

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Umum

Setiap proyek konstruksi yang direncanakan, termasuk gedung, urugan tanah (*earth fills*), jembatan, bendungan tanah, serta proyek-proyek yang didukung oleh tanah, dapat dibagi menjadi dua komponen utama, yaitu bagian atas (*superstructure*) dan bagian bawah (*substructure*). Pondasi dalam konteks ini, merujuk pada elemen di bawah tanah atau batuan di sekitarnya yang akan terpengaruh oleh struktur dan beban dari bagian bawah tersebut.

Pondasi dapat digolongkan menjadi 2 bagian yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Ada beberapa faktor yang harus diperhatikan dalam proses perencanaan pondasi yang baik, seperti yang berikut ini : (Hardiyatmo, 2015:75)

1. Identifikasi tujuan pembangunan, estimasi masa pakai, pilihan struktur, karakteristik tanah, metode konstruksi, dan estimasi biaya proyek.
2. Penentuan kebutuhan dan keinginan dari klien atau pemilik proyek.
3. Pembuatan desain dengan memastikan bahwa tidak merusak lingkungan dan mematuhi standar keamanan sehingga tingkat risiko dapat dikelola dengan baik oleh semua pihak, termasuk masyarakat, pemilik, dan insinyur.

2.2 Pondasi Tiang Pancang

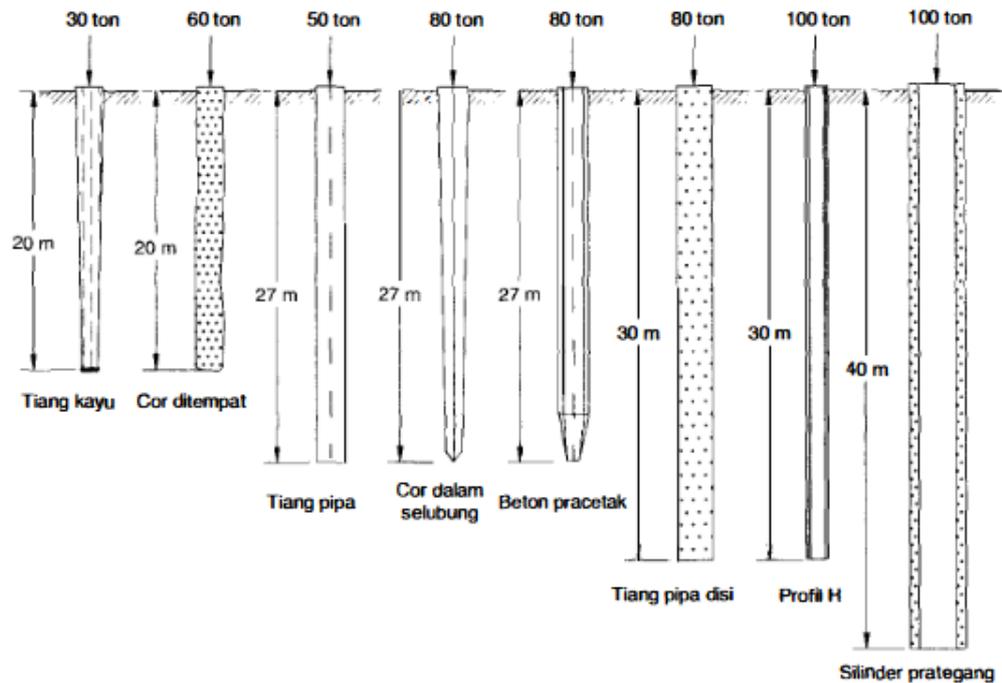
Penggunaan pondasi tiang pancang bertujuan untuk mendukung bangunan ketika lapisan tanah yang kuat berada pada kedalaman yang signifikan. Selain itu, pondasi tiang pancang digunakan untuk memberikan dukungan pada bangunan yang perlu mampu menahan gaya angkat dari bawah, terutama pada bangunan tinggi yang rentan terhadap gaya-gaya penggulingan akibat tekanan angin.

Gambar 2.1 menggambarkan panjang maksimum dan beban maksimum untuk berbagai jenis pondasi tiang yang sering digunakan dalam praktik konstruksi. Oleh karena itu, pondasi tiang pancang digunakan untuk berbagai tujuan, termasuk yang disebutkan di atas.: (Hardiyatmo, 2015:76)

1. Untuk mengalirkan beban yang berada di atas permukaan air atau tanah yang lunak ke lapisan tanah yang lebih kuat di bawahnya.
2. Untuk memindahkan beban ke dalam tanah yang relatif lembek sampai kedalaman tertentu, sehingga pondasi bangunan dapat memberikan dukungan yang memadai melalui gesekan antara tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengamankan bangunan dari efek gaya angkat ke atas yang disebabkan oleh momen penggulingan atau tekanan hidrostatik.
4. Untuk menahan gaya horizontal dan gaya yang bergerak diagonal.
5. Untuk mengkompresi tanah berbutir pasir, sehingga meningkatkan kapasitas daya dukung tanah.
6. Untuk mendukung pondasi bangunan yang berada di atas tanah yang rentan terhadap air.

Saat ini, terdapat beragam jenis pondasi dalam yang tersedia, dan pemilihan jenis pondasi tersebut disesuaikan dengan besarnya beban yang akan ditanggung, karakteristik lapisan tanah, serta kondisi lingkungan dan lokasi. Berikut adalah klasifikasi tiang yang digunakan dalam pelaksanaan pondasi ini: (Hardiyatmo, 2015 : 76)

1. Tiang pancang (*driven pile*) - Tiang ini dipasang dengan cara membentuk bahan menjadi bentuk persegi atau bulat panjang terlebih dahulu, kemudian dipancang atau dipalu ke dalam tanah.
2. Tiang bor (*drilled shaft*) - Tiang ini dipasang dengan cara pertama-tama mengbor tanah hingga kedalaman tertentu, kemudian memasukkan tulangan baja ke dalam lubang bor tersebut, dan akhirnya diisi dengan beton.
3. Kaison (*caisson*) - Ini adalah struktur silinder atau konstruksi yang telah dibuat sebelumnya, kemudian dimasukkan ke dalam tanah pada kedalaman tertentu dan diisi dengan beton. Kadang-kadang, kaison juga disebut sebagai tiang bor yang memiliki diameter lebih besar, yang dapat menimbulkan kebingungan dalam istilahnya.



Gambar 2.1 Ukuran maksimum dalam hal panjang dan beban yang sering digunakan untuk berbagai jenis tiang dalam praktik konstruksi. (Carson, 1965) (Hardiyatmo, 2008 : 78)

2.3 Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur bangunan dapat diklasifikasikan menjadi 2 bagian yaitu berdasarkan arah kerja, yaitu beban vertikal dan beban horizontal.

2.3.1 Beban Vertikal

2.3.1.1 Beban Mati atau Dead Load

Beban mati adalah total berat dari semua elemen konstruksi dalam sebuah bangunan, seperti atap, lantai, tangga, plafon, dinding partisi, dinding, bahan penutup, komponen arsitektural, serta struktur lainnya. Ini juga mencakup peralatan yang terpasang, seperti derek dan peralatan angkut material. Beban mati adalah komponen tetap dari beban struktural dan bisa dihitung menggunakan rumus berikut. (SNI 1727-2020:21) :

$$W = p \times n \times \text{berat unit} \quad (2.1)$$

Dimana :

W = Berat elemen keseluruhan struktur (kg)

p = panjang atau luas element struktur

n = jumlah stuktur

berat unit = *unit weight* (kg/m)

2.3.1.2 Beban Hidup atau Live Load

Beban hidup timbul dari aktivitas penghuni dan pengguna lainnya di dalam struktur yang tidak termasuk dalam beban konstruksi dan beban lingkungan. Ini mencakup beban seperti gempa, angin, beban mati, hujan, dan banjir. (SNI 1727-2020:25)

2.3.2 Beban Horizontal

2.3.2.1 Beban Gempa atau *Earthquake*

Beban gempa merujuk pada beban yang muncul akibat pergerakan tanah di bawah suatu bangunan atau gedung. Akibat dari pergerakan tanah ini adalah guncangan yang dirasakan oleh struktur di atasnya. Guncangan ini diukur dalam bentuk beban horizontal yang bekerja pada bangunan dan struktur gedung, kemudian direpresentasikan sebagai beban gempa yang direncanakan. (Pamungkas & Harianti, 2013 : 4)

Dalam perencanaan pondasi, perlu dirancang agar dapat menanggung gaya yang timbul dan merespons pergerakan yang disebabkan oleh aktivitas seismik. Pergerakan tanah yang diperkirakan, karakteristik dinamis gaya, serta sifat tanah harus diperhitungkan dalam menentukan kriteria dan dasar desain untuk kemampuan pondasi dalam menyerap energi dari struktur. (SNI 1762:2019 : 46)

1. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Sesuai dengan SNI 1726 (2012: 13), perlu mempertimbangkan pengaruh gempa rencana pada berbagai kategori risiko struktur bangunan, termasuk gedung

dan non-gedung, dengan mengalikan nilai yang relevan dengan faktor kepentingan. Terutama, dalam situasi di mana suatu bangunan termasuk dalam kategori risiko IV dan memiliki pintu masuk operasional yang terhubung dengan bangunan tetangga, maka perlu mengatur bangunan tetangga tersebut agar sesuai dengan kategori risiko IV.

2. Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektra Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget

Menurut SNI 1726 (2012: 21), untuk mengestimasi respons spektrum percepatan gempa MCER (Gempa Tercemar Maksimum yang Masih Diterima) di permukaan tanah, kita memerlukan faktor amplifikasi seismik untuk dua periode yang berbeda, yaitu 0,2 detik dan 1,0 detik. Faktor amplifikasi ini terbagi menjadi dua bagian, yaitu F_a (faktor amplifikasi percepatan pada periode pendek) dan F_v (faktor amplifikasi percepatan pada periode 1,0 detik) yang memperhitungkan karakteristik getaran pada periode yang berbeda tersebut. Saat menghitung spektrum respons percepatan, kita menggunakan parameter S_{MS} (Spektrum Respons Percepatan pada Periode Pendek) dan S_{M1} (Spektrum Respons Percepatan pada Periode 1,0 detik) yang disesuaikan dengan sifat situs tempat struktur berada, dengan menggunakan rumusan tertentu.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.3)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (2.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (2.5)$$

Keterangan :

F_a = Getaran periode pendek

F_v = Getaran periode 1,0 detik

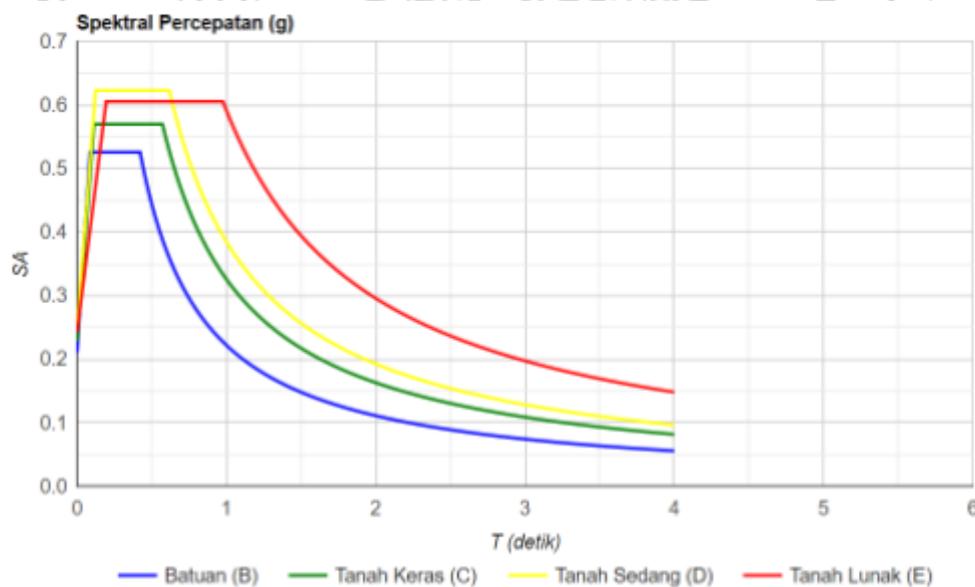
S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik

3. Parameter Percepatan Gempa (S_{MS} dan S_{M1}) dan Percepatan Gempa Desain

Data mengenai zona dan wilayah yang berpotensi gempa adalah informasi yang sangat penting dalam menentukan nilai spektrum S_s (Spektrum Respons Percepatan Maksimum dalam Satu Detik) dan S_1 (Spektrum Respons Percepatan Rata-rata dalam Satu Detik). Nilai-nilai ini diperlukan untuk menghitung gaya geser yang dihasilkan oleh beban lateral akibat gempa yang dapat memengaruhi bangunan. Informasi mengenai aktivitas gempa dapat ditemukan dalam SNI 1726:2012 atau melalui sumber daya online seperti Situs Desain Spektra Indonesia yang dapat diakses melalui puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011.

Gambar 2.2 mengilustrasikan grafik yang menunjukkan hubungan antara percepatan respons spektral dan periode, yang telah disesuaikan berdasarkan jenis tanah di wilayah kota Malang. Grafik ini memberikan representasi visual tentang bagaimana sifat gempa, yang diungkapkan melalui percepatan respons spektral, mengalami perubahan seiring dengan variasi dalam periode, terutama dalam konteks wilayah kota Malang.



Gambar 2.2 Grafik Percepatan Respon Spektra Wilayah Kota Malang

(http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011)

4. Periode Fundamental Pendekatan

Menurut SNI 1726 (2012 : 55) periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (2.6)$$

Keterangan :

h_n = Ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat

Berdasarkan SNI 1726 2012:54,:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} \quad (2.7)$$

Keterangan:

S_{DS} : Parameter percepatan spektrum respon desain dalam

R : Faktor modifikasi respon

Le : Faktor keutamaan gempa

5. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726 2012:57, gaya gempa lateral (F_x) [KN] yang akan ditribusikan di semua titik dan semua tingkat harus ditentukan dengan cara berikut :

$$F_x = C_{vx} V, \text{ dimana } C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.6)$$

Keterangan:

C_{vx} : Faktor distribusi vertikal

V : Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (Kn)

W_i dan W_x : Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenalkan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x : Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k : Eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai

Berikut:

- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k=1$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k=2$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier 1 dan 2

2.3.2.2 Gaya Lateral

Dalam setiap struktur, perlu dianalisis pengaruh gaya lateral statis yang akan diterapkan secara terpisah pada kedua arah orthogonal atau saling tegak lurus. Gaya lateral ini harus diterapkan secara bersamaan pada setiap lantai dalam setiap arah yang dimaksudkan. (SNI 1726-2019 : 52)

2.3.3 Beban Angin atau *Wind Load*

Dalam struktur yang diisolasi, penting bahwa sistem tersebut mampu menahan beban angin yang direncanakan di semua tingkat yang berada di atas batas isolasi. Pada tingkat batas ini, diperlukan suatu sistem pengekang angin yang dapat mengatur perpindahan lateral dari sistem isolasi agar sesuai dengan persyaratan yang sama dengan yang dibutuhkan pada tingkat-tingkat struktur di atas pemisahan isolasi, sebagaimana dijelaskan dalam paragraf 0. (SNI 1726 – 2019 : 173)

2.3.4 Beban Kombinasi Berfaktor

Struktur, pondasi, serta komponen struktural harus direncanakan dengan kekuatan yang sama atau lebih besar daripada pengaruh beban-beban yang telah dihitung dengan kombinasi-kombinasi berikut ini. Pengaruh dari satu atau lebih beban harus dimonitor, meskipun keduanya tidak harus dimonitor secara bersamaan. Lihat informasi dalam paragraf 0 untuk memahami lebih lanjut tentang dampak dari beban gempa. (SNI 1726:2019 : 176)

1. D (2.7)
2. $D + L$ (2.8)
3. $D + (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$ (2.9)
4. $D + 0,75L + 0,75 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$ (2.10)
5. $D + (0,65 W)$ (2.11)

$$6. D + 0,75L + 0,75 (0,6W) + 0,75 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) \quad (2.12)$$

$$7. 0,6D + 0,6W \quad (2.13)$$

Keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup

L_r = beban hidup atap

R = beban hujan

W = beban angin

2.4 Daya Dukung Ijin Tiang Pancang

2.4.1 Daya Dukung Ijin Tiang Pancang yang Diizinkan

Perhitungan daya dukung tiang pada tanah pondasi menggabungkan total daya dukung yang diberikan oleh tiang yang tertanam di dalam tanah dan tahanan geser yang dihasilkan oleh dinding tiang, seperti yang diperlihatkan dalam **Gambar 2.3**. Besarnya daya dukung yang diizinkan, disimbolkan dengan R_a, dihitung menggunakan persamaan berikut ini:

$$R_a = \frac{1}{n} R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f) \quad (2.14)$$

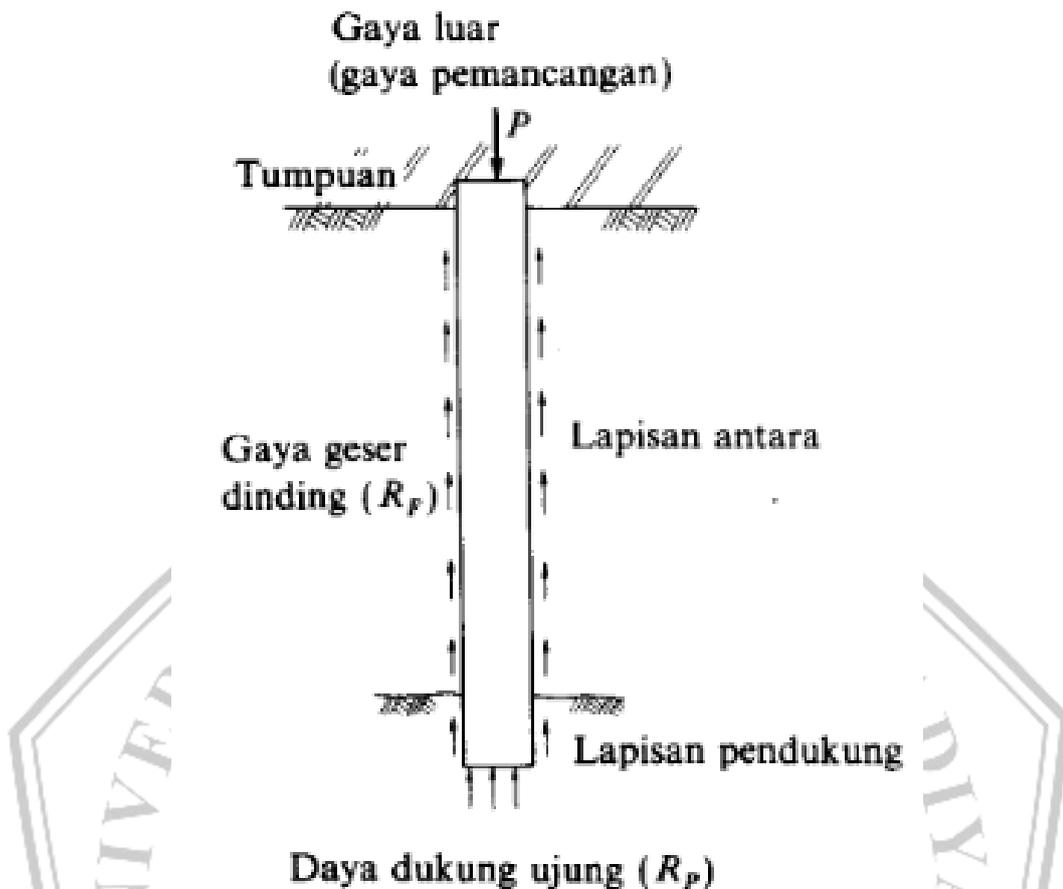
Dimana :

n : faktor keamanan, biasanya dipakai angka-angka dalam **Tabel 2.1**

R_u : daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_p : daya dukung terpusat tiang (ton)

R_f : gaya geser dinding tiang (ton)



Gambar 2.3 Mekanisme daya dukung tiang (Sosrodarsono, 1980 : 99)

Ada dua metode umum yang digunakan untuk memperkirakan daya dukung batas (R_u) dari tiang pondasi. Metode pertama melibatkan perhitungan berdasarkan data penyelidikan lapisan bawah permukaan tanah atau analisis tanah menggunakan rumus-rumus statika. Sedangkan metode kedua melibatkan pengujian pembebanan langsung (*loading test*) pada tiang.

Metode kedua, yaitu pengujian pembebanan langsung, memerlukan pertimbangan terkait biaya dan waktu, dan biasanya digunakan terutama dalam proyek konstruksi besar. Secara praktis, estimasi daya dukung batas ini dapat didasarkan pada rumus-rumus yang diajukan oleh Terzaghi atau Meyerhof, atau menggunakan rumus empiris yang diperoleh melalui analisis data dari pengujian pembebanan. (Sosrodarsono, 1980 : 99)

Tabel 2.1 Faktor 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

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 1988:100)

Jika berat sendiri (*dead weight*) tiang cukup besar, misalnya tiang yang dicor ditempat (*cast in place*) :

$$R_a = \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \quad (2.15)$$

Jika berat sendiri tiang, misalnya tiang pracetak yang berdiameter kecil, dapat diabaikan :

$$R_a = \frac{1}{n} R_u \quad (2.16)$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \quad (2.17)$$

Keterangan :

W_s : berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

W : berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (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)

2.4.2 Daya Dukung Ijin Tiang Berdasarkan Data *Boring Log*

Estimasi satuan daya dukung terpusat (q_d) diperoleh melalui hubungan antara L/D seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.4** dan nilai q_d/N . Panjang ekuivalen penetrasi L pada lapisan pendukung dihitung berdasarkan **Gambar 2.5** dan diameter tiang \bar{N} adalah rata-rata harga N pada ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:(Sosrodarsono, 1980 : 100)

- Harga N rata-rata pada panjang ekuivalen dari ujung tiang

$$\bar{N} = \frac{N_1 \times \bar{N}}{2} \quad (2.18)$$

- Daya dukung ujung tiang $\frac{q_d}{\bar{N}}$ (2.19)

$$Q = q_d \times A \quad (2.20)$$

- Panjang ekuivalen

$$I = \frac{1}{2} \times 4D \quad (2.21)$$

- Gaya gesek maksimum dinding tiang

$$U \cdot \sum l_i \cdot f_i \quad (2.22)$$

Keterangan :

\bar{N} : harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N_1 : harga N pada ujung tiang

N_2 : harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

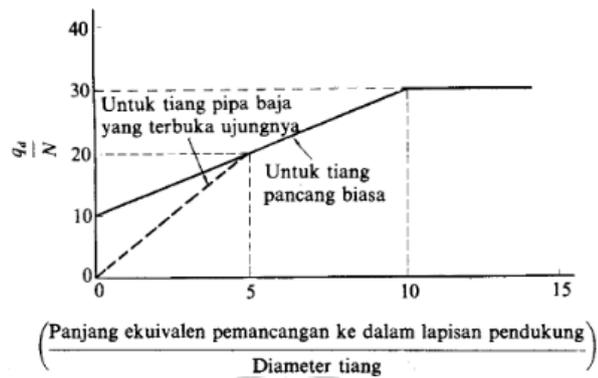
Q : daya dukung ujung tiang

A : luas penampang tiang

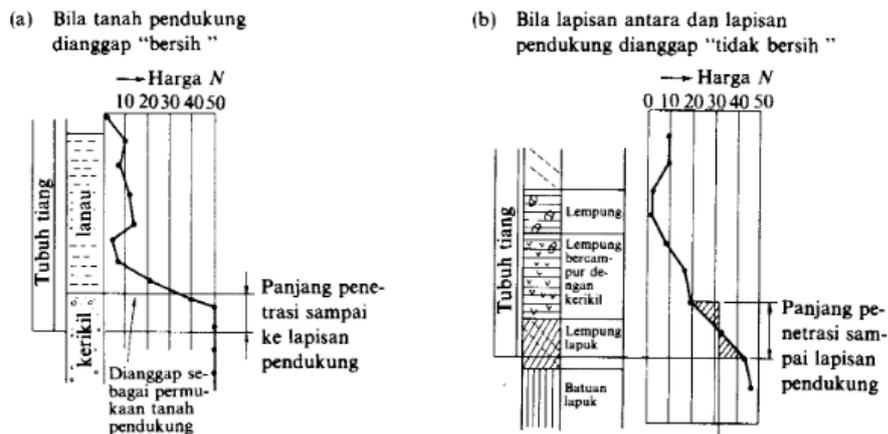
L_i : panjang segmen tiang yang ditinjau

F_i : gaya geser pada selimut segman tiang

Untuk tiang yang dicor ditempat (*cast in place*), q_d diambil/diperkirakan dari :



Gambar 2.4 Grafik atau diagram yang menggambarkan perhitungan intensitas daya dukung ultimate tanah pada ujung tiang. (Sosrodarsono, 1980 : 101)



Gambar 2.5 Cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi samapi ke lapisan pendukung (Sosrodarsono, 1980 : 101)

1. Harga N rencana dari tanah pondasi pada ujung diperoleh dengan :

$$\bar{N} = \frac{N_1 \times \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \geq 40) \quad (2.23)$$

N_1 : harga N pada ujung tiang

N_2 : harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

2. Jarak dari titik di mana sebagian area sesuai dengan diagram distribusi nilai N pada pondasi tanah dan garis N (area yang diarsir dalam **Gambar 2.5**) memiliki panjang yang sama untuk ujung tiang, dan ini dianggap sebagai panjang penetrasi.

Penting untuk dicatat bahwa nilai N yang direncanakan diperoleh dengan cara yang serupa dengan cara yang dijelaskan dalam bagian sebelumnya. Dalam menentukan panjang penetrasi yang setara dengan lapisan pendukung, tidak hanya distribusi nilai N yang harus diperhatikan, tetapi juga karakteristik fisik tanah dari hasil pengeboran log harus dipelajari secara cermat untuk memperjelas hubungan antara diagram (a) dan (b) di atas.

Tabel 2.2 Perkiraan q_a untuk tiang yang dicor ditempat

Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (q_u)	Lapisan kerikil ¹⁾	$N \geq 50$	750
		$50 > N \geq 40$	525
		$40 > N \geq 30$	300
	Lapisan berpasir ¹⁾	$N \geq 30$	300
	Lapisan lempung keras	$3q_u$ ²⁾	
<p>1. Perbedaan antara lapisan berkerikil dan lapisan berpasir dapat diperhitungkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah contoh tanah yang diambil. Lapisan berpasir yang memiliki campuran kerikil dianggap serupa dengan lapisan berpasir tanpa keberadaan kerikil. Nilai N (harganya) diperoleh melalui proses penyelidikan.</p> <p>2. Pada lapisan lempung keras, tingkat daya dukung diatur dengan mengacu pada "Kriteria perencanaan pondasi kaisan q_u," yang berkaitan dengan kekuatan geser tanah tak terbatas (dalam t/m^2).</p>			

(Sumber: KazutoNakazawa, 2000: 102)

Tabel 2.3 Intensitas cahaya gaya geser dinding tiang

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor ditempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

(Sumber: KazutoNakazawa, 2000: 102)

Mengacu pada **Tabel 2.2**, kita mengabaikan perbandingan kedalaman lapisan tanah pendukung dan mempertimbangkan kemungkinan untuk mengevaluasi keberlanjutan pekerjaan (kemampuan untuk dilakukan dengan baik).

Perhitungan gaya geser maksimum f_i diperkirakan sesuai dengan **Tabel 2.3**, dengan mempertimbangkan jenis tiang dan karakteristik tanah pondasi. Nilai c dalam **Tabel 2.3** merupakan kohesi tanah di sekitar tiang dan diasumsikan sebesar 0,5 kali q_u (kekuatan geser tak terbatas).

2.4.3 Daya Dukung Ijin Tiang Berdasarkan Data N-SPT

Perhitungan daya dukung aksial berdasarkan data N-SPT dihitung menggunakan metode Meyerhof (1976), yaitu sebagai berikut : (Pamungkas, 2013 : 51)

$$P_n = 38 \times N_b \times A_p + \frac{N \times A_s}{5} \quad (2.24)$$

$$A_s = 4(\text{sisi} \times L) \quad (2.25)$$

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i f_i \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK2} + W_p \quad (2.26)$$

keterangan:

P_n = daya dukung nominal tiang pancang (KN)

A_p = luas penampang tiang pancang (m^2)

N_b = nilai N-SPT rata-rata pada elevasi dasar tiang pancang

$N_b = (N_1 + N_2)/2$

N_1 = SPT pada kedalaman 3D pada ujung tiang ke bawah

N_2 = SPT pada kedalaman 8D pada ujung tiang ke atas

N = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang

A_s = luas selimut tiang (m^2)

L = panjang tiang (m)

P_{ta} = daya dukung ijin tarik tiang (ton)

A_{st} = daya dukung ijin tarik tiang (ton)

l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau (m)

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

$FK2$ = faktor keamanan 3 dan 5

W_p = berat pondasi (ton)

Hasil perhitungan berdasarkan data SPT harus memenuhi syarat dimana :

$$38 \times N_b \times A_p + \frac{N \times A_s}{5} \leq 380 \times N_b \times A_p \quad (2.27)$$

2.5 Tiang Pancang Kelompok

Dalam praktiknya, kita lebih sering menemui pondasi tiang pancang dalam bentuk kelompok (pile group) daripada tiang pancang tunggal (single pile). Pondasi tiang pancang kelompok terdiri dari sejumlah tiang pancang yang ditempatkan bersama pada struktur alas yang disebut footing, yang merupakan gabungan dari tiang pancang tersebut. (Sardjono H., 1991 : 55)

2.5.1 Jumlah Tiang Pancang yang Diperlukan

Untuk menghitung jumlah tiang pancang yang dibutuhkan pada suatu titik kolom, kita menggunakan beban aksial yang terjadi akibat kombinasi beban *Dead Load* (DL) dan *Live Load* (LL) tanpa faktor. Jumlah tiang pancang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang muncul dengan kapasitas daya dukung tiang.. (Pamungkas & Harianti, 2013 : 54)

$$np = \frac{P}{P_{all}} \quad (2.28)$$

keterangan:

np = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

P all = daya dukung ijin tiang

Berdasarkan perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan :

$$S \geq 2,5 D \quad (2.29)$$

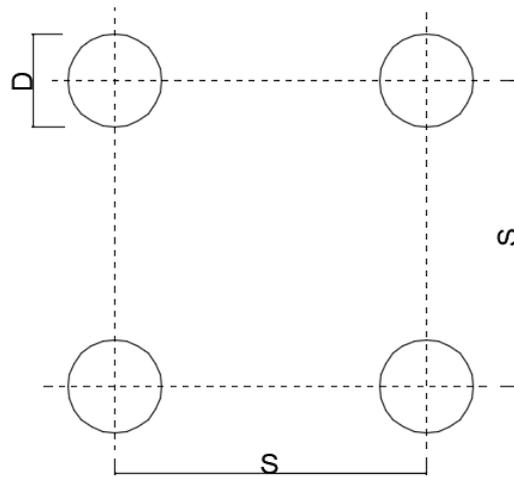
$$S \geq 3 D \quad (2.30)$$

Dimana :

S : jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D : diameter tiang

Ketentuan yang biasanya diterapkan untuk menjaga jarak minimum antara dua tiang dalam kelompok tiang adalah setidaknya 0,60 meter, sementara jarak maksimumnya adalah 2,00 meter. Ini didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan berikut: (Ir. Sardjono, 1987 : 56)



Gambar 2.6 jarak pusat ke pusat tiang (Ir. Sardjono, 1987 : 56)

Bila $S < 2,5 D$

- Terdapat potensi untuk peningkatan tekanan tanah yang berlebihan di sekitar kelompok tiang akibat penekanan oleh tiang-tiang yang ditempatkan terlalu rapat.
- Ada kemungkinan bahwa tiang-tiang sekitar yang sudah dipancangkan bisa terangkat.

Bila $S > 3D$

Pendekatan ini tidak menjadi pilihan yang ekonomis karena akan memerlukan peningkatan ukuran dimensi atau *footing*, yang pada gilirannya akan meningkatkan biaya proyek secara signifikan.

2.5.2 Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang pancang yang diperlukan, seperti yang dijelaskan pada **Gambar 2.6**, masih belum lengkap karena daya dukung kelompok tiang tidak hanya merupakan hasil dari mengalikan daya dukung satu tiang dengan jumlah tiang dalam kelompok tersebut. Hal ini disebabkan oleh interaksi (tumpang tindih) garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan, yang dikenal sebagai *group action*. Pengurangan daya dukung kelompok tiang akibat dari *group action* ini biasanya diukur dalam bentuk efisiensi.

Untuk menghitung efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari Uniform Building Code AASHTO, yang dapat dijelaskan sebagai berikut: [parafrasa]: (Pamungkas & Harianti, 2013:55)

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2.31)$$

$$Q_u = E_g \times R_a \times np \quad (2.32)$$

keterangan :

E_g = efisiensi kelompok tiang

Θ = arc tg (D/s) (derajat)

D = ukuran penampang tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang dalam 1 baris

2.5.3 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban yang diterima dari atas dan pengaruh dari susunan tiang dalam satu kelompok, tiang-tiang tersebut akan mengalami gaya tarik atau gaya tekan. Oleh karena itu, perlu melakukan pengendalian terhadap tiang-tiang ini untuk memastikan bahwa masing-masing tiang tetap mampu menahan beban dari struktur di atasnya sesuai dengan kapasitas daya dukungnya.

Gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang-tiang kemudian didistribusikan ke *pile cap* sehingga kelompok tiang dapat dianalisis berdasarkan rumus elastisitas. Pada analisis ini, diasumsikan bahwa *pile cap* adalah benda yang kaku sempurna. Dengan demikian, pengaruh gaya-gaya yang bekerja tidak akan menyebabkan deformasi atau perubahan bentuk pada *pile cap*, seperti yang digambarkan dalam **Gambar 2.7**. (Pamungkas & Harianti, 2013:57)

$$P_{\text{maks/min}} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \times M_{\text{max}}}{ny \sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{\text{max}}}{ny \sum y^2} \quad (2.33)$$

Keterangan:

P_{maks} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\sum X^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum Y^2$ = jumlah kuadrat Y

n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

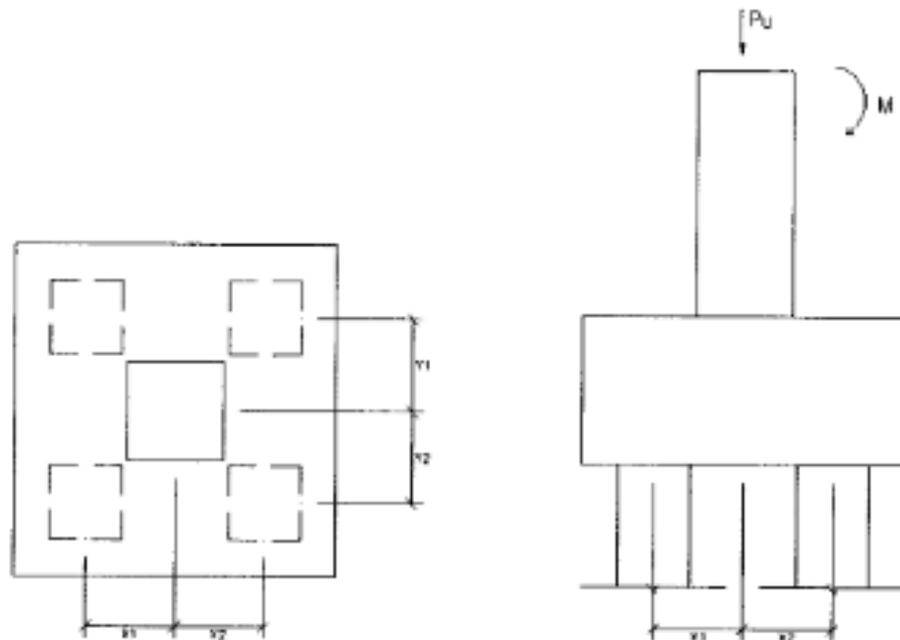
n_y = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

n_p = jumlah tiang

Jika P maksimum bernilai positif, maka *pile cap* memperoleh gaya tekan.

Jika P maksimum bernilai negatif, maka *pile cap* memperoleh gaya tarik.

Hasil tersebut dapat disarikan dengan menyatakan bahwa tiang-tiang masih memenuhi kapasitas daya dukungnya dalam hal gaya tarik dan tekan jika diperlukan.



Gambar 2.7 Beban yang bekerja pada *pile cap*

(Pamungkas & Harianti, 2013 : 58)

2.5.4 Daya Dukung Horizontal

Dalam analisis gaya horizontal, tiang harus dibedakan berdasarkan jenis ikatan mereka dengan penutup tiang (*pile cap*). Oleh karena itu, ada dua kategori utama untuk tiang, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*).
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*).

Menurut penjelasan McNulty (1956), tiang ujung jepit adalah tiang yang ujung atasnya sepenuhnya tertanam dalam *pile cap*, dengan kedalaman minimal sekitar 60cm. Oleh karena itu, tiang yang memiliki bagian atas yang tidak tertanam lebih dari 60cm dianggap sebagai tiang ujung bebas.

Khususnya pada tanah kohesif dengan kondisi ujung yang terjepit :

Untuk tiang pendek

$$M_u = 9 C_u D (L_p - 3D/2) \quad (2.34)$$

$$M_{\max} = H_u (L_p/2 + 3D/2) \quad (2.35)$$

Untuk tiang sedang

$$M_y = (9/4)c_u D_g^2 - 9c_u Df/2 + f/2 \quad (2.36)$$

H_u dihitung dengan mengambil

$$L_p = 3D/2 + f + g \quad (2.37)$$

keterangan :

C_u = *unrained strength*

D = diameter tiang

L_p = panjang tiang yang tertanam

Kemudian dicek apakah momen maksimum pada kedalaman $(f+3D/2)$ lebih kecil dari M_y . Jika $M_{\max} > M_y$ maka tiang termasuk tiang panjang. Untuk tiang panjang ($M_{\max} > M_y$) dinyatakan oleh persamaan :

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3D}{2} + f/2} \quad (2.38)$$

Dan nilai f diambil dari persamaan :

$$F = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \quad (2.39)$$

Untuk mencari koreksi dengan (C_u) menurut pendekatan Stound (1947) adalah :

$$C_u = k \times N \quad (2.40)$$

Keterangan :

H_u = Daya dukung horizontal

C_u = *Unrained Strength* (kN/m²)

D = Diameter pondasi (m)

L = Kedalaman pondasi (m)

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif (t/m²)

2.6 Perencanaan *Pile cap*

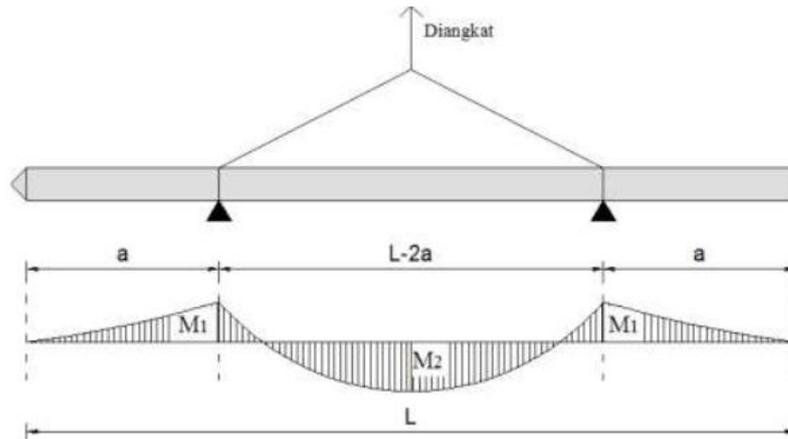
Pile cap adalah sebuah plat beton yang berfungsi sebagai perantara untuk menyalurkan beban dari konstruksi yang berada di atasnya dan meneruskannya ke tiang pancang. Perencanaan *pile cap* harus dilakukan dengan sangat hati-hati agar struktur tersebut tidak mengalami kegagalan.

2.6.1 Pengangkatan *Pile cap*

Proses pemasangan pondasi tiang pancang harus mematuhi langkah-langkah yang sesuai dengan prosedur agar tidak terjadi momen yang dihasilkan oleh berat *pile cap* itu sendiri. Dalam pemasangan *pile cap*, terdapat dua metode yang digunakan, yaitu pengangkatan pada satu titik atau pengangkatan pada dua titik.

2.6.1.1 Pengangkatan Tiang Dua Titik

Penggunaan dua titik sebagai tumpuan untuk mengangkat *pile cap* dapat ditemukan dalam **Gambar 2.8**. Dengan melakukan analisis perhitungan, kita dapat merumuskan hal berikut : (Ir. Sardjono, 1987 : 45)



Gambar 2.8 Pengangkatan Dua Titik Pondasi (Ir. Sardjono, 1987 : 45)

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.41)$$

Dimana : g = berat sendiri tiang pancang (kg/m)

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L-2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.42)$$

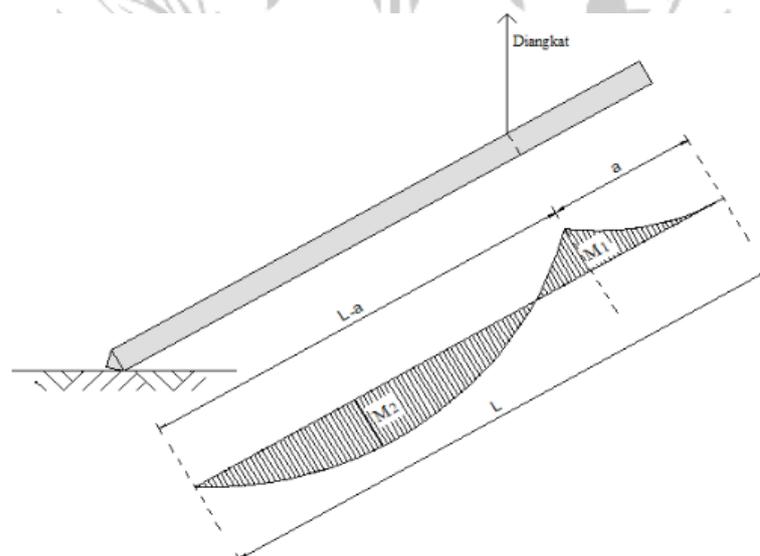
$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L-2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2$$

$$4a^2 - 4aL - L^2 = 0$$

2.6.1.2 Pengangkatan Tiang Satu

Pengangkatan tiang pancang secara tunggal dapat ditemukan dalam **Gambar 2.9**. Dengan melakukan analisis perhitungan, kita dapat merumuskan letak titik pengangkatan sebagai berikut : (Ir. Sardjono, 1987 : 45)



Gambar 2.9 Pengangkatan Satu Titik Pondasi (Ir. Sardjono, 1987)

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.43)$$

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2}{L - a} \\ &= \frac{g(L-a)}{2} - \frac{g \cdot a^2}{2(L-a)} \\ &= \frac{g L^2 - 2 \cdot a \cdot g L}{2(L-a)} \end{aligned} \quad (2.44)$$

$$M_1 = R_1 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \quad (2.45)$$

Syarat ekstrim :

$$\frac{dMx}{dx} = 0 \quad (2.46)$$

$$R_1 - gx = 0 \quad (2.47)$$

Maka :

$$x = \frac{R_1}{g} = \frac{L^2 - 2 a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.48)$$

$$\begin{aligned} M_{\max} = M_2 &= R_1 \frac{L^2 - 2 a \cdot L}{2(L-a)} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left(\frac{L^2 - 2 a \cdot L}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2 a \cdot L}{2(L-a)} \end{aligned} \quad (2.49)$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2 a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.30)$$

$$a = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2 a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.51)$$

$$2a - 4aL + L^2 = 0$$

2.6.1.3 Sambungan Las Pondasi

Penggunaan las dalam konstruksi adalah untuk mentransfer gaya geser, mencegah tekukan atau pemisahan antara bagian yang dihubungkan, dan menghubungkan elemen-elemen komponen struktur yang telah disusun (sesuai dengan SNI 1729-2015:118).

- Sambungan diberi beban dengan gaya tarik atau gaya tekan aksial

$$\phi R_{nw} = 0,9 \times t_e \times f_y \quad (2.52)$$

$$\phi R_{nw} = 0,9 \times t_e \times f_{uw} \quad (2.53)$$

Keterangan :

R_n = kekuatan desain

f_y = mutu baja (Mpa)

- Sambungan dibebani oleh gaya geser terhadap luaa

$$\phi R_{nw} = 0,9 \times t_e \times (0,6 f_y) \quad (2.54)$$

$$\phi R_{nw} = 0,9 \times t_e \times (0,6 f_y) \quad (2.55)$$

- Kapasitas kuat geser runtuh

$$\text{Max } \phi R_{nw} = \phi \times t_p \times (0,6 f_u) \quad (2.56)$$

$$M = f_y \times e \quad (2.57)$$

2.6.2 Penulangan *Pile cap*

Pile cap berperan dalam menggabungkan tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan mendistribusikan beban dari kolom ke tiang-tiang. Biasanya, *pile cap* dibuat dari beton bertulang. Kuat geser dari pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau area reaksi ditentukan oleh kondisi yang paling berat dari dua faktor berikut : (Pamungkas & Harianti, 2013 : 87)

1. Aksi balok satu arah melibatkan situasi di mana peninjauan dilakukan pada penampang kritis yang membentang sepanjang seluruh lebar pondasi telapak.
2. Aksi dua arah melibatkan situasi di mana peninjauan pada penampang kritis harus diposisikan sedemikian rupa sehingga garis keliling penampang menjadi sependek mungkin.

2.6.2.1 Gaya Geser Satu Arah *Pile Cap*

Gaya geser satu arah adalah gaya geser yang terjadi dalam satu arah pada daerah pembebanan seperti yang diperlihatkan dalam **Gambar 2.10**. Gaya geser yang berpengaruh pada penampang kritis adalah: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 90)

$$V_u = \sigma \times L \times G' \quad (2.58)$$

$$G' = L - \left(\frac{L}{2} + \frac{\text{lebar kolom}}{2} + d \right) \quad (2.59)$$

Keterangan :

V_u = Gaya geser (ton)

$\sigma = \frac{P}{A}$ (ton/m²)

A = Luas penampang *pile cap* (m²)

L = Panjang pondasi (m)

P = Beban pada kolom (ton)

G' = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah (m)

Kuat geser beton :

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \quad (2.60)$$

Keterangan :

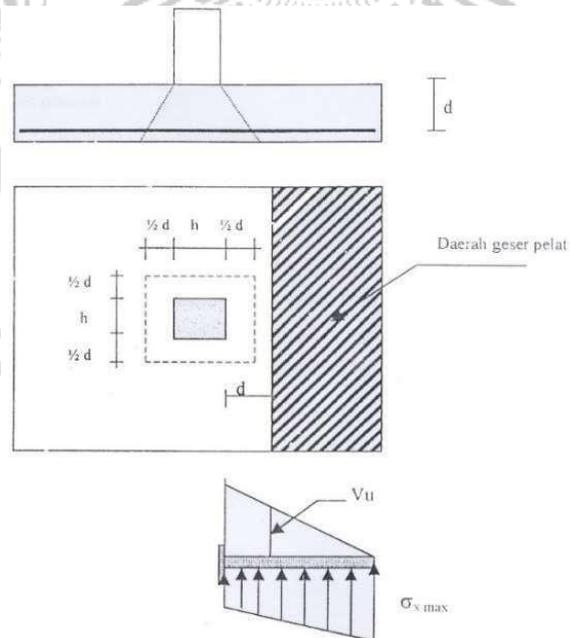
ϕV_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton (ton)

ϕ = 0,75

f_c' = Mutu beton (Mpa)

b = Panjang pondasi (mm)

d = Tebal efektif pondasi (m)



Gambar 2.10 Analisis geser satu arah
(Pamungkas & Harianti, 2013 : 89)

Jarak pada gaya geser satu arah :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d \quad (2.61)$$

$$S_{min} = \frac{3 \times A_v \times f_y}{1050} \quad (2.62)$$

$$S_1 = \frac{d}{2} \quad (2.63)$$

2.6.2.2 Gaya Geser Dua Arah *Pile cap*

Gaya geser dua arah adalah gaya geser yang terjadi dalam dua arah pada daerah pembebanan, seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.11**. Berikut adalah rumus untuk menghitung gaya geser dua arah: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 91)

$$V_u = \sigma (L^2 - B^2) \quad (2.64)$$

$$B' = \text{lebar kolom} \times 2 \left(\frac{1}{2} d \right) \quad (2.65)$$

Diambil yang terkecil

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \times b_o \times d}{6} \quad (2.66)$$

$$V_{c2} = \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2 \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \times b_o \times d}{12} \quad (2.67)$$

$$V_{c3} = \frac{1}{3} + \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \quad (2.68)$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_{c \text{ terkecil}} \quad (2.69)$$

Keterangan :

V_u = Gaya geser dua arah yang terjadi

B' = Keliling kritis (m)

c = Lebar kolo (m)

d = Tebal efektif (m)

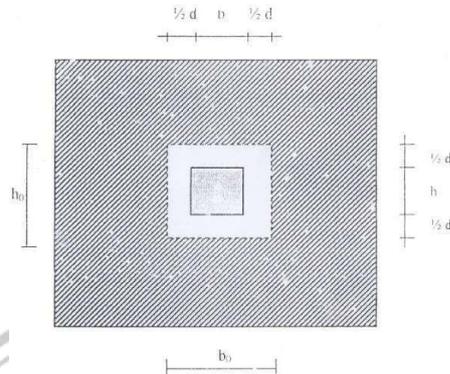
b_o = Keliling penampang kritis pondasi telapak (m)

f_c' = Mutu beton (Mpa)

b = Panjang *pile cap*

as = Konstanta untuk perhitungan pondasi telapak

h = Tebal pondasi (m)



Gambar 2.11 Analisis geser dua arah (Pamungkas & Harianti, 2013 : 91)

2.6.2.3 Penulangan *Pile cap*

Desain penulangan *pile cap* dianggap mirip dengan desain penulangan balok. Proses perencanaan penulangan *pile cap* melibatkan beberapa langkah berikut: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 86)

$$\phi Mn = \phi As \times f_c' \times a \times b \times (d - \frac{1}{2} \times a) \quad (2.70)$$

$$Mu = P_{max} \times e \quad (2.71)$$

Keterangan :

As = Luas penampang tulangan utama

fc' = Kuat tekan beton

b = Panjang *pile cap*

d = Tinggi efektif pondasi

1. Lebar (b) dan tinggi efektif (d) perencanaan balok persegi :

$$K_{perlu} = \frac{Mu}{\phi b(d rencana)^2} \quad (2.72)$$

Keterangan :

Mu = momen yang terjadi pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m)

2. Rasio penulangan dapat diperoleh dengan persamaan :

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{Rn}{f_c}} \quad (2.73)$$

$$\rho = \omega \times \frac{f_c'}{f_y} \quad (2.74)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \beta_1 \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.75)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \quad (2.76)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.77)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan :

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d \quad (2.78)$$

Keterangan :

ω = frekuensi alami dari sistem struktural

ρ = rasio kekuatan

As = Luas tulangan (mm²)

f_c = mutu beton (Mpa)

f_y = mutu baja (Mpa)

3. Luas tulangan yang telah dihitung selanjutnya dapat direncanakan diameter dan jarak tulangnya

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \quad (2.79)$$

4. Dilakukan pemeriksaan tinggi efektif

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \emptyset \quad (2.80)$$

2.6.2.4 Tulangan Susut

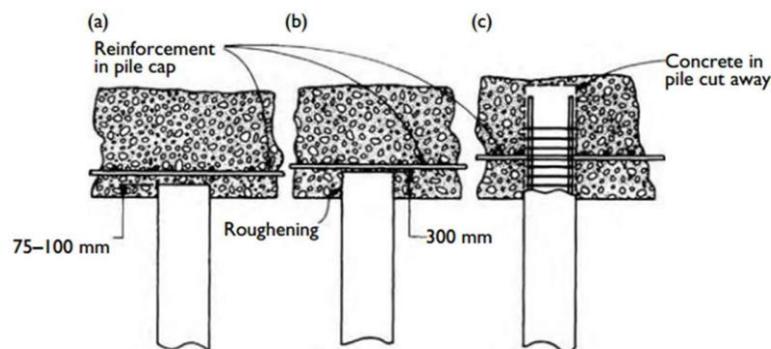
Menurut SNI 2847:2013, penambahan tulangan susut diperlukan untuk memastikan mutu beton tetap terjaga setelah proses pengerasan beton (*setting time*) terjadi, karena ada kemungkinan bahwa beton akan mengalami penyusutan yang dapat mempengaruhi kualitasnya. Perhitungan tulangan susut biasanya dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$A_{ss} = 0,0014 \times b_w \times d \quad (2.81)$$

$$A_{ss} = \frac{1}{4} \times d^2 \times \frac{d}{100} \quad (2.82)$$

2.7 Perencanaan Sambungan Tiang Pancang dengan *Pile cap*

Penting untuk memperhatikan hubungan yang ada antara tiang dan *pile cap*. Berbagai jenis hubungan antara tiang dan *pile cap*, seperti yang diilustrasikan oleh Tomlinson (1977) dalam **Gambar 2.12**, harus dipertimbangkan.



Gambar 2.12 Ikatan tiang beton dengan pelat penutup tiang

(a)Beban tekan, (b) Beban tekan dengan beban tarik yang tidak begitu besar, (c) Beban momen atau beban tarik yang besar

2.7.1 Perencanaan Beton Pengisi

Dalam proses perencanaan, beton pengisi dianggap sebagai elemen yang akan ditambahkan dan dianggap sebagai bagian dari penampang beton bertulang. Dalam hal ini, tiang pancang beton prategang tidak akan dipertimbangkan dalam perencanaan. Penggunaan tulangan dalam perencanaan mengikuti pedoman yang tercantum dalam SKSNI T15:1991-03.

1. Menentukan luas tulangan longitudinal (A_{st}) yang akan digunakan merupakan bagian penting dari proses perencanaan. Sesuai dengan SNI 2847 (2013:78), luas tulangan dalam komponen struktural yang menerima tekanan harus berada dalam rentang tidak kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,08A_g$, dimana A_g adalah luas penampang beton.

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2.83)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi D_{st}^2 \cdot n \quad (2.84)$$

$$A_{smin} = 0,01 \times A_g \quad (2.85)$$

$$A_{smax} = 0,08 \times A_g \quad (2.86)$$

Keterangan :

A_g = Luas penampang beton (mm^2)

A_{st} = Luas tulangan (mm^2)

D = Diameter penampang beton (mm)

D_{st} = Diameter tulangan (mm)

n = Jumlah tulangan

2. Penampang beton pengisi yang awalnya berbentuk lingkaran kemudian diubah menjadi penampang segi empat agar bisa menghitung eksentrisitas dengan tepat dalam kondisi seimbang.

- Tebal ekivalen penampang segi empat

$$\text{Tinggi ekivalen } (h_{eq}) = 0,8 \times D \quad (2.87)$$

- Lebar ekivalen penampang segi empat

$$\text{Lebar ekivalen } (b_{eq}) = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}{0,8 \times D} \quad (2.88)$$

- Luas tulangan total (A_{st}) didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \cdot A_{st} \quad (2.89)$$

- Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.90)$$

Keterangan :

D_s = Tinggi efektif penampang (mm)

D = Diameter penampang beton (mm)

A_{st} = Luas tulangan (mm^2)

3. Cek eksentrisitas rencana yang diberikan (e) dibandingkan terhadap eksentrisitas *balance* (e_b).

$$d_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \quad (2.91)$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} + d_{eq} \quad (2.92)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.93)$$

Regangan pada baja tulangan

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c (C_b - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2})}{C_b} \quad (2.94)$$

Tegangan leleh baja tulangan

$$f_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad (2.95)$$

Gaya aksial tekanan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y) \quad (2.96)$$

Momen dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$M_{ub} = 0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq} \left(\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} A_b \right) + A_s' \cdot f_s' \left(\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left(d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq} \right) \quad (2.97)$$

$$e = \frac{M_{up}}{P_u} \quad (2.98)$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \quad (2.99)$$

- Jika keadaan $P_u \leq P_b$ atau $e \geq e_b$, maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tarik dengan eksentrisitas yang besar.

- Jika keadaan $P_u \geq P_b$ atau $e \leq e_b$, maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tekan dengan eksentrisitas yang besar.

4. Kontrol kapasitas kuat tekan nominal penampang (ϕP_n) terhadap kuat tekan ultimit yang bekerja (P_u) dengan harga $\phi = 0,70$.

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \quad (2.100)$$

$$p_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (2.101)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f_{c'} \cdot h^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 e b}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{p_g m D_s}{2,5 h}} - \left(\frac{0,85 e b}{h} - 0,38\right) \right) \quad (2.102)$$

5. Desain Tulangan Spiral

Dalam perencanaan tulangan spiral direncanakan menggunakan tulangan dengan cara :

$$D_c = D - 2 \cdot d_c \quad (2.103)$$

$$A_c = \frac{1}{4} \cdot \pi D_c^2 \quad (2.104)$$

$$p_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \quad (2.105)$$

dengan jarak antar spiral :

$$a_s = \frac{1}{4} \cdot \pi d_b^2 \quad (2.106)$$

$$s = \frac{4 \times a_s \times (D_c - d_s)}{p_s \times D_c^2} \quad (2.107)$$

Keterangan :

D_c = diameter inti beton (mm)

D = diameter keseluruhan (m)

d_c = ketebalan penutup (mm)

p_s = tegangan dalam tulangan baja (Mpa)

A_g = luas bruto tulangan baja (mm²)

A_c = luas penampang inti beton (mm²)

$f_{c'}$ = kuat tekan beton (Mpa)

a_s = luas tulangan baja (mm²)

s = jarak antara batang tulangan baja (mm)

6. Panjang Beton Pengisi

Adapun untuk perencanaan beton pengisi menurut Suyono S dan Kazuto Nakazawa (1994),

$$L_1 = 50 \times \emptyset \quad (2.108)$$

Keterangan :

L_1 = Panjang penambahan beton pengisi (mm)

\emptyset = Diameter tulangan longitudinal untuk pengisi beton (mm)

2.7.2 Panjang Jangkar Penulangan

Panjang jangkar penulangan atau panjang penyaluran untuk tulangan berulir dalam kondisi tertarik, yang disimbolkan sebagai l_d , harus memiliki panjang minimum sebesar 300 mm dan harus mematuhi persyaratan yang dijelaskan dalam persamaan sesuai dengan (SNI 2847:2013:112).

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\frac{c_b+k_t}{d_b}} \right) \times d_b \quad (2.109)$$

Keterangan :

F_y = Kuat tarik baja tulangan biasa (MPa)

λ = Untuk beton ringan digunakan $\lambda = 0,70$

Untuk beton normal digunakan $\lambda = 1,0$

F_c' = Tegangan tekan beton (MPa)

C_b = yang lebih kecil dari jarak dari as batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan setengah spasi as ke as batang tulangan atau kawat yang disalurkan (mm)

d_b = Diameter tulangan pokok (mm)

Catatan:

(a) Bila tulangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300 mm beton segar dicor di bawah panjang penyaluran atau sambungan, $\psi_t = 1,3$. Untuk situasi lainnya, $\psi_t = 1,0$.

(b) Untuk batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3d_b$, atau spasi bersih kurang dari $6d_b$, $\psi_e = 1,5$. Untuk semua batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi lainnya, $\psi_e = 1,2$. Untuk tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng (dikalvanis), $\psi_e = 1,0$.

Akan tetapi, hasil $\psi_t\psi_e$ tidak perlu lebih besar dari 1,7.

(c) Untuk batang tulangan atau kawat ulir D-19 atau yang lebih kecil, $\psi_s = 0,8$. Untuk batang tulangan D-22 dan yang lebih besar, $\psi_s = 1,0$.

(d) Bila beton ringan digunakan, λ tidak boleh melebihi 0,75 kecuali jika f_{ct} ditetapkan (lihat 8.6.1). Bila beton berat normal digunakan, $\lambda = 1,0$.

untuk nilai-nilai ruas pengekanan, untuk nilai-nilai ruas pengekanan, $l_{dc2} = (0,043 \times f_y)/db$ tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5. Nilai K_{tr} dihitung dengan persamaan berikut.

$$K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{S_n} \quad (2.110)$$

Keterangan :

A_{tr} = Luas penampang total semua tulangan transversal dalam spasi, s (mm²)

s = Spasi as ke as tulangan longitudinal (mm)

n = Jumlah batang tulangan atau kawat yang disambung atau disalurkan sepanjang bidang pembelahan.

Anda diizinkan untuk menggunakan $K_{tr} = 0$ sebagai penyederhanaan dalam desain, bahkan jika ada tulangan transversal yang digunakan.

Untuk batang tulangan ulir dan kawat ulir yang mengalami tekanan, nilai l_{dc} harus dipilih sebagai yang terbesar dari dua persamaan berikut, namun tidak boleh kurang dari 200 mm, sesuai dengan ketentuan dalam SNI 2847:2013.

$$l_{dc1} = \left(\frac{0,24 f_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad (2.111)$$

$$l_{dc2} = (0,043 \times f_y) \cdot d_b \quad (2.112)$$

Keterangan :

F_y = Kuat tarik baja tulangan biasa (MPa)

λ = Untuk beton ringan digunakan $\lambda = 0,70$

Untuk beton normal digunakan $\lambda = 1,0$

F_c' = Tegangan tekan beton (MPa)

d_b = Diameter tulangan pokok (mm)

2.8 Penurunan pada Tiang Pancang

Dalam beberapa situasi, kapasitas daya dukung tiang pondasi bergantung pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang biasanya tergantung pada perbandingan antara tahanan di ujung tiang dengan beban yang diterimanya. Jika beban yang diterima oleh tiang per unit panjangnya lebih kecil atau sama dengan tahanan di ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan minimal. Namun, jika beban per unit panjangnya jauh melebihi tahanan di ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan signifikan.

Dalam kasus di mana tiang yang dipancang pada lapisan pendukung tidak mudah mengalami kompresi atau kompresi yang relatif rendah, penurunan yang terjadi disebabkan oleh pemendekan beban dari tiang itu sendiri, serta penurunan tanah di bawah dasar tiang. Dalam situasi ini, penurunan kelompok tiang akan kurang lebih sama dengan penurunan pada tiang tunggal. (Bowles, 2005 : 231)

Penurunan (*settlement*) pada pondasi yang terjadi di tanah berbutir halus yang sudah mencapai tingkat kejenuhan dapat dibagi menjadi tiga elemen utama, yaitu: penurunan segera (*immediate settlement*), penurunan konsolidasi primer, dan penurunan konsolidasi sekunder. Jika kita ingin menyatakannya dalam bentuk persamaan, dapat diungkapkan sebagai berikut :(Pamungkas & Harianti, 2013 : 79)

$$S = S_i + S_c \quad (2.113)$$

keterangan :

S = penurunan total

S_i = penurunan segera

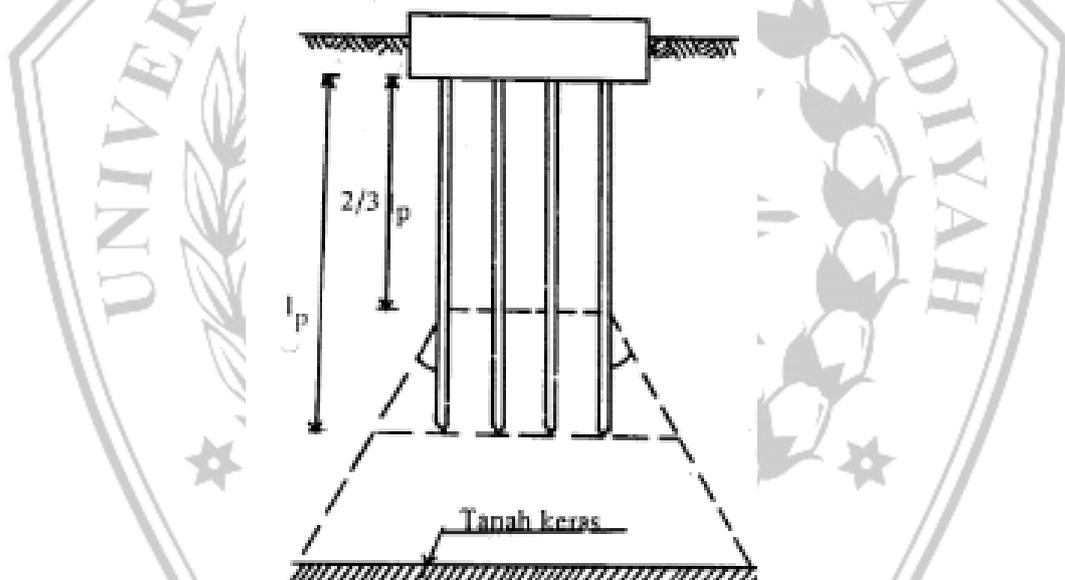
S_c = penurunan konsolidasi primer

2.8.1 Penurunan Segera

Untuk menghitung penurunan segera, prosedur dilakukan dengan membagi tanah menjadi beberapa lapisan, terutama lapisan teratas seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.13**. Dengan menghitung regangan pada masing-masing lapisan, kita dapat menentukan total penurunan segera.

Metode yang disarankan oleh Janbu dkk. (1956) adalah menghitung penurunan segera rata-rata pada beban terbagi merata yang berbentuk lingkaran dan empat persegi panjang yang terletak di tanah yang bersifat elastis, homogen, dan isotropis dengan ketebalan terbatas. Persamaan untuk perhitungan ini adalah sebagai berikut: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 73)

$$S_i = \mu_i \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (\text{untuk } \mu = 0,5) \quad (2.114)$$



Gambar 2.13 Distribusi pembagian lapisan tanah (Ir. Sardjono, 1987 : 78)

Panjang tiang pancang yang telah direncanakan, tegangan yang dihasilkan oleh berat bangunan dan beban yang diterimanya dapat dianggap merata pada kedalaman sekitar $2/3$ dari panjang tiang (L_p) dan tersebar dengan sudut penyebaran sekitar 30 derajat. Kemudian, tanah yang berada di bawah ujung tiang pancang hingga mencapai lapisan tanah keras dibagi menjadi beberapa lapisan. Pembagian ini dilakukan dengan tingkat detail yang semakin tinggi untuk analisis yang lebih akurat. Selanjutnya, pada setiap lapisan ini, perhitungan dilakukan dengan metode sebagai berikut: (Ir. Sardjono, 1987 : 76)

- $Df = \frac{2}{3} \times Lp$ (2.115)

- $B1 = B0 + 2 (\frac{1}{2} H \tan 30^\circ)$ (2.116)

- $L1 = L0 + 2 (\frac{1}{2} H \tan 30^\circ)$ (2.117)

- $q = \frac{Pu}{A}$ (2.118)

Lalu tentukan nilai μ_i μ_0 dengan cara :

- $\frac{H}{B}$ (2.119)

- $\frac{Df}{B}$ (2.120)

- $\frac{L}{B}$ (2.121)

keterangan :

S_i = penurunan segera rata-rata (m)

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

B = lebar pondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m)

E = modulus elastisitas tanah (kN/m^2)

Lp = kedalaman pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

B = lebar pondasi (m)

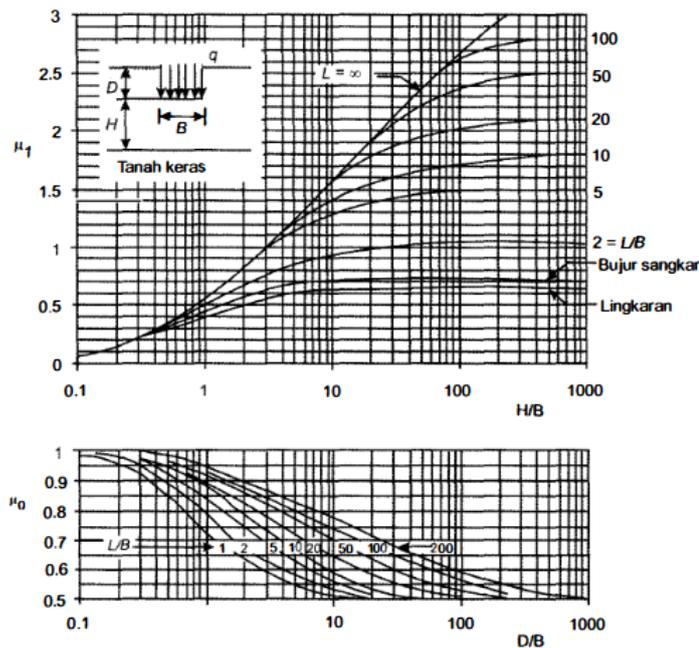
H = tinggi setiap lapis (m)

q = tekanan pondasi neto (pondasi permukaan $q = q_n$) (kN/m^2)

A = luas lapisan (m^2)

D = ukuran penampang tiang (m)

Setelah mendapatkan hasil tersebut, langkah berikutnya adalah mencari nilai μ_i/μ_0 dengan mengacu pada grafik yang tersedia dalam **Gambar 2.14**. Dalam proses ini, perlu memperhitungkan faktor koreksi untuk ketebalan terbatas lapisan tanah (H) dan faktor koreksi untuk kedalaman pondasi.



Gambar 2.14 Grafik hubungan μ_i , μ_0 , kedalaman pondasi dan lebar pondasi
(Ir. Sardjono, 1987 : 80)

Nilai pendekatan modulus elastis yang terkait dengan hasil pengujian N-SPT, sesuai dengan proposal oleh Mitchell dan Gardner (1975), dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$E = 10 (N + 15) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir berlempung)} \quad (2.122)$$

$$E = 6 (N + 5) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir)} \quad (2.123)$$

$$\text{Dengan } 1\text{k/ft}^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2 = 48,07 \text{ kN/m}^2 \quad (2.124)$$

2.8.2 Penurunan Konsolidasi Primer

Ketika tanah lempung yang telah jenuh dengan air terendam oleh beban yang diterapkan secara tiba-tiba, tekanan yang dihasilkan oleh beban tersebut selain menyebabkan kompresi elastis yang mengakibatkan penurunan segera, juga mengakibatkan peningkatan tekanan air pori yang berlebihan. Penurunan volume air dalam rongga pori hanya mungkin terjadi jika air dapat keluar dari rongga pori di lapisan tanah yang terkena tekanan. Penurunan volume air dalam rongga pori ini akan mengakibatkan penurunan volume total tanah. Karena permeabilitas lempung rendah, perubahan volume tersebut memerlukan waktu dan beroperasi dalam jangka waktu yang lama. Tanah yang mengalami proses ini disebut sedang

mengalami konsolidasi, dan perubahan volume yang terjadi dalam arah vertikal disebut konsolidasi primer.

Adapun perhitungan konsolidasi primer dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan : (Sumiyanto, 2007 : 128)

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \frac{e_1 - e_0}{1+e_0} H \quad (2.125)$$

keterangan :

Δe = perubahan angka pori

e_0 = angka pori awal

e_1 = angka pori saat berakhir konsolidasi

H = tebal lapisan tanah yang ditinjau

2.8.3 Kecepatan Penurunan Konsolidasi

Estimasi laju penurunan konsolidasi biasanya diperlukan untuk memahami seberapa cepat pondasi akan mengalami penurunan selama proses konsolidasi berlangsung. Hal ini menjadi penting terutama jika diperkirakan bahwa penurunan bangunan akan signifikan. Namun, jika penurunan bangunan dianggap kecil, maka perubahan laju penurunan seiring berjalannya waktu tidak akan memiliki dampak yang signifikan. Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu (t), digunakan persamaan sebagai berikut: (Sumiyanto, 2007 : 143)

$$t = \frac{T_v H_t^2}{C_v} \quad (2.126)$$

keterangan :

T_v = faktor waktu

H_t = panjang lintasan drainase ($H_t = H/2$, untuk drainase dobel dan $H_t = H$, untuk drainase tunggal) (m)

H = tebal lapisan lempung yang mampat (m)

C_v = koefisien konsolidasi pada interval tekanan tertentu (m^2/det)