

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 SAP 2000

SAP (*Structural Analysis Program*) adalah program aplikasi yang digunakan untuk menganalisis dan merancang suatu struktur terutama pada bidang teknik Sipil. Program ini merupakan suatu riset suatu tim yang tergabung dalam Computers and Structures Inc, Universitas Avenue, Berkeley. Pada bidang Teknik Sipil, program SAP 2000 ini membantu dalam menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesukaran tinggi (struktur kompleks atau bertingkat banyak). Dari analisis Program dapat diketahui gaya geser, momen lentur, momen torsi dan simpangan. Program SAP 2000 dapat digunakan untuk merancang dua dimensi maupun tiga dimensi (Manual SAP 2000)

Langkah awal dalam pemakaian SAP 2000 adalah pemodelan struktur. Pemodelan Struktur ini diusahakan mendekati kondisi struktur yang akan di analisis atau mewakili perilaku struktur yang sebenarnya. Pemodelan Struktur ini meliputi :

1. Penentuan koordinat joint sebagai batas elemen
2. Penentuan Orientasi elemen dalam koordinat struktur
3. Penentuan sifat penampang elemen dan elastisitas.

3.1.1 Massa Translasi (m_t), massa Rotasi (m_r), dan Pusat Massa (CM)

a. Massa Translasi (m_t) dan massa rotasi (m_r)

Massa translasi merupakan rasio bera struktur (W) dengan percepatan gravitasi (g), sedangkan massa rotasi merupakan massa yang berotasi pada sumbu Z akibat adanya beban gempa

$$m_t = \frac{L_x * L_y * (W_D + W_{LR})}{g} \quad (3.1)$$

$$m_r = \frac{(L_x^2 + L_y^2) * m_i}{12} \quad (3.2)$$

dengan :

- Wd = Beban Mati
 W_{L,R} = Beban Hidup Gravitasi
 g = Percepatan Gravitasi

b. Pusat Massa (CM)

Pusat Massa suatu benda merupakan tempat kedudukan titik berat benda. Pada suatu massa yang terbagi rata, maka pusat massanya berimpit dengan pusat geometrinya. Sedangkan massa yang tidak terbagi rata, pusat massa tidak berimpit dengan pusat geometrinya. Bila bagian massa itu mengalami percepatan horisontal maka terjadi gaya horisontal.

$$CM = \frac{\sum x_i * m_i}{\sum m_i} \quad (3.3)$$

dengan $\sum x_i * m_i$ = jumlah dari massa dikalikan jarak massa ke sisi acuan
 $\sum m_i$ = jumlah massa

3.2 Perencanaan Pondasi Tiang

Pondasi sebagai struktur bawah (*sub Structure*) memegang peranan yang sangat besar dalam perencanaan suatu jembatan. Pondasi mempunyai fungsi untuk memikul beban untuk diteruskan ke dalam tanah.

Perencanaan tipe pondasi sangat dipengaruhi oleh:

1. Panjang bentang
2. Jenis/tipe jembatan
3. Besarnya beban yang harus dipikul
4. Kondisi tanah dasar
5. Tersedianya material
6. Kemudahan pelaksanaan pekerjaan dan biaya.

Dalam perencanaan pondasi untuk jembatan pada kondisi tanah lunak atau lapisan tanah keras letaknya sangat dalam dapat digunakan pondasi tiang pancang.

Rumus faktor tekuk kolom (ω) yang digunakan dalam PPBBI (1987) adalah sebagai berikut :

- Kolom Pendek ($\lambda_s \leq 0,183$)

$$(\omega = 1)$$

- Kolom sedang ($0,183 < \lambda_s < 1$)

$$\omega = \frac{1,41}{1,593 - \lambda_s} \quad (3.7)$$

- Kolom langsing ($1 \leq \lambda_s$)

$$\omega = 2,381 * \lambda_s^2 \quad (3.8)$$

dengan :

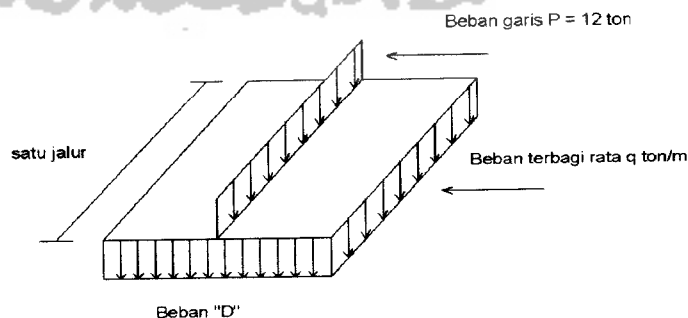
λ_s = nilai banding kelangsingan kolom (λ) dengan kelangsingan batas (λ_g)

3.2.2 Pembebanan Struktur Atas

Pada Struktur atas jembatan, dihitung pembebanan sebagai berikut :

➤ Beban D

Beban D atau beban jalur adalah susunan beban pada setiap jalur lalu lintas yang terdiri dari beban terbagi rata sebesar “q” ton/m/jalur, dan beban garis “P” sebesar 12 ton/jalur. Adapun jalur lalu lintas mempunyai lebar minimum 2,75 m, dan lebar maximum 3,75 m untuk satu jalur, sedangkan untuk 2 jalur lalu lintas lebar kendaraan antara 5,5 m – 8,25 m.



Gambar 3.1 Pembebanan Struktur Atas dengan lebar < 5,5 m

Besarnya “q” ditentukan sebagai berikut :

$$Q = 2,2 \text{ t/m} \dots\dots\dots \text{untuk } L < 30 \text{ m.}$$

$$Q = 2,2 \text{ t/m} - \left(\frac{1,1}{60}\right) * (L - 30) \text{ t/m} \dots\dots\dots \text{untuk}$$

$$30 < L < 60 \text{ m.}$$

$$Q = 1,1 * \left(1 + \frac{30}{L}\right) \text{ t/m} \dots\dots\dots \text{untuk } L > 60 \text{ m.}$$

dengan :

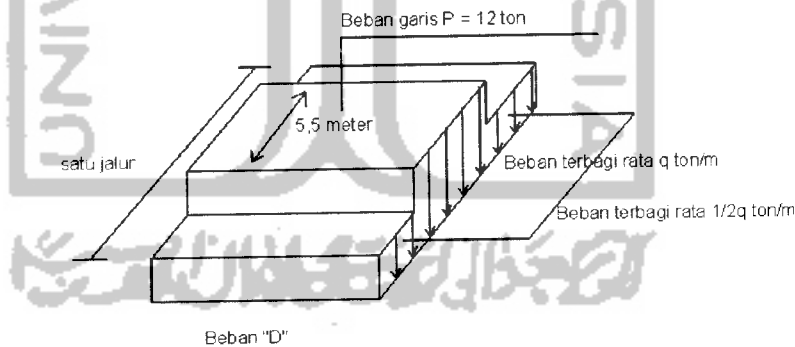
L = Panjang Jembatan (bentang jembatan) dalam meter.

t/m = ton per meter panjang, per jalur.

Dalam penggunaan beban “D” arah melintang jembatan adalah berlaku ketentuan:

- i. Untuk lebar kendaraan sama atau lebih kecil dari 5,5 m beban D sepenuhnya 100% dibebankan pada seluruh lebar jembatan.
- ii. Untuk lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,5 meter “D” 100% dibebankan pada lebar 5,5 meter, sedangkan lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban “D” (50%).

Seperti gambar berikut :



Gambar 3.2 Pembebanan Struktur Atas dengan lebar > 5,5 m

3.2.3 Kapasitas dukung tiang (*Bearing Capacity*)

Kapasitas dukung pondasi tiang dapat dibedakan menjadi kapasitas dukung tiang tunggal dan kapasitas dukung kelompok tiang.

A. Kapasitas Dukung Tiang Individu /Tunggal

Daya dukung tiang terdiri dari daya dukung ujung tiang (Q_p) dan daya dukung selimut tiang (Q_s). Penentuan daya dukung pondasi tiang digunakan metode statik.

$$Q_{ult.} = Q_p + Q_s \quad (3.9)$$

$$Q_{ult.} = A_p * q_p + A_s * q_s \quad (3.10)$$

$$Q_{all.} = (A_p * q_p) / SF_1 + (A_s * q_s) / SF_2 \quad (3.11)$$

dengan : Q_p = Tahanan ujung (*end bearing*)

Q_s = Tahanan gesek (*friction resistance*)

q_p = Unit daya dukung ujung (tekanan konus)

q_s = Unit tahanan gesek (tekanan kleef)

SF_1 = angka keamanan untuk tahanan ujung

SF_2 = angka keamanan untuk tahanan gesek

➤ Mencari Tahanan ujung (Q_p)

1. Berdasarkan Data Laboratorium

$$Q_p = A_p * q_p \quad (3.12)$$

Method Meyerhoff (1976) :

$$q_p = c * N_c + q * N_q + \gamma * B * N_\gamma \quad (3.13)$$

dengan : N_c, N_q, N_γ = factor daya dukung

Pada pondasi tiang, dimana B atau D kecil maka : $\gamma * B * N_\gamma \approx 0$

$$\text{Sehingga : } q_p = c * N_c + q * N_q \quad (3.14)$$

$$\text{Atau : } Q_p = A_p * (c * N_c + q * N_q)$$

1.1. Pada kasus tanah pasir murni

Tanah pasir murni : $c = 0$, maka :

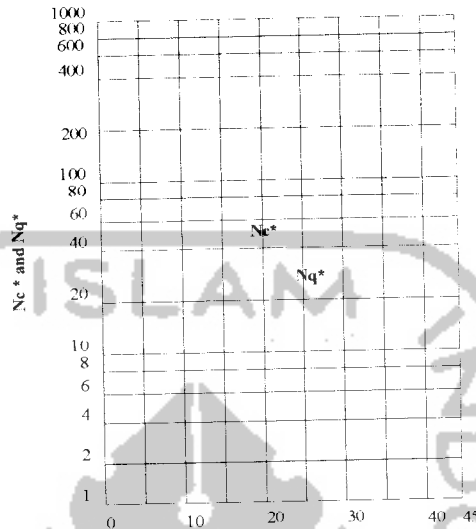
$$Q_p = A_p * q_p$$

$$Q_p = A_p * q * N_q$$

$$= A_p * 5 * \text{tg}\phi * N_q \quad (3.15)$$

dengan : ϕ = sudut gesek dalam tanah

Faktor Kapasitas dukung $\Phi(^{\circ})$ seperti ditunjukkan pada gambar 3.3 di bawah ini



Gambar 3.3 Faktor Kapasitas dukung ujung N_c dan N_q
(Sumber : Braja M. Das)

1.2. Pada kasus tanah Lempung murni

$$Q_p = A_p * (c * N_c + q * N_q) \quad (3.16)$$

Tanah Lempung murni : $\phi = 0$, maka : $q \cdot N_q$ = relatif kecil,

Sedangkan $N_c = 9$ (Poulos & Davis)

$$\text{Sehingga : } Q_p = A_p * q_p$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p * c * N_c \\ &= A_p * 9 * c_u \end{aligned} \quad (3.17)$$

dengan : c_u = undrained cohesion

➤ Mencari Tahanan Gesek (Q_s)

$$Q_s = A_s * q_s \quad (3.18)$$

$$\text{Rumus umum : } Q_s = \Sigma p * \Delta L * f_s \quad (3.19)$$

dengan : p = perimeter (keliling tiang)

ΔL = unit panjang tiang

$\Sigma p \cdot \Delta L$ = luas selimut tiang (A_s)

$f_s = q_s$ = unit tahanan gesek/friksi

1.1. Tahanan Friksi pada Tanah Pasir.

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta L \cdot f_s$$

$$f_s = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (3.20)$$

dengan : K = koefisien tekanan tanah

$$K = (1 - s/d^2) \cdot K_0 \quad (\text{displacement besar})$$

$$K = (0,75 - 1,75) \cdot K_0 \quad (\text{displacement kecil})$$

$$K = (0,75 - 1) \cdot K_0 \quad (\text{bored pile})$$

$$\text{Dengan : } K_0 = 1 - \sin \phi \quad (\text{JACKY})$$

σ'_v = tegangan efektif vertikal tanah pada kedalaman yang ditinjau

Meyerhoff : konstan setelah kedalaman 15.D

Schmertmann : 10.D

δ = sudut gesek permukaan

$$\delta_{\text{beton}} = (0,80 - 1) \cdot \phi$$

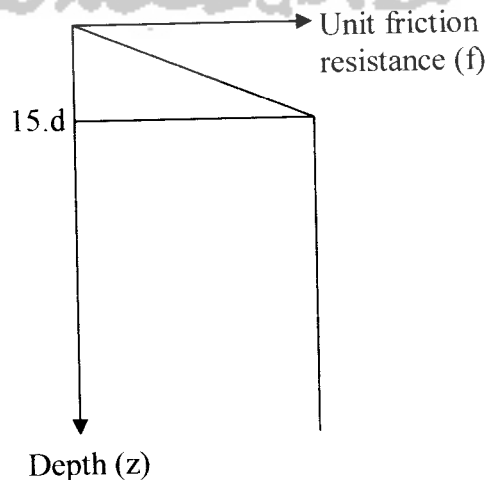
$$\delta_{\text{kayu}} = 2/3 \phi$$

$$\delta_{\text{baja}} = (0,50 - 0,90) \cdot \phi$$

$$\delta_{\text{cor tempat}} = \phi$$

Untuk fondasi tiang yang dibuat dari beton, nilai $\delta_{\text{beton}} = \frac{3}{4} \phi$

dan K = 2 (Sumber : Tabel Tomlinson, 1986)



Gambar 3.4 Pengambilan nilai tegangan vertical efektif, σ'_v

1.2. Tahanan Friksi pada Tanah Lempung.

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta L \cdot f_s$$

Ada beberapa metoda yang dapat digunakan untuk mencari tahanan friksi, yaitu metode Lambdha Alpha, dan Betha.

* Metoda Lambdha (λ)

Metoda Lambdha sering juga disebut metoda harga rata-rata tegangan vertikal efektif ($\sigma'_{average}$).

Rumus :

$$f_{s_{average}} = \lambda \cdot (\sigma'_{average} + 2 \cdot C_{u_{average}}) \quad (3.21)$$

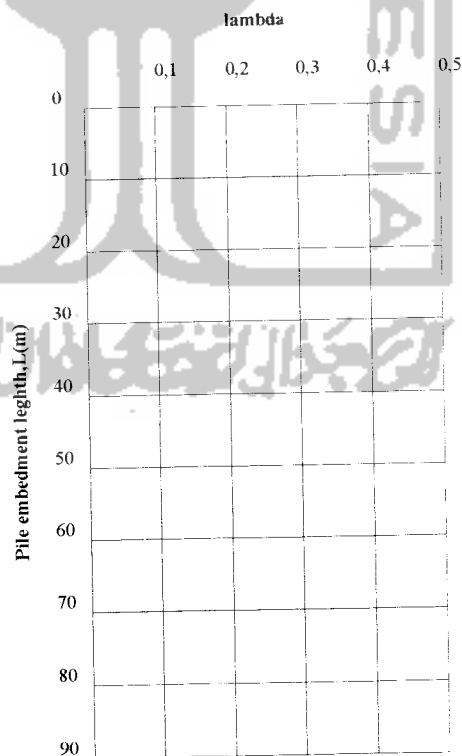
dengan :

$$\sigma'_{average} = \sum A_i / L$$

$$C_{u_{average}} = \sum C_{u_i} / L$$

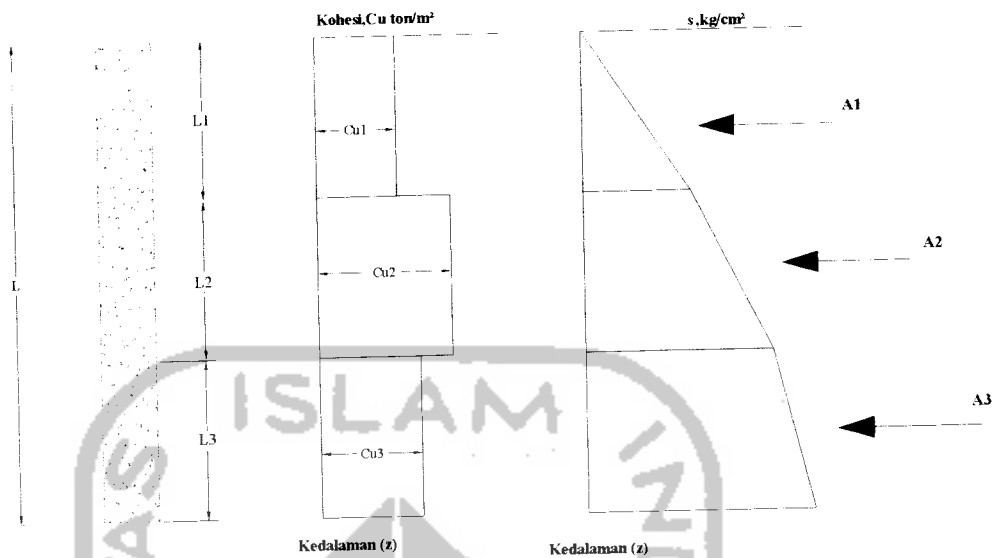
$$\lambda = 0,10 - 0,50$$

A_i = luas diagram tegangan efektif pada lapisan i.



Gambar 3.5 Koefisien λ Vijayvergiya dan Focht

(Sumber : Braja M. Das)



Gambar 3.6 Penentuan harga rata – rata C_u dan Tegangan vertical efektif (σ')
(Sumber :Manual Pondasi Tiang)

*** Methoda Betha (β)**

Methoda Betha sering juga disebut metoda tegangan efektif (σ').

Rumus :

$$f_{s_{average}} = \beta * \sigma'$$

dengan :

$$\beta = K \cdot \tan \phi_r$$

ϕ_r = sudut gesek dalam tanah pada drained

$K = 1 - \sin \phi_r$ (terkonsolidasi normal)

$K = 1 - \sin \phi_r \cdot OCR$ (over consolidation)

OCR = over consolidation ratio

*** Methoda Alpha (α) : Thomlinson**

Rumus :

$$f_s = \alpha * C_u = \alpha * S_u \tag{3.22}$$

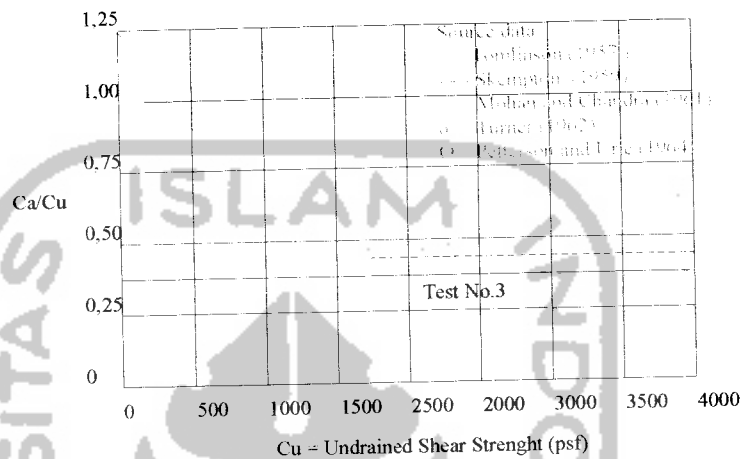
dengan :

α = konstanta (faktor adhesi)

C_u = kohesi pada undrained

S_u = undrained strength

Besaran α dapat dilakukan dengan beberapa cara dan yang sering digunakan adalah API (American Petroleum Institute, 1981) dengan menggunakan grafik.



Gambar 3.7 Variasi nilai α terhadap C_u

Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya nilai α yaitu :

1. Pemadatan tanah selama pelaksanaan
2. Konsolidasi tanah selama pelaksanaan
3. *Dragdown* lapisan tanah di atasnya saat pemancangan
4. Cara mendapatkan S_u atau C_u
5. Tipe/metode instalasi pondasi tiang

2. Berdasarkan Data Lapangan

2.1. BERDASARKAN HASIL SONDIR (C.P.T.)

2.1.1. Umum

$$Q_{ijin} = (A_{tiang} * p) / SF_1 + (O * L * c) / SF_2 \quad (3.23)$$

dengan : A_{tiang} = luas penampang tiang (cm²)

p = nilai tekanan konus (kg/cm²)

O = keliling kulit tiang (cm)

$L \cdot c$ = jumlah hambatan pelekat/ tek. kleef (kg/cm)

2.2.2. Metode Schmertmann & Nottingham

$$Q_{ult.} = Q_p + Q_s$$

$$Q_{allowable} = Q_{ult.} / SF$$

1. Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p) :

$$Q_p = 0,50 * (p_1 + p_2) * A_{tiang} \quad (3.24)$$

dengan : p_1 = nilai tekanan Konus pada titik yang terletak

8.D di atas ujung tiang

p_2 = nilai tekanan konus pada daerah yang terletak

(0,70.D s/d 4.D) di bawah ujung tiang

A_{tiang} = luas penampang tiang

2. Tahanan gesek kulit tiang dengan tanah (Q_s)

$$Q_s = K * \left[\sum_{z=0}^{8.D} \frac{z}{8.D} * f_s * A_s + \sum_{z=8.D}^L f_s * A_s \right] \quad (3.25)$$

Dengan : K = koefisien tekanan tanah

D = diameter tiang

Z = kedalaman/panjang segmen yang ditinjau

L = panjang tiang

F_s = koefisien gesekan selimut tiang

A_s = luasan selimut tiang

2.2. Berdasarkan Uji Standard Penetration Tests (S.P.T.)

Menurut Teori MEYERHOFF (1976).

$$Q_p = A_p * q_p = A_p * (40N) * \frac{L_B}{D} \leq A_p * (400N) \quad \text{Satuan kN} \quad (3.26)$$

$$Q_p = A_p * q_p = A_p * (800N) * \frac{L_B}{D} \leq 80000N \quad \text{Satuan } L_b \quad (3.27)$$

Metode S.P.T sering dipakai di lapangan karena bersifat praktis, sehingga banyak digunakan dalam proyek-proyek yang membutuhkan waktu yang cepat dalam pelaksanaannya. Adapun langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

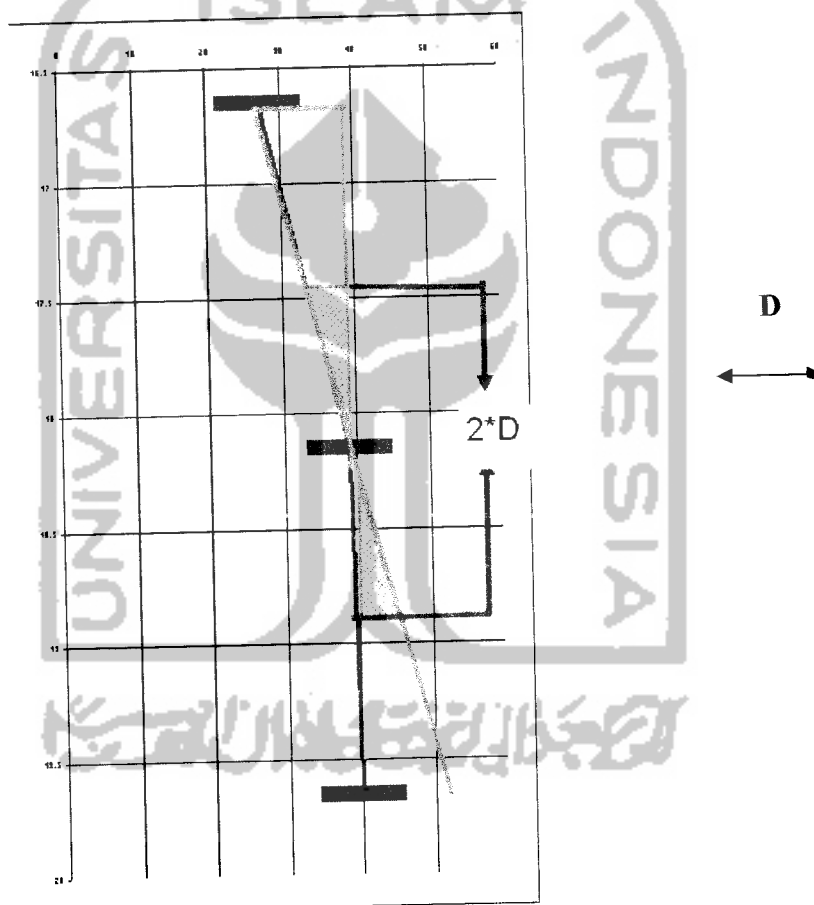
2.2.1. Mencari Nilai N Rata-rata

$$N_{rata-rata} = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (3.28)$$

dengan : N_1 = Harga N pada ujung tiang

N_2 = Harga rata-rata pada jarak 4 D dari Ujung Tiang

2.2.2. Menentukan Panjang Ekivalensi Penetrasi Tiang



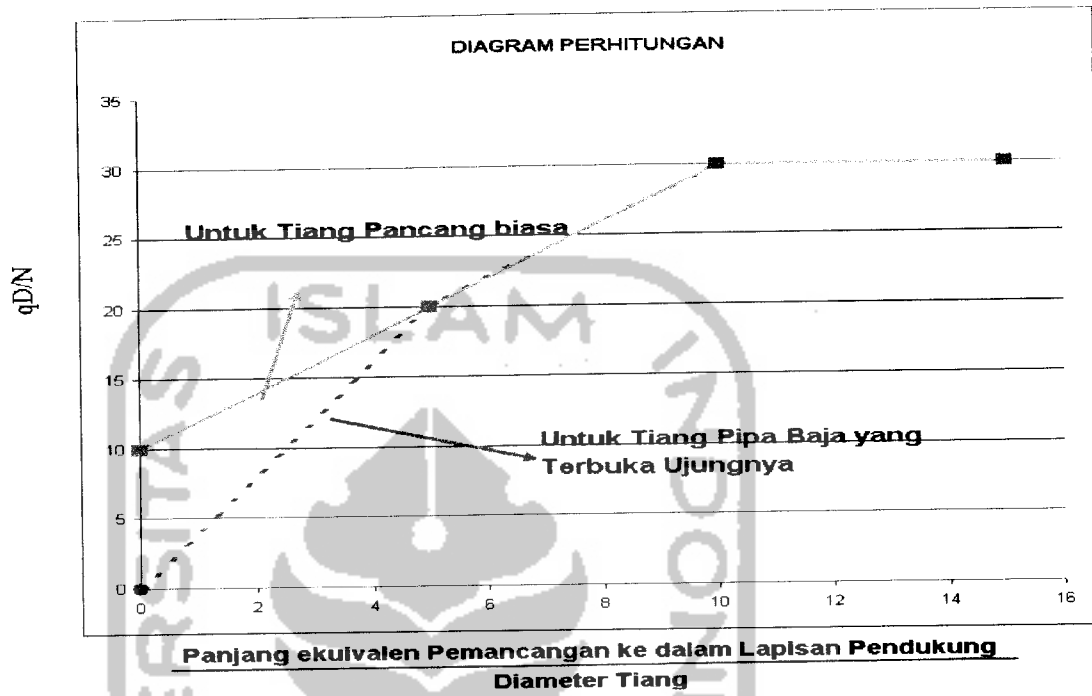
Gambar 3.8 Panjang Nilai Ekuivalensi

(sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi)

Daerah Ekuivalensi Penetrasi Tiang adalah sejarak 4 kali diameter tiang dari ujung tiang.

2.2.3. Mencari Nilai Daya Dukung Pada Ujung Tiang (Qp)

Untuk Mencari Nilai Daya dukung digunakan Gambar 3.9



Gambar 3.9 Diagram Perhitungan dari Intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang
(sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi)

Dengan menggunakan Gambar 3.9,dapat diketahui kapasitas dukung ujung (Qp),yaitu dengan menghubungkan nilai l/D (sebagai nilai Sb.X) dan nilai qD / N (sebagai nilai Sb.Y)

$$Q_p = q_d * A \quad (3.29)$$

2.2.4. Mencari Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (Qs)

Untuk Mencari Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q_s = U * \sum L_i * f_i \quad (3.30)$$

dengan :

Qs = Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang

U = Keliling Tiang

L_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m²)

2.2.5. Mencari Kapasitas Dukung Ultimate (Qu)

Untuk Mencari Gaya dukung Ultimate digunakan persamaan sebagai berikut :

$$R_u = q_d * A + U * \sum L_i * f_i \quad (3.31)$$

dengan :

R_u = Daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

q_d = Daya dukung terpusat tiang (ton)

A = Luas ujung Tiang (m²)

U = Panjang Keliling Tiang (m)

L_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m²)

2.2.6. Mencari Kapasitas Dukung Ijin

Untuk Mencari Gaya dukung Ijin digunakan persamaan sebagai berikut :

$$R_{ijin} = \frac{R_u}{SF} \quad (3.32)$$

Untuk mencari angka SF digunakan tabel 3.1

Tabel 3.1 Angka Keamanan

	Jembatan Jalan Raya		Jembatan Kereta Api	Konstruksi Pelabuhan	
	Tiang Pendukung	Tiang Geser	-	Tiang Pendukung	Tiang Geser
Beban Tetap	3	4	3	Lebih Besar Dari 2,5	
Beban Tetap + Beban Sementara	-	-	2	-	
Waktu Gempa	2	3	1,5(1,2)	Lebih Besar dari 1,5	Lebih Besar dari 2,0

B. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

1. Jumlah Tiang

Penentuan jumlah tiang didasarkan pada beban tetap yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang.

$$n = \frac{P}{Qa} \quad (3.33)$$

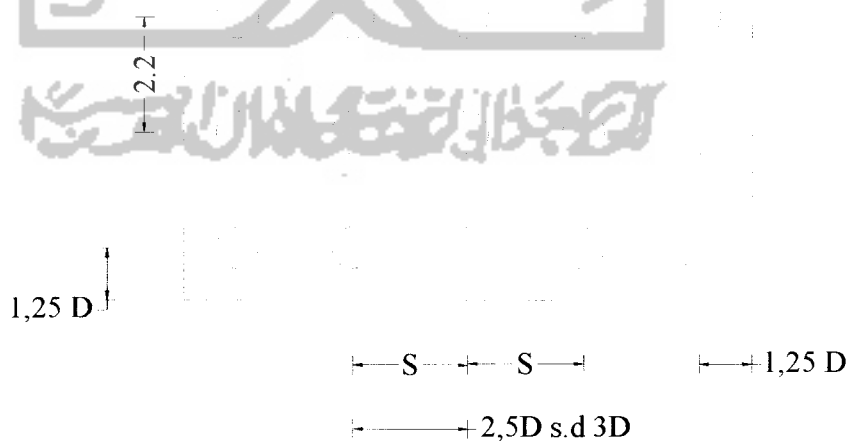
dengan : P = beban tetap yang bekerja

Qa = Kapasitas dukung ijin tiang.

2. Jarak Tiang

Menurut Sardjono (1991), jarak tiang terluar ke tepi *pile cap* biasanya diambil :

- Tiang Pondasi berupa tiang cor ditempat (*cast in place pile*) maka jarak tiang terluar dengan tepi *pile cap* \geq diameter tiang atau diagonal tampang tiang.
- Tiang Pondasi berupa tiang pancang, maka jarak tiang terluar dengan tepi *pile cap* 1,25 kali diameter tiang atau 1,25 kali diagonal tampang tiang.

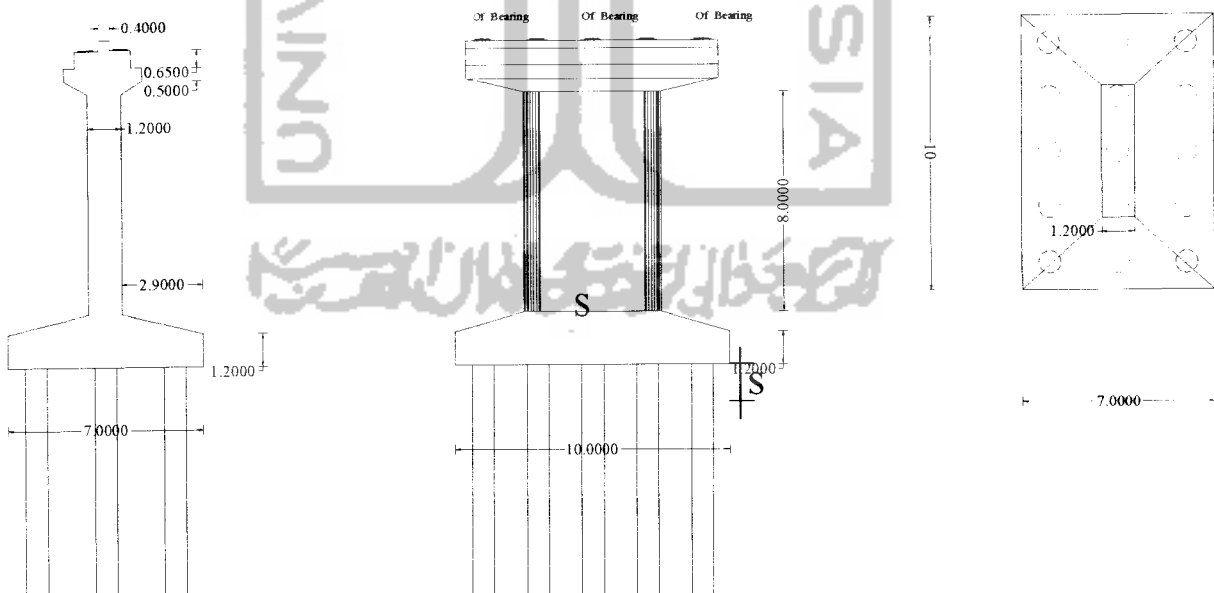


Gambar 3.10 Jarak Antar Tiang pada kelompok tiang

3. Susunan Tiang.

Susunan Tiang pancang sangat berpengaruh terhadap luas *pile cap*, yang secara langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang terlalu lebar maka luas pile cap akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak (Suryolelono, K Basah 1994).

Suryolelono (1994) mengemukakan bahwa agar diperoleh susunan tiang yang memberika *pile cap* yang paling kecil, umumnya digunakan metode coba banding. Dalam hal ini perlu diperhatikan terhadap jarak antar tiang (diambil jarak minimum) dan disarankan agar susunan tiang ini mempunyai pusat kelompok tiang yang sentries terhadap letak resultante beban yang bekerja. Tujuannya adalah agar kelompok tiang bekerja bersama-sama dalam menerima beban, atau beban diterima oleh tiang secara merata.



Gambar 3.11 Susunan Kelompok Tiang.

4. Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = \frac{\text{kapasitas dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah Tiang} * \text{Kapasitas dukung tiang tunggal}} \quad (3.34)$$

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada beberapa factor berikut :

1. jumlah, panjang, diameter, pengaturan, dan jarak antar as antar tiang.
2. modus pengalihan beban (gesekan selimut atau tahanan ujung)
3. prosedur pelaksanaan konstruksi (tiang pancang atau tahanan ujung)
4. Urutan Instalasi tiang.
5. Jangka waktu setelah pemancangan, dan
6. interaksi antara pile cap dan tanah di permukaan

Persamaan untuk menghitung efisiensi diberikan oleh Converse – Labbare sebagai berikut ini :

$$E_g = 1 - \theta * \frac{(m-1) * n + (n-1) * m}{90^\circ * m * n} \quad (3.35)$$

dengan :

m = jumlah tiang dalam satu baris

n = jumlah tiang dalam satu kolom

$$\theta = \text{arc tg } \frac{d}{s} \text{ (dalam derajat)}$$

s = jarak antar as tiang.

d = diameter tiang.

5. Kapasitas dukung kelompok Tiang.

5.1 Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah pasir.

- a. Pada pondasi tiang baik tiang tahanan gesek maupun tahanan ujung dengan $s \geq 3d$, maka kapasitas dukung kelompok tiang diambil sama besarnya dengan jumlah kapasitas dukung tiang tunggal

$$Q_{pg} = n. * Q_a \quad (3.36)$$

- b. Pada tiang pancang tahanan gesek dengan $s < 3d$ maka factor efisiensi ikut menentukan

$$Q_{pg} = n \cdot E_g \cdot Q_a \quad (3.37)$$

5.2 Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah lempung

Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah lempung dihitung sebagai berikut : (Sumber : Braja M. Das)

- a. Jumlah total kapasitas kelompok tiang.

$$\begin{aligned} \sum Q_u &= m \cdot n \cdot (Q_p + Q_s) \\ &= m \cdot n \cdot (A_p \cdot q + \sum p \cdot \Delta L \cdot \alpha \cdot C_u) \end{aligned} \quad (3.38)$$

- b. Kapasitas berdasarkan blok (L_g, B_g, L_D)

$$\sum Q_u = L_g \cdot B_g \cdot N_c \cdot C_u + \sum 2 \cdot L_D \cdot C_u \cdot \Delta L \quad (3.39)$$

dengan :

L_g = Panjang Blok

B_g = Lebar Blok

L_D = Tinggi Blok

p = Keliling Blok

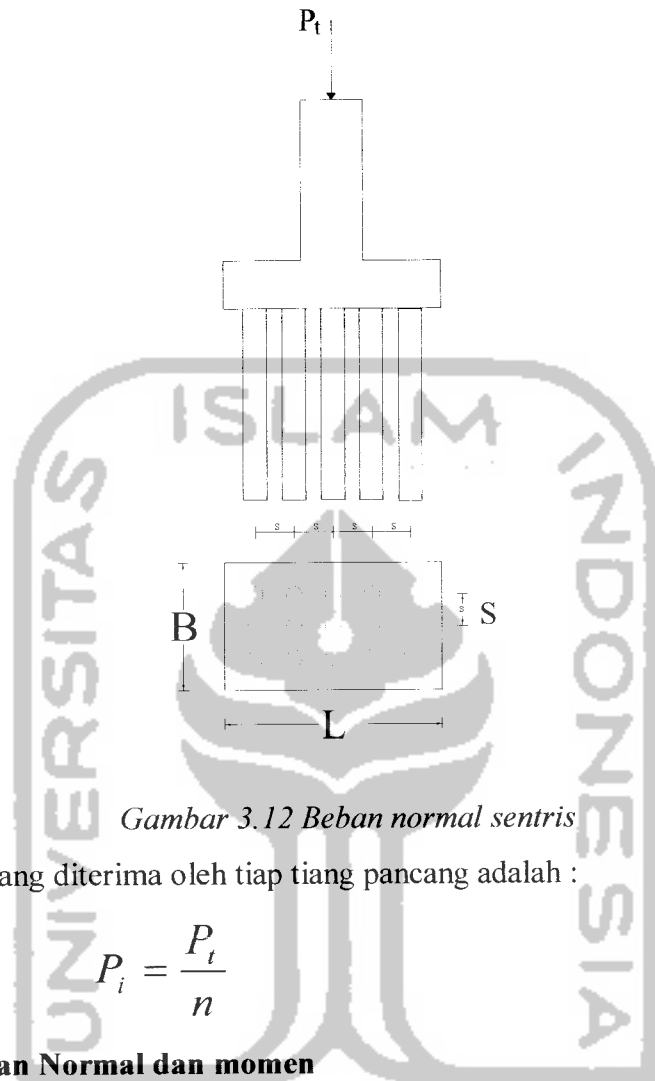
ΔL = panjang segmen tiang

Dari kedua besaran di atas dibandingkan nilainya dan diambil nilai yang terkecil.

6. Distribusi Beban pada kelompok tiang pancang.

6.1 Beban normal sentries

Masing – masing tiang memikul sejumlah beban yang sama besarnya untuk beban aksial yang terpusat pada *pile cap*, atau sejumlah n tiang yang memikul beban total (P_t)

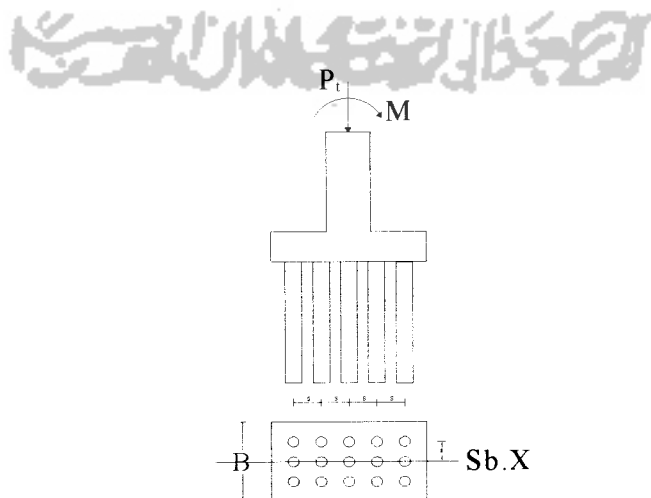


Gambar 3.12 Beban normal sentris

Beban yang diterima oleh tiap tiang pancang adalah :

$$P_i = \frac{P_t}{n} \tag{3.40}$$

6.2 Beban Normal dan momen



Gambar 3.13 Beban Normal dan Momen

Di dalam kelompok tiang gaya luar yang bekerja pada kepala tiang (kolom) didistribusikan pada kelompok tiang berdasarkan rumus kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas sebagai berikut .

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \quad (3.41)$$

dengan :

M_x, M_y = momen masing – masing di sumbu x dan y

x, y = jarak dari sumbu x dan y ke tiang

$\sum x^2, \sum y^2$ = momen di Cek dari kelompok tiang.

C. Pile cap

Menurut Bowles (1991), *pile cap* diperlukan untuk menyebarkan beban vertical, horizontal, dan momen ke setiap tiang dalam satu kelompok tiang pancang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Dalam mendesain *pile cap*, harus dipertimbangkan beban-beban kolom dan momen, berat tanah di atas *pile cap* berada di bawah permukaan tanah, serta berat sendiri dari *pile cap* tersebut.

Hal yang perlu diperhatikan dalam desain *pile cap* adalah pengaturan tiang dalam satu kelompok. Pada umumnya susunan tiang dibuat simetris sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat *pile cap* terletak pada satu garis vertical. Jarak antar tiang diusahakan sedekat mungkin untuk menghemat *pile cap*, tetapi jika pondasi memikul beban momen, maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen.

Anggapan umum yang digunakan dalam desain *pile cap* tiang pancang adalah sebagai berikut :

1. Masing – masing tiang memikul sejumlah beban yang sama besarnya untuk beban aksial yang terpusat pada *pile cap*, atau sejumlah n tiang yang memikul beban total P_t , beban per satuan tiang adalah :

$$P_i = \frac{P_t}{n} \quad (3.42)$$

2. Persamaan tegangan kombinasi yang berlaku pada pile cap dengan beban eksentris atau dibebani dengan beban aksial P_i dan momen adalah :

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \quad (3.43)$$

dengan :

M_x, M_y = momen masing – masing di sumbu x dan y

x, y = jarak dari sumbu x ,y ke tiang

$\sum x^2, \sum y^2$ = momen di Cek dari kelompok tiang.

a. Geser (shear)

Geser pada *pile cap* ditinjau berdasarkan geser satu arah dan atau dua arah seperti pada telapak sebar setempat (SNI 03 2487 1997 pasal 3.4.11), dengan ketentuan khusus SNI 03 2487 pasal 3.8.5 butir 3. Jika *pile cap* tanpa penulangan geser, maka sebagai dasar perencanaan kuat geser adalah $V_u \leq \Phi V_c$.

- a. Geser satu arah :

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b * d' \quad (3.44)$$

- b. Geser dua arah

V_c diambil nilai terkecil dari persamaan di bawah ini .

$$\bullet V_c = \frac{1}{12} * \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d' \quad (3.45)$$

$$\bullet V_c = \frac{1}{12} * \left(\frac{\alpha_s * d'}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d' \quad (3.46)$$

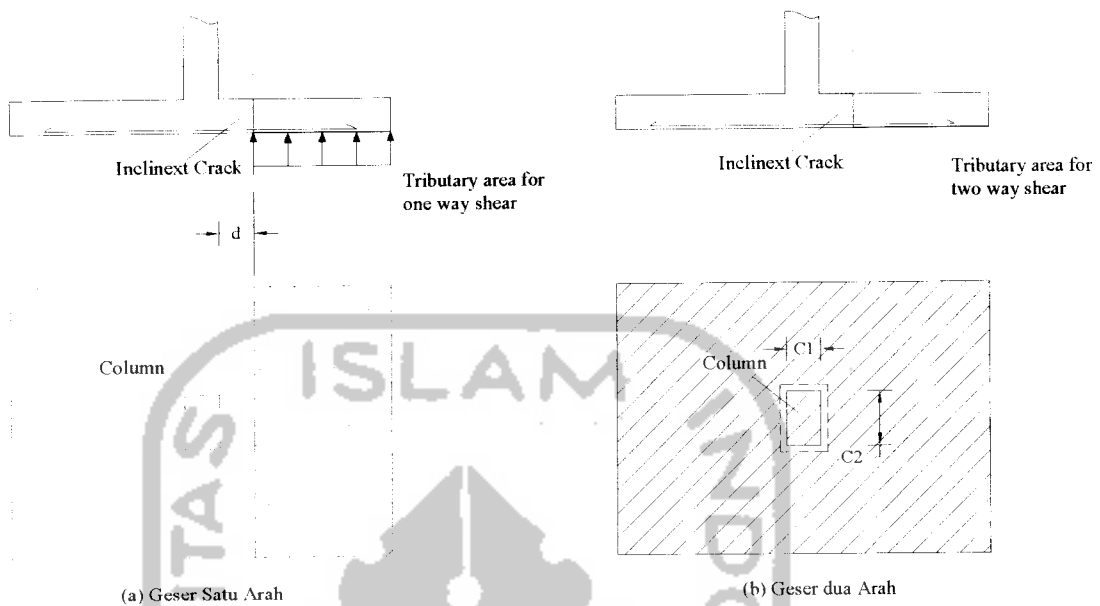
$$\bullet V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'c} * b_o * d' \quad (3.47)$$

dengan :

β_c = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat yang bekerja atau bidang reaksi

α_s = factor untuk jenis kolom

b_o = panjang keliling penampang kritis geser dua arah.



Gambar.3.14 Bagian kritis untuk geser
(Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang)

b. Lentur (Flexure)

Momen ultimate yang harus ditahan oleh tulangan adalah sebagai berikut

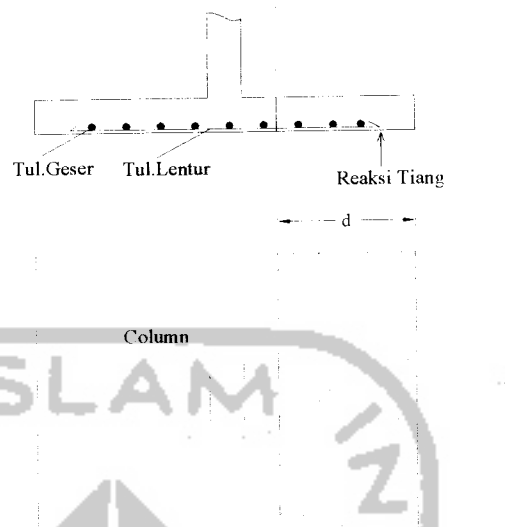
$$M_u = (\sum P_i) * x \quad (3.48)$$

dengan :

$\sum P_i$ = jumlah gaya reaksi dari setiap tiang yang berada di bawah bagian

pile cap

x = lengan momen (jarak dari pusat reaksi tiang ke muka kolom)



Gambar 3.15 Area untuk momen pada potongan A-A
(Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang)

3.2.4. Penurunan Pondasi Tiang

Penurunan (settlement) pada pondasi tiang dapat dibedakan menjadi penurunan pada pondasi tiang tunggal dan penurunan pada kelompok tiang.

a. Penurunan pondasi tiang tunggal

1. Tanah Pasir

Penurunan yang terjadi pada tiang sangat dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, sehingga penyelesaian untuk perhitungan penurunan dapat digunakan dua dua buah cara yaitu metode semi empiris dan empiris.

➤ Metode semi empiris

Penurunan pondasi tiang tunggal.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.49)$$

dengan : S = Penurunan total

S_s = Penurunan akibat deformasi axial tiang.

S_p = penurunan dari ujung tiang

S_{ps} = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang

Tiang.

Penurunan akibat deformasi aksial tiang

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.50)$$

dengan : Q_p = Beban yang didukung ujung tiang,

Q_s = Beban yang didukung selimut tiang

L = panjang tiang

A_p = Luas penampang tiang.

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang.

Menurut Vesic (1977) $\alpha = 0,33 - 0,50$

Penurunan dari ujung tiang

$$S_p = \frac{C_p Q_p}{d q_p} \quad (3.51)$$

dengan : Q_p = Perlawanan ujung di bawah beban kerja

q_p = daya dukung batas diujung tiang

d = diameter tiang

C_p = Koefisien empiris

Tabel 3.2 Nilai koefisien C_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02-0,04	0,09-0,18
Lempung	0,02-0,03	0,03-0,06
Lanau	0,03-0,05	0,09-0,12

(Sumber Vesic, 1977)

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang

$$S_p = \left(\frac{P_t}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{d}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot J_{ws} \quad (3.52)$$

dengan : $\left(\frac{P_t}{p \cdot L} \right)$ = Gesekan rata-rata yang bekerja sepanjang tiang

p = keliling tiang

d = diameter tiang

L = panjang tiang tertanam
 E_s = Modulus elastisitas tanah
 V_s = *poisson ratio* tanah,
 I_{ws} = factor pengaruh.

$$I_{ws} = 2 + 0,35\sqrt{\frac{L}{d}}$$

➤ **Metode empiris.**

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.53)$$

2. Tanah Lempung

Penurunan pondasi tiang pada tanah kohesif terdiri dari dua komponen, yaitu penurunan seketika (*immediate settlement*) yang terjadi setelah beban bekerja dan penurunan jangka panjang (*consolidation settlement*) yang terjadi secara berangsur-angsur bersamaan dengan disipasi tekanan air pori.

b. Penurunan kelompok tiang

1. Tanah Pasir.

Penurunan yang terjadi pada kelompok tiang pada umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal. Hal tersebut dikarenakan pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Beberapa metode hasil penelitian dapat digunakan untuk menghitung penurunan kelompok tiang.

➤ Metode Vesic(1977)

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d}} \quad (3.54)$$

dengan :

S = Penurunan pondasi tunggal

S_g = Penurunan kelompok tiang

B_g = Lebar kelompok tiang.

d = diameter tiang tunggal

➤ Metode *Meyerhoff* (1976)

a. Berdasarkan N-SPT

$$S_g = 2q \sqrt{\frac{B_g \cdot I}{N}} \quad (3.55)$$

dengan :

q = tekanan pada dasar pondasi

B_g = Lebar kelompok tiang.

N = harga rata-rata N pada kedalaman $\pm B_g$ di bawah kaki pondasi tiang.

b. Berdasarkan data sondir

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2q_c} \quad (3.56)$$

dengan :

$$I = \left(1 - \frac{L}{8B_g} \right) \geq 0,5$$

q = tekanan pada dasar pondasi

B_g = Lebar kelompok tiang.

q_c = daya dukung ujung

2. Tanah Lempung

Perhitungan penurunan dengan cara penurunan seketika dan penurunan konsolidasi.

2.1 Penurunan elastis atau seketika.

Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaersli dirumuskan sebagai berikut.

$$S_i = \frac{\mu_i \cdot \mu_o \cdot q_n \cdot B_g}{E_u} \quad (3.57)$$

dengan :

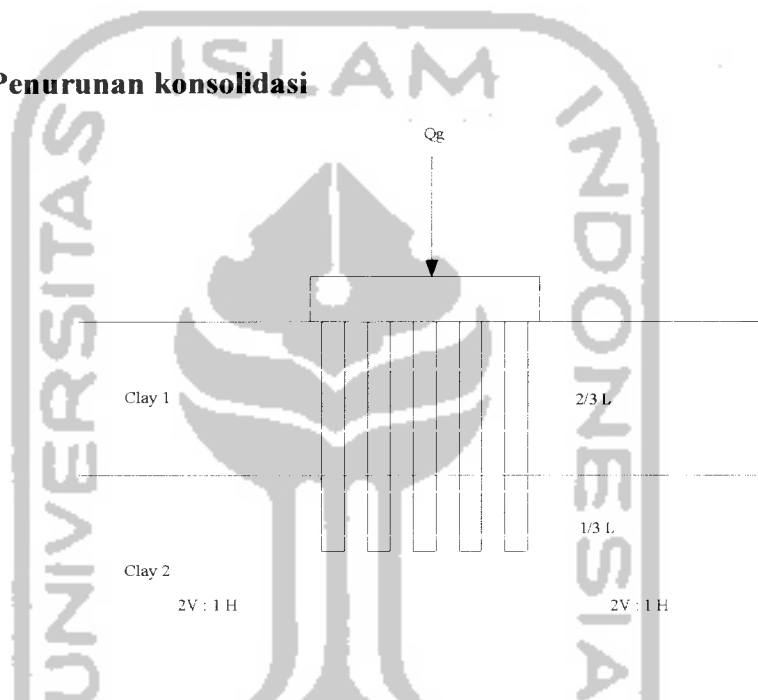
μ_i, μ_o = Faktor yang berpengaruh.

q_n = tekanan netto pondasi $\left(\frac{P}{A}\right)$

B_g = Lebar kelompok tiang.

E_u = modulus deformasi pada kondisi *undrained*.

2.2 Penurunan konsolidasi



Gambar 3.16 Penurunan pada tanah Lempung

(Braja M.Das, Principles of foundation Engineering)

$$\text{Rumus yang digunakan : } \Delta s_i = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] \cdot H_i \quad (3.58)$$

dengan : Δs_i = Nilai Konsolidasi pada lapis tanah ke -i

$\Delta e_{(i)}$ = Perubahan angka Pori akibat Beban

e_o = Angka Pori sebelum diberi beban

H_i = tebal lapisan yang diamati.