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \left( \frac{c-d'}{c} \right) \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \left( \frac{c-d'}{c} \right) \times 600$$

$$(0.85 F_c' a b) + \left( A_s \times \frac{c-d'}{c} \right) \times 600 = A_s \times f_y$$

$$(0.85 f_c' a b) c + 600 A_s' c - 600 d' A_s' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{Distribusi } a = \beta_1 c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + 600 A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = A_s \times f_y \times c$$

❖ Di hitung rumus abc:

$$C = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4a}}{2a}$$

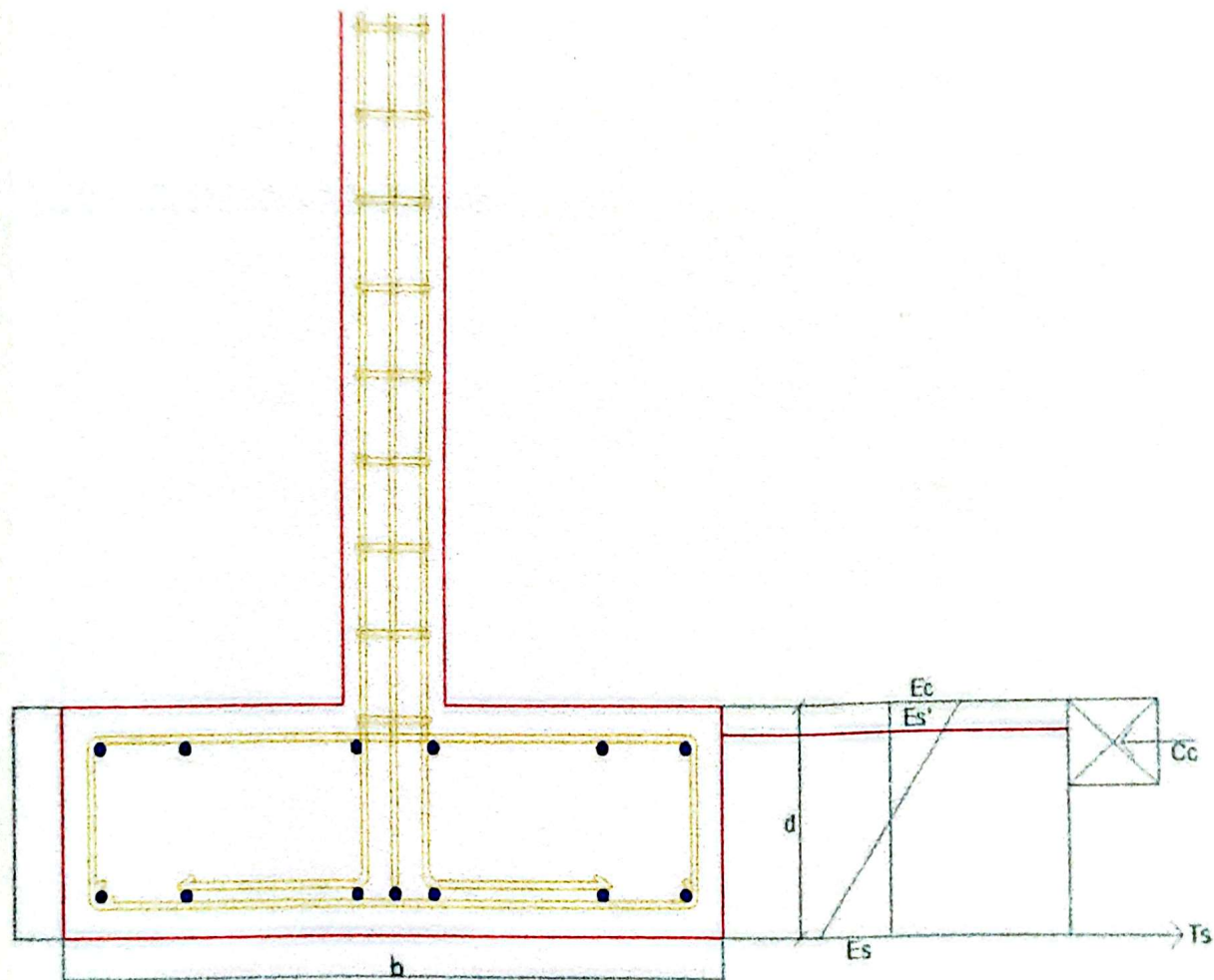
Nilai C lebih besar dari d', a :

$$a = B1 \times c$$

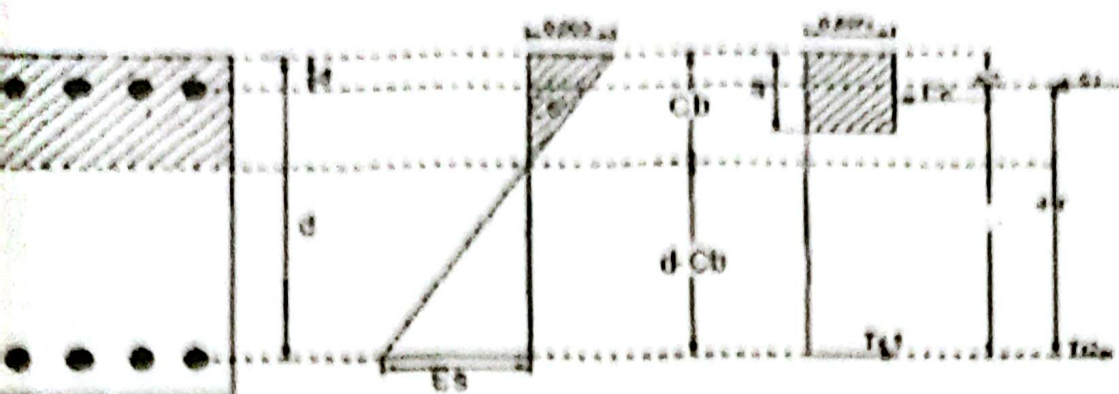
$$\epsilon_{s'} = \left( \frac{d' - c}{c} \right) \times \epsilon_c \quad \text{atau} \quad \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c$$

Dimana:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$







Gambar 2. 22 Diagram tiang pancang balok rangka

#### 2.20.6 Stabilitas Abutment

Ada beberapa analisa untuk mengontrol analisa stabilitas abutment:

**a. Kontrol Geser**

Dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$F = \frac{f \cdot W}{\Sigma H} \dots\dots\dots (2.40)$$

Di mana:

$$F = 1.5$$

$f$  = Koefesien gesek antara beton dengan tanah

$w$  = Beban vertikal yang bekerja pada dinding yaitu berat sendiri abutment, berat tanah dan beban struktur bangunan atas =  $w_{total} + R_D$

$w_{total}$  = Berat sendiri abutmen dan berat tanah diatas abutmen

$R_D$  = Beban struktur bangunan atas yang dipikul oleh abutmen

$\Sigma H$  = Beban horizontal akibat tekanan tanah dan gaya rem

$$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2} \dots\dots\dots (2.41)$$

**b. Kontrol Guling**

Dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{\Sigma \text{Momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1.5 \dots\dots\dots (2.52)$$

**c. Kontrol Daya Dukung**

Dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$SF = \frac{q_L}{q_{adm}} > 3 \dots\dots\dots (2.53)$$

Di mana:



$$q_L = \left[ \left( 1 - 0.2 \frac{B}{L} \right) \frac{B}{2} \gamma' N_\gamma \right] + \left[ \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) c \right. \\ \left. \cdot N_c \right] + \left[ \gamma' \cdot D \cdot N_q \right] \dots \dots \dots (2.54)$$

$$q_{adm} = \frac{q_L}{FS} + \frac{\Sigma M}{L} \dots \dots \dots (2.55)$$

**2.20.7 Daya Dukung Tiang dari hasil SPT**

Dengan rumus Luciano Decourt, dipakai rumus seperti di bawah ini:

$$Q_{ult} = K \cdot N_p \cdot A_p + ( N_s/3 + 1 ) \cdot A_s \dots \dots \dots (2.64)$$

$$Q_d = Q_{ult}/SF ; SF = 3$$

Di mana :

- K = Koefesien karakteristik tanah
- Np = Nilai rata-rata SPT (N) sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah ujung tiang
- Ap = Luas penampang diujung tiang
- Ns = nilai rata-rata N sepanjang tiang dengan nilai  $3 \leq N \leq 50$
- As = Luas selimut tiang

**2.7.1 Kontrol Abutment**

Struktur dinding penahan, termasuk abutment, harus mampu menahan tekanan horizontal yang berusaha mendorongnya. Tekanan ini muncul akibat gaya eksternal yang bekerja pada abutment, salah satunya berasal dari tekanan tanah, khususnya tekanan tanah lateral.

Kontrol abutment adalah proses pemeriksaan dan evaluasi stabilitas serta kelayakan struktur abutment pada jembatan. Abutment sendiri merupakan struktur penyangga di ujung jembatan yang menahan beban dari gelagar dan lalu lintas di atasnya.

Kontrol abutment secara berkala sangat penting untuk menjaga keamanan dan kelayakan jembatan. Kegagalan abutment dapat menyebabkan kerusakan parah pada jembatan, bahkan berpotensi menimbulkan korban jiwa.

**1. Gaya yang terjadi akibat adanya tekanan aktif tanah**

Dalam Braja M. Das 2017 pada halaman 647 didapat persamaan sebagai berikut:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Dimana:

$K_a$  = Nilai koefisien tekanan pada tanah

$P_a$  = Tekanan aktif (ton)

$\gamma$  = Berat jenis tanah ( $t/m^3$ )

$\phi$  = Sudut geser yang terjadi di tanah ( $^\circ$ )

$q$  = Beban merata ( $t/m^2$ )

$h$  = Tinggi tekanan (m)

$b$  = Lebar dasar tanah (m)

## 2. Gaya yang terjadi akibat adanya tekanan pasif tanah

Dalam Buku Braja M. Das 2017 didapat persamaan sebagai berikut:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 b$$

Dimana:

$K_a$  = Nilai koefisien tekanan pada tanah

$P_a$  = Tekanan aktif (ton)

$\gamma$  = Berat jenis tanah ( $t/m^3$ )

$\phi$  = Sudut geser yang terjadi di tanah ( $^\circ$ )

$q$  = Beban merata ( $t/m^2$ )

$h$  = Tinggi tekanan (m)

$b$  = Lebar dasar tanah (m)

## 3. Tekanan lateral yang terjadi akibat adanya gempa

Tekanan lateral yang terjadi akibat adanya gempa bumi bisa dihitung menggunakan metode Mononobe-Okabe. SNI 2833-2016 memberikan rumus untuk menghitung gayatekan gempa dan koefisien tekanan aktif seismik, seperti berikut:



$$E_{AB} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos \beta \cdot \cos(\theta + \theta + \beta)} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \phi) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\theta + \theta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^2$$

Dimana:

- $\phi$  = sudut geser internal tanah
- $K_h$  = koefisien percepatan horizontal
- $K_v$  = koefisien percepatan vertikal
- $\theta$  =  $\arctan \frac{K_h}{(1 - K_v)}$
- $\delta$  = sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan
- $i$  = sudut kemiringan timbunan
- $\beta$  = kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal

selanjutnya, perhitungan atau persamaan yang digunakan untuk mengontrol abutment berdasarkan 2847-2019 adalah sebagai berikut:

Faktor aman abutment akibat terhadap penggulingan ( $F_{gl}$ ), dalam Braja M. Das 9th 2017 dirumuskan sebagai berikut:

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma M_y} \geq FK(1,5) \quad (2.38)$$

Dimana:

- $\Sigma M_x$  = Momen untuk tahanan (t/m)
- $\Sigma M_y$  = Momen untuk guling (t/m)

Faktor aman abutment akibat terhadap pergeseran ( $F_{gs}$ ), dalam Braja M. Das 9th 2017 dirumuskan sebagai berikut:

$$F_{gs} = \frac{\Sigma V \cdot \frac{W}{2} + C.A}{\Sigma H} \geq FK(2,0) \quad w$$

Dimana:

- $FK$  = Faktor Keamanan
- $\phi$  = Sudut geser untuk internal tanah ( $^\circ$ )
- $\Sigma V$  = Gaya vertikal tanah
- $\Sigma H$  = Gaya horizontal tanah

$c$  = Kohesifitas tanah ( $t/m^2$ )

$A$  = Luas abutment

- Stabilitas terhadap eksentrisitas ( $e$ ), dalam Braja M. Das 9th 2017 dirumuskan sebagai berikut:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Mx - \sum My}{\sum V} < \frac{B}{6}$$

Stabilitas Daya Dukung Tanah ( $\sigma$ ), dalam Braja M. Das 9th 2019 dirumuskan sebagai berikut:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$Q_{maks} \leq Q_{ijin} \text{ (OK)}$$

Dimana:

$\sum Mx$  = Momen menuju arah x ( $t/m$ )

$\sum My$  = Momen menuju arah y ( $t/m$ )

$b$  = Lebar abutment (m)

$l$  = Panjang abutment (ton)

$e$  = Eksentrisitas abutment (m)

### 2.7.2 Kontrol Pilar (*Pier*)

Pilar (*pier*) merupakan Sebagai penopang utama, pilar terletak di tengah bentang antara dua abutment. Beban dari struktur atas dan bangunan lain ditanggung oleh pilar, dan kemudian diteruskan ke pondasi dan disebarkan ke tanahkeras yang menopang seluruh struktur. Terdapat beban-beban yang bekerja pada pilar yang perlu diperhatikan antara lain:

- a. Berat sendiri struktur ( $W$ )
- b. Beban hidup struktur atas,
- c. Beban mati struktur atas,
- d. Beban akibat rem,
- e. Beban yang terjadi akibat gesekan perletakan,



- f. Beban vertikal tanah,
- g. Tekanan tanah lateral,
- h. Gempa (G)

Persamaan yang digunakan untuk menghitung stabilitas pada pilar adalah sebagai berikut:

**1. Kontrol stabilitas pilar untuk guling**

$$F_s = \frac{\sum M_x}{\sum M_y} \geq 2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

**2. Kontrol stabilitas pilar untuk geser**

$$F_s = \frac{\sum V}{\sum H} \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

**3. Kontrol stabilitas pilar untuk daya dukung tanah**

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= \left( \frac{\sum V}{b \times 1} \right) \left( 1 - \frac{\frac{\sum M_x - \sum M_y}{\sum V}}{b} \right) \\ Q_u &= (28 - (0,00052 \times (300 - qc))^{1,5} \\ SF &= \frac{Q_u}{Q_{\max}} > 3 \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Perhitungan atau persamaan tekanan tanah lateral akibat gempa bumi dapat dihitung dengan metode Mononobe-Okabe. SNI 2833-2016 memberikan rumus untuk menghitung gaya tekan gempa dan koefisien tekanan aktif seismik, seperti berikut:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 - K_v) K_{AE}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\delta - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \theta + \beta)} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\theta - \delta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta) \cos(i - \delta)}} \right)^2$$

Dimana:

- $\phi$  = sudut geser internal tanah
- $K_h$  = koefisien percepatan horizontal
- $K_v$  = koefisien percepatan vertikal
- $\theta = \arctan \frac{K_h}{(1-K_v)}$
- $\delta$  = sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan |

## 2.8 Perhitungan Penurunan Fondasi

Penurunan tanah, atau yang juga dikenal sebagai subsidensi, adalah fenomena turunnya permukaan tanah secara bertahap atau tiba-tiba. Proses ini dapat berdampak pada stabilitas bangunan dan infrastruktur di atasnya. Dalam aspek rekayasa geoteknik, penurunan yang tidak seragam dianggap lebih berisiko dibandingkan dengan penurunan total yang terjadi secara merata. Hal ini disebabkan oleh potensi perbedaan tingkat penurunan antar bagian struktur, yang dapat mengakibatkan retakan atau bahkan kegagalan konstruksi.

Penurunan tanah dibedakan menjadi dua, yaitu penurunan elastis dan konsolidasi. Penurunan elastis terjadi secara langsung akibat beban yang diberikan, sedangkan penurunan konsolidasi berlangsung dalam jangka waktu tertentu akibat keluarnya air dari pori-pori tanah berbutir halus seperti lempung.

### 2.8.1 Penurunan Total

Perhitungan penurunan total dapat dihitung dengan persamaan :

$$S_{tot} = S_e + S_c + S_{ijin} \dots \dots \dots (2.39)$$

Keterangan :

$S_{tot}$  = penurunan total tiang secara kelompok (cm)

$S_e$  = penurunan elastis tiang secara kelompok (cm)

$S_c$  = penurunan konsolidasi tiang secara kelompok (cm)

$S_{ijin}$  = Penurunan yang diijinkan (cm)



### 2.8.2 Penurunan Elastik Tiang Secara Kelompok

$$S_{g(c)} = \frac{0.96 \cdot q_p \cdot \sqrt{B_g \cdot l}}{N_{60}} \quad (2.40)$$

$$q = \frac{Q_g}{L_g \cdot B_g} \quad (2.41)$$

$$I = 1 - \frac{L_g}{8 \cdot B_g} \quad (2.42)$$

Diketahui :

$S_{g(c)}$  = penurunan elastik pada tiang secara kelompok

$L_g$  = panjang bagian tiang setiap kelompok

$B_g$  = lebar bagian tiang setiap kelompok

$I$  = faktor pengaruh

$N_{60}$  = rata-rata nilai N-SPT di ujung tiang bagian bawah

### 2.8.3 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang

Berdasarkan panduan yang diberikan dalam buku *Principles of Foundation Engineering, Edisi Kesembilan* karya DAS (2017), langkah-langkah untuk menghitung penurunan konsolidasi pada kelompok tiang adalah sebagai berikut:

1. Jika panjang pemancangan tiang serta beban yang bekerja di kelompok tiang ( $Q_g$ ), pile cap berada dipermukaan tanah maka  $Q_g$  = beban total bangunan atas – berat berat tanah yang digali.
2. Penyebaran tegangan kelompok tiang pada tanah lempung dimulai dari kedalaman  $2/3 \cdot L$  dari bagian atas tiang ( $z = 0$ ). Beban diratakan dengan perbandingan 2 vertikal dengan 1 horizontal.
3. Menghitung pertambahan tegangan yang terjadi setiap tengah lapisan akibat terjadinya  $Q_g$  menggunakan rumus :

$$\Delta \sigma_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (2.43)$$

Keterangan:

$\Delta \sigma_i$  = penambahan tegangan pada tengah-tengah lapisan  $i$

$Q_g$  = beban yang bekerja pada kelompok tiang

$L_g, B_g$  = panjang dan lebar kelompok tiang

$z_i$  = jarak dari  $z = 0$  sampai dengan tengah-tengah lapisan ke- $i$

- 4 Menghitung penurunan tiap lapisan:

$$\Delta s_i = \frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \cdot H \quad (2.44)$$

Keterangan:

$\Delta s_i$  = penurunan konsolidasi pada lapisan ke-i

$\Delta e(i)$  = perubahan angka pori akibat penambahan tegangan pada lapisan ke-i

$e_o$  = angka pori awal pada lapisan ke-i

$H_i$  = tebal lapisan ke-i

#### 5 Penurunan total konsolidasi

$$\Delta S_g = \Delta S_i \quad (2.45)$$

$$\Delta S_{ci} = \left[ \frac{C_{ci} \cdot H_i}{1 + e_{o(i)}} \right] \log \left[ \frac{\sigma'_i + \Delta \sigma'_{(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right] \quad (2.46)$$

Keterangan:

$\Delta s_g$  = total penurunan konsolidasi

$\Delta s_i$  = penurunan konsolidasi lapisan ke i

#### 2.8.4 Penurunan Ijin

Rumus perhitungan untuk penurunan izin, yakni:

$$S_{ijin} < 15 \text{ cm} + h/600 \quad (2.47)$$

Perbedaan penurunan yang diperkirakan (differential settlement) perlu dihitung dan dianalisis untuk mengevaluasi dampaknya terhadap struktur di atasnya. Pemeriksaan ini bertujuan untuk memastikan bahwa variasi penurunan tetap berada dalam batas toleransi yang ditetapkan, yaitu tidak melebihi rasio 1/300, sehingga tetap memenuhi standar kekuatan serta ketahanan bangunan.