

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1. Umum**

Hardiyatmo, H.C. (2002:79) menjelaskan pondasi adalah komponen struktur terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang berada di bawahnya. Secara umum pondasi dibagi menjadi dua klasifikasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal diartikan sebagai pondasi yang hanya mampu menerima beban relatif kecil dan secara langsung menerima beban bangunan. Pondasi dalam diartikan sebagai pondasi yang mampu menerima beban bangunan yang besar dan meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang sangat dalam.

Menurut Direktorat Jendral Cipta Karya (2017:9) pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas sebagai sarana meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke dasar tanah yang cukup kuat untuk mendukungnya. Bentuk pondasi ditentukan oleh berat bangunan dan keadaan tanah sekitar bangunan, sedangkan kedalaman pondasi ditentukan oleh letak tanah padat yang mendukung pondasi.

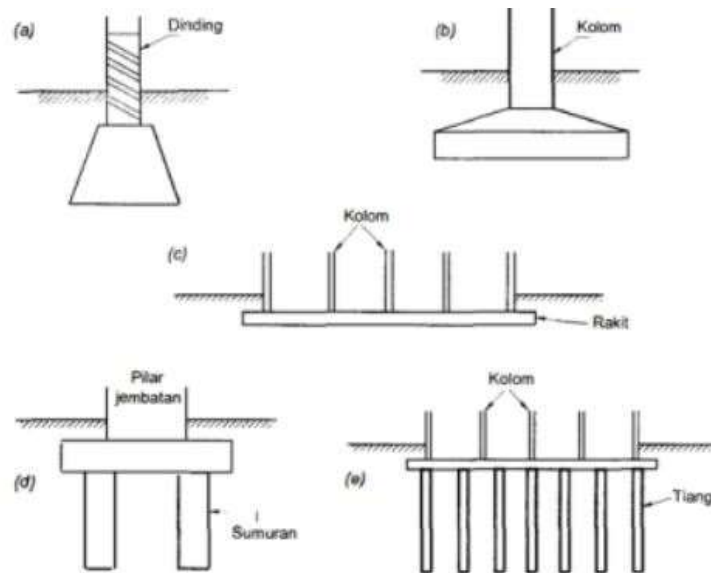
#### **2.2. Macam-macam Jenis Pondasi**

Pondasi adalah bagian terbawah bangunan yang menyalurkan beban konstruksi ke tanah atau batuan di bawahnya. Ada dua klasifikasi pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang secara langsung memikul beban, seperti pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi terapung. Pondasi dalam mengacu pada pondasi yang memindahkan beban konstruksi ke tanah keras atau batuan yang relatif jauh dari permukaan, seperti pondasi sumuran dan pondasi tiang (Hardiyatmo, 1996 : 62).

##### **2.2.1. Pondasi Dangkal**

Menurut Hadihardaja (1997: 3) apabila 12 kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi, maka pondasi tersebut dapat dikatakan sebagai pondasi dangkal, dan anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi

ke tanah dibawahnya yang berupa lapisan penyangga (bearing stratum) lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal memiliki beberapa jenis yang disajikan pada Gambar 2.1.



**Gambar 2.1** Jenis-Jenis Pondasi Dangkal. (a) pondasi memanjang; (b) pondasi telapak; (c) pondasi rakit; (d) pondasi sumuran; (e) pondasi tiang (Hardiyatmo, 2011: 104)

### 2.2.1.1. Pondasi Telapak

Menurut Gunawan (1990: 30) Pondasi telapak yang berdiri sendiri (individual footing) biasa digunakan untuk menumpu kolom bangunan, tugu/menara, tangki air, pilar jembatan, cerobong asap dan konstruksi bangunan sipil lainnya. Pondasi telapak umumnya berbentuk bujur sangkar atau persegi panjang. Pada pondasi telapak yang mendukung beban sentris tanpa momen, bentuk pondasi dapat digunakan bentuk bujur sangkar.

### 2.2.1.2. Pondasi Memanjang

Pondasi memanjang atau pondasi kontinyu (continuous footing) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom-kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga bila

dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berhimpit satu sama lain (Hardiyatmo, 2011: 103).

### **2.2.1.3. Pondasi Rakit**

Pondasi rakit (raft foundation atau mat foundation) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak, atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat di semua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berhimpit satu sama lain (Hardiyatmo, 2011: 103).

### **2.2.1.4. Pondasi Sumuran**

Pondasi sumuran atau kasion (pier foundation/caisson) yang merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam (Hardiyatmo, 2011: 103).

### **2.2.2. Pondasi Dalam**

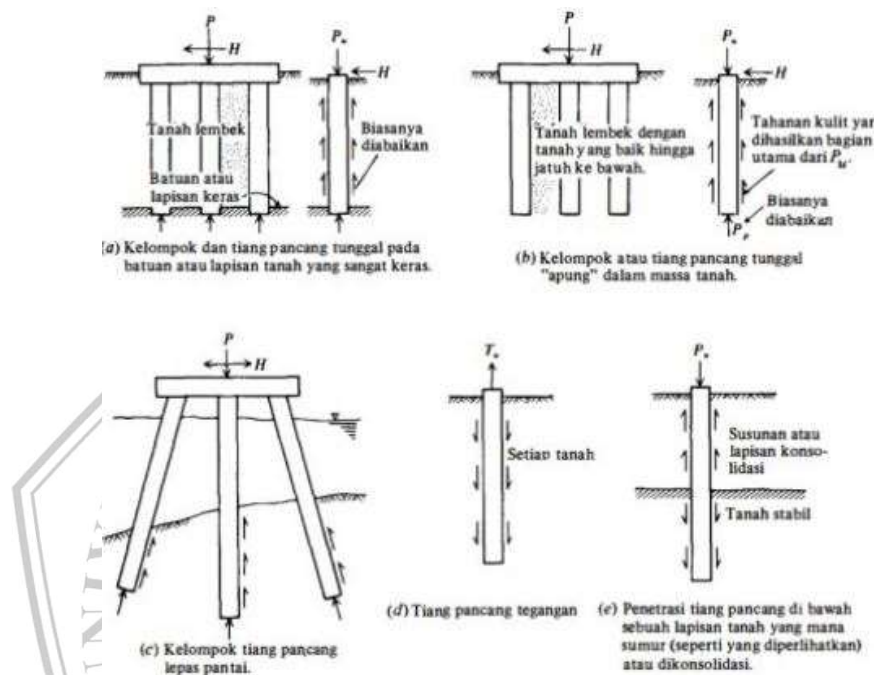
Pondasi dalam didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan (Hardiyatmo, 2015). Pondasi ini digunakan apabila tanah dengan kedalaman tertentu tidak mampu menahan beban yang ada atau dikatakan tanah tersebut tidak cocok sehingga dibutuhkan kedalaman yang lebih untuk mencapai tanah yang keras. Pondasi ini digunakan pada bangunan yang tinggi dan kedalaman pondasi lebih dari 3 meter di bawah permukaan tanah. Pondasi ini meliputi :

1. Pondasi tiang pancang
2. Pondasi tiang bor (Bored Pile)

#### **2.2.2.1. Pondasi Tiang Pancang**

Tiang pancang umumnya digunakan untuk membawa beban- beban konstruksi tanah, ke dalam atau melalui sebuah lapisan tanah. Dalam hal ini beban vertikal dan lateral dapat terlihat. Fungsi lainnya yaitu untuk mengontrol penurunan bila kaki- kaki yang tersebar atau telapak berada pada tanah tepi atau didasari oleh

sebuah lapisan yang kemampatannya tinggi dan juga sebagai faktor keamanan tambahan dibawah tumpuan tiang, khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potensial. (Bowles, 2000:235). Pada Gambar 2.2 menyajikan contoh bentuk pondasi tiang pancang.



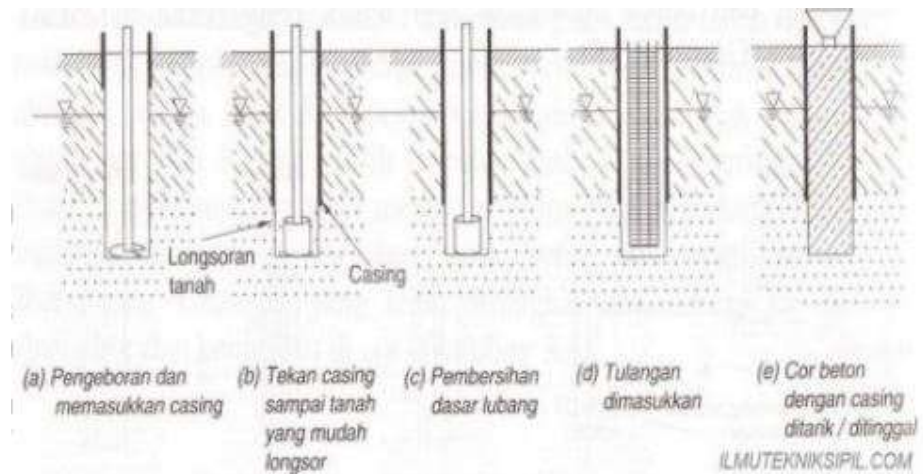
**Gambar 2. 2** Pondasi Tiang Pancang

(Bowles, 2000:236)

#### 2.2.2.2. Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Tiang bor atau Bored Pile adalah pondasi yang dibuat dengan cara terlebih dahulu dibor ke dalam tanah dengan diameter tertentu kemudian dilakukan perkuatan dan penuangan pada titik tersebut. Keuntungan tiang bor adalah ramah lingkungan, karena pelaksanaannya tidak menimbulkan masalah kebisingan dan getaran seperti pondasi tiang pancang, dan pondasi ini juga sangat cocok untuk area proyek yang dibangun padat. Namun pelaksanaan pondasi ini membutuhkan peralatan yang besar dan sangat dipengaruhi oleh kondisi cuaca pada saat penuangan (Hardiyatmo, 2015:398).

Adapun langkah-langkah pelaksanaan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile) dapat dilihat melalui Gambar 2.3.

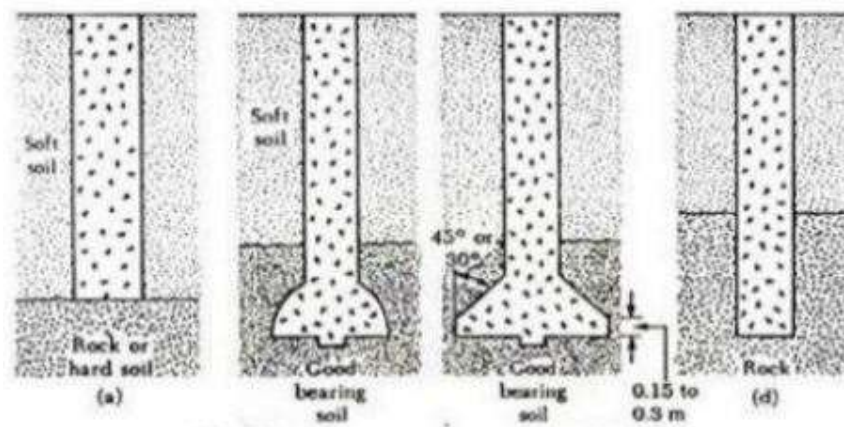


**Gambar 2.3** Langkah-langkah pelaksanaan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

*Sumber* : (Hardiyatmo, 2015:400)

Pondasi bored pile diklasifikasikan sesuai dengan rancangan untuk meneruskan beban struktur ke lapisan tanah keras. Jenis-jenis pondasi bored pile dapat dilihat pada Gambar 2.4.

1. Tiang bor (Bored Pile) lurus untuk tanah keras.
2. Tiang bor (Bored Pile) yang ujungnya diperbesar berbentuk bel.
3. Tiang bor (Bored Pile) yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium.
4. Tiang bor (Bored Pile) lurus untuk tanah berbatu.



**Gambar 2.4** Jenis-Jenis Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

*Sumber* : (Das, 1995)

### 2.3. Pembebanan

Dalam merencanakan sebuah gedung perlu memperhatikan beberapa faktor-faktor penting, salah satunya pembebanan pada struktur gedung yang akan direncanakan. Umumnya jenis beban yang akan bekerja pada suatu struktur bangunan adalah beban mati (dead load), beban hidup (live load), beban gempa (seismic load), dan beban angin (wind load).

#### 2.3.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati merupakan semua beban yang berasal dari berat dari seluruh komponen gedung/bangunan yang bersifat tetap selama umur layan suatu struktur bangunan. Dalam mendesain suatu struktur bangunan perlu mentaksir atau menentukan beban mati yang bekerja terlebih dahulu. Pengertian beban mati menurut SNI 1727-2020 (BSN, 2020:21), beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektual dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang.

#### 2.3.2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup berdasarkan pada peraturan SNI 1727 (2020:25) adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup yang bekerja pada suatu struktur bangunan sangat bervariasi serta sifatnya yang berpindah-pindah atau bergerak. Oleh karena itu, untuk mengetahui pembebanan yang mungkin terjadi dilakukan sebuah pendekatan secara statistik menjadi satu beban statik terbagi merata yang telah ditentukan sesuai standar yang berlaku yaitu SNI 1727-2020 tentang “beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain”.

### 2.3.3. Beban Angin (*Wind Load*)

Beban angin merupakan beban yang bekerja pada struktur bangunan akibat adanya tekanan yang berasal dari gerakan-gerakan angin. Besarnya beban angin yang bekerja pada struktur bergantung pada kecepatan angin, rapat massa udara, letak geografis wilayah, serta desain dari struktur.

### 2.3.4. Beban Gempa (*Seismic Load*)

Menurut SNI 1726-2019 menentukan tata cara pengaruh gempa rencana harus meninjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan 2% besarannya selama umur struktur bangunan 50 tahun. Menurut Pamungkas, Anugrah, Harianti, (2013 : 4) beban gempa ialah beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan lempeng tanah yang berada dibawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah tersebut membuat struktur bangunan yang berada di atasnya menjadi bergoyang. Goyangan tersebut di asumsikan sebagai beban horizontal terhadap struktur bangunan atau gedung di atasnya dan kemudian di formulasikan sebagai beban gempa.

### 2.3.5. Beban Kombinasi Terfaktor

Dari berbagai beban yang ada kemudian dimasukan kedalam kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 1726-2019. Berbagai komponen dan elemenelemen struktur termasuk pondasi harus dirancang untuk mampu menahan berbagai pengaruh beban yang ada. Seluruh elemen struktur yang dirancang harus mampu menahan beban dengan kombinasi seperti pada Tabel 2.1.

**Tabel 2. 1** Beban Kombinasi Terfaktor

Beban	Metode Ultimit
Beban Mati	1,4 D
Beban Hidup	1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R)
Beban Gempa	1,2 D + 1,0 W + L
	0,9 D + 1,0 E

Sumber : SNI 1726-2019

Menurut SNI 1726-2019, arah penerapan gempa yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang menghasilkan pengaruh beban yang paling kritis. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah ortogonal. Pengaruh beban yang paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen pondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang diterapkan berikut: 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya arah tegak lurus.

#### 2.4. Daya Dukung Ijin Tiang

Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk menahan dan mendukung beban-beban struktur bangunan, baik berupa struktur di atas maupun di bawahnya, dengan syarat tidak menyebabkan keruntuhan geser atau rusaknya struktur bangunan. Kapasitas beban yang diijinkan dari pondasi tiang ditentukan berdasarkan kuat tarik yang diijinkan dan kuat tekan yang diijinkan seperti yang didefinisikan oleh Pamungkas dan Harianti (2013 : 420).

##### 2.4.1. Daya Dukung Vertikal yang Diijinkan

Menurut Sosrodarsono dan Nakazawa (2000:99) Daya dukung tiang pada tanah pondasi biasanya diambil dari jumlah kapasitas beban sentripetal tiang dan tahanan geser pada dinding tiang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.5, dan kapasitas beban yang diijinkan  $R_a$  diperoleh dari persamaan berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} (R_p + R_f) \quad (2.1)$$

Keterangan :

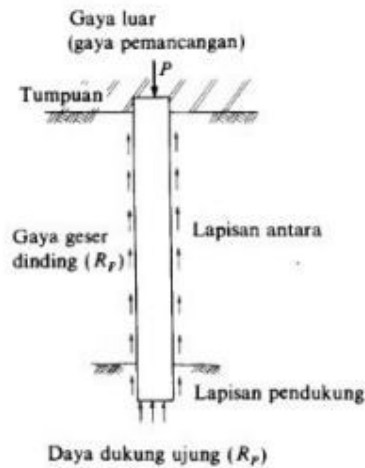
$n$  : faktor keamanan

$R_u$  : daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

$R_p$  : daya dukung terpusat tiang (ton)

$R_f$  : gaya geser dinding tiang (ton)





**Gambar 2.5** Mekanisme Daya Dukung Tiang

Sumber : Sosrodarsno & Nakazawa, 2000:99

#### 2.4.2. Daya Dukung Horizontal yang Diijinkan

Menurut Pamungkas dalam bukunya (2013:60) Saat menganalisis gaya lateral yang bekerja pada tiang yang terbuat dari tanah yang berbeda, perlu dibedakan menurut jenis fiksasi penutup tiang yang digunakan, yaitu tiang ujung tetap dan tiang ujung bebas. Tanah kohesif yang ujungnya dijepit untuk menentukan besarnya daya dukungnya dinyatakan dengan persamaan berikut:

1. Untuk tiang pendek

Daya dukung horizontal pada tiang pendek dirumuskan sebagai berikut:

$$H_u = 9 \cdot C_u \cdot D \left( L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad (2.2)$$

$$M_{max} = H_u \left( \frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad (2.3)$$

2. Untuk tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang sedang dirumuskan sebagai berikut:

$$M_y = \left( \frac{9}{4} \right) C_u \cdot Dg^2 - 9 C_u \cdot Df \left( \frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad (2.4)$$

3. Untuk tiang panjang

Jika  $M_{max} > M_y$  maka tiang termasuk tiang panjang, dimana  $H_u$  dinyatakan oleh persamaan berikut ini :

$$H_u = \frac{2 m_y}{\frac{3D}{2} + \frac{L}{2}} \quad (2.5)$$

$$f = \frac{Hu}{9 \times Cu \times D} \quad (2.6)$$

4. Untuk mencari korelasi atau hubungan antara nilai penetrasi standar (N-SPT) dengan undrained shear strength (Cu). Menurut pendekatan Stroud (1974) adalah sebagai berikut :

$$Cu = k \times N \quad (2.7)$$

Keterangan :

N : nilai SPT

Cu : undrained strength (kN/m<sup>2</sup>)

Lp : panjang tiang yang tertanam (m)

K : nilai rata-rata konstanta, 3,5-6,5 (kN/m<sup>2</sup>)

D : diameter tiang (m)

#### 2.4.3. Daya Dukung Tarik Tiang yang Diijinkan

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi terhadap kekuatan tanah berdasarkan data N-SPT metode Mayerhof menggunakan rumus sebagai berikut (Pamungkas, 2013:51) :

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i \cdot f_i \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK2} + W_p \quad (2.8)$$

Keterangan :

P<sub>ta</sub> : daya dukung ijin tarik tiang (ton)

A<sub>st</sub> : Keliling Penampang Tiang

l<sub>i</sub> : panjang segmen tiang yang ditinjau (m)

f<sub>i</sub> : gaya geser pada segmen selimut tiang

FK2 : faktor keamanan, 3 dan 5

W<sub>p</sub> : berat pondasi (ton)

#### 2.4.4. Daya Dukung Tekan Tiang yang Diijinkan

Analisa daya dukung tekan tiang yang diijinkan terhadap kekuatan tanah menggunakan formula sebagai berikut :

1. Panjang ekuivalen dari penetrasi ujung tiang (I)

$$I = \frac{1}{2} \times d \times D \quad (2.9)$$

2. Harga N rata-rata pada Panjang ekuivalen dari ujung tiang

$$N = \frac{N1+N2}{2} \quad (2.10)$$

3. Daya dukung ijin tiang =  $\frac{Qd}{N}$

$$Q = \frac{qd}{N} \quad (2.11)$$

4. Gaya gesek maksimum dinding tiang  
= keliling tiang (U) x  $\Sigma li \cdot fi$  (2.12)

5. Daya dukung ultimit pada tiang tunggal  
 $Ru = qd \times A + U \cdot \Sigma li \cdot fi$  (2.13)

Berdasarkan data N-SPT (mayerhof)

$$Pa = \frac{Qc \times Ap}{FK1} + \frac{\Sigma Li \cdot Fi \times Ast}{FK2} \quad (2.14)$$

Dimana :

Pa = daya dukung ijin tekan tiang

Qc = 20 N, untuk slit / clay

= 40 N, untuk sand

N = nilai SPT

Ap = Luas penampang tiang

Ast = Keliling segmen tiang yang mampu ditinjau

Fi = N maksimum 12 ton/m<sup>2</sup>, untuk slit / clay

= N maksimum 10 ton/m<sup>2</sup>, untuk sand

FK1, FK2 = Faktor keutamaan 3 dan 5

## 2.5. Perencanaan Kelompok Tiang

### 2.5.1. Jumlah Tiang yang Diperlukan

Perhitungan jumlah tiang yang digunakan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi baban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas, 2013: 54).

$$Np = \frac{p}{pall} \quad (2.15)$$

Dimana :

Np = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

Pall = daya dukung ijin tiang

### 2.5.2. Efisiensi Kelompok Tiang

Menurut Pamungkas (2013 : 55) perhitungan efisiensi kelompok tiang dapat dihitung menggunakan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO* yaitu :

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 mn} \quad (2.16)$$

Dimana :

Eg = efisiensi kelompok tiang

$\theta$  =  $\text{acr tg } (D/s)$  (derajat)

D = ukuran penampang tiang

S = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang dalam 1 baris

Daya dukung vertical kelompok tiang = Eg x Jumlah pile x daya dukung ijin tiang

Daya dukung ijin tiang kelompok harus > gaya aksial yang terjadi.

### 2.5.3. Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang

Karena adanya beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh pembentukan tiang pada kelompok tiang, maka tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang harus diperiksa untuk memastikan bahwa setiap tiang masih dapat memikul beban pada bangunan atas sesuai dengan daya dukungnya. Beban dan momen aksial yang diberikan akan didistribusikan ke kepala tiang dan badan tiang sesuai dengan rumus elastis dengan asumsi kepala tiang benar-benar keras, sehingga pengaruh gaya yang diterapkan tidak akan membuat kepala tiang menjadi keras, tidak bengkok atau deformasi, dapat dilihat melalui Gambar 2.6. (Pamungkas, 2013 : 57).

$$P_{maks} = \frac{pu}{Np} \pm \frac{my \times X_{maks}}{N_y \Sigma X^2} \pm \frac{mx \times Y_{maks}}{N_x \Sigma Y^2} \quad (2.17)$$

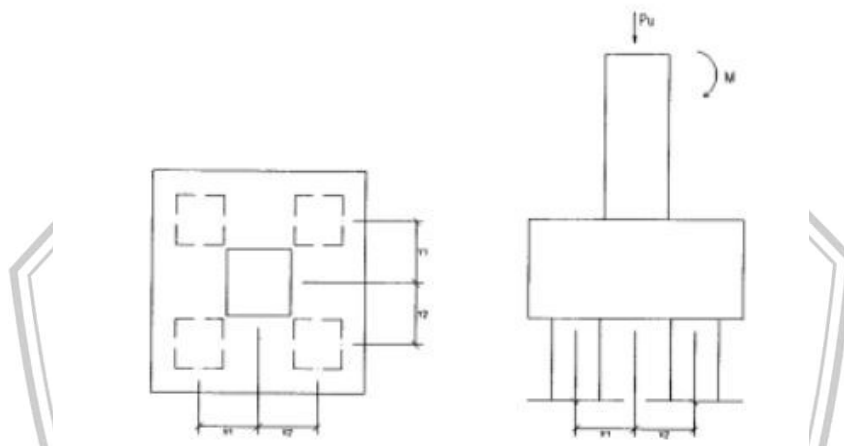
Dimana:

P maks = beban maksimum tiang

Pu = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

- $M_x$  = momen yang bekerja tegal lurus sumbu x  
 $X_{max}$  = jarak tiang arah sumbu x terjauh  
 $Y_{max}$  = jarak tiang arah sumbu y terjauh  
 $\Sigma x^2$  = jumlah kuadrat  
 $x \Sigma y^2$  = 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



**Gambar 2. 6** Beban yang bekerja pada *Pile Cap*

Sumber : Pamungkas (2013 :58)

Bila dalam  $P$  maksimum yang pada awalnya mempunyai nilai positif, Pile Cap akan memiliki gaya tekan. Dimana dalam  $P$  maksimum yang memiliki nilai negatif, maka Pile Cap mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang memenuhi daya dukung tekan dan/tarik bila ada (Pamungkas, 2013:58).

#### 2.5.4. Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok Tiang

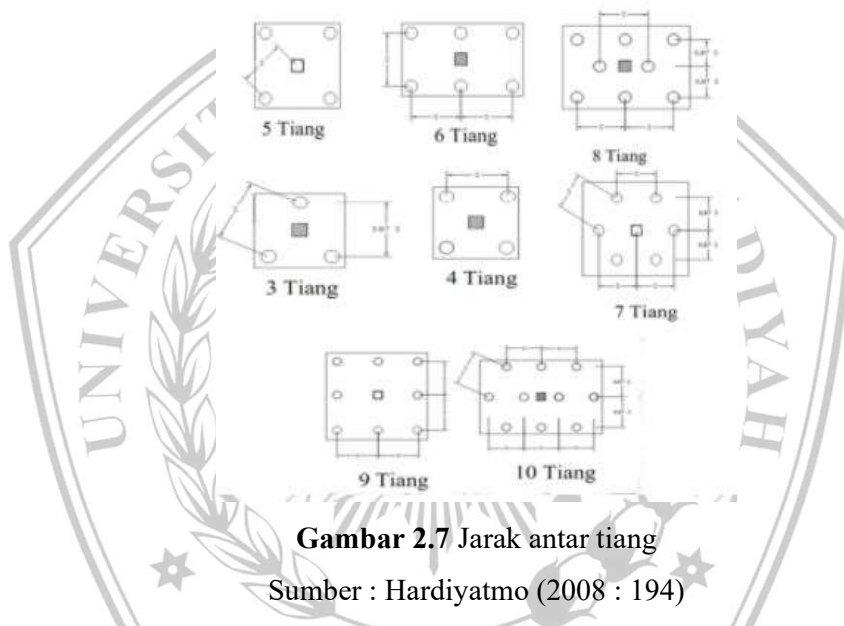
Tiang-tiang jarang dipasang pada lokasi yang benar-benar lurus seperti yang sudah direncanakan. Hal ini menyebabkan masih ada momen lentur kolom yang harus ditahan oleh kepala tiang. Sehingga disarankan untuk menggunakan paling sedikit 3 tiang untuk pondasi kolom utama dan dua tiang untuk pondasi dinding

memanjang. Jarak antar tiang dijelaskan melalui Tabel 2.2. Menurut Teng 1962 dalam H.C.Hardiyatmo Jarak antar tiang dalam tiang kelompok disarankan pada Gambar 2.7. (Hardiyatmo 2008:192).

**Tabel 2.2** Jarak Tiang Minimum

Fungsi Tiang	Jarat as-as tiang minimum
Tiang dukung ujung dalam tanah keras	2-2,5d atau 75 cm
Tiang dukung ujung pada batuan keras	2d atau 60 cm
Tiang gesek	3-5d atau 75 cm

Sumber : Hardiyatmo, 2008 : 192



**Gambar 2.7** Jarak antar tiang

Sumber : Hardiyatmo (2008 : 194)

### 2.5.5. Penurunan Tiang Kelompok

Pada kondisi tertentu, kapasitas dukung ijin tiang lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi akan sangat kecil. Sebaliknya apabila beban per tiang melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar.

Dari kelompok tiang bor (*Bored Pile*) yang menerima beban arah vertikal secara berlebihan, maka di dalam tanah akan mengalami penurunan yang akan lebih besar dibandingkan dengan penurunan yang terjadi pada tiang tunggal (one

column one pile) dengan beban yang sama, dikhususkan dalam kasus dimana tanah yang tepat di bawah lapisan bearing tiang yang kompresibel.

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam jangka waktu dekat yang disebut penurunan segera dan penurunan membutuhkan jangka waktu yang panjang disebut penurunan konsolidasi. Penurunan total adalah total penjumlahan dari penurunan kelompok tiang dalam waktu dekat dengan penurunan kelompok tiang dalam waktu yang panjang.

$$S = S_i + S_c \quad (2.18)$$

Keterangan :

S : penurunan total

$S_i$  : penurunan segera (*immediate settlement*)

$S_c$  : penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)

#### 2.5.6. Penurunan Segera

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Olerrum, dan Kjaernsti (1956) dalam Anugrah Pamungkas dan Erny Harianti, (2013:80), hal itu dirumuskan sebagai berikut:

$$S_i = \mu_i \cdot \mu_0 \frac{q \cdot B}{E_u} \quad (2.19)$$

$$B_1 = B_0 + (1/2 \times H \times 2) \quad (2.20)$$

$$L_1 = L_0 + (1/2 \times H \times 2) \quad (2.21)$$

Keterangan :

$S_i$  : Penurunan Segera (m)

q : tekanan yang terjadi ( $P_u/A$ )

B : lebar kelompok tiang (m)

$E_u$  : modulus deformasi pada kondisi undrained ( $kN/m^2$ )

$\mu_i$  : faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

$\mu_0$  : faktor koreksi untuk kedalaman pondasi  $D_f$

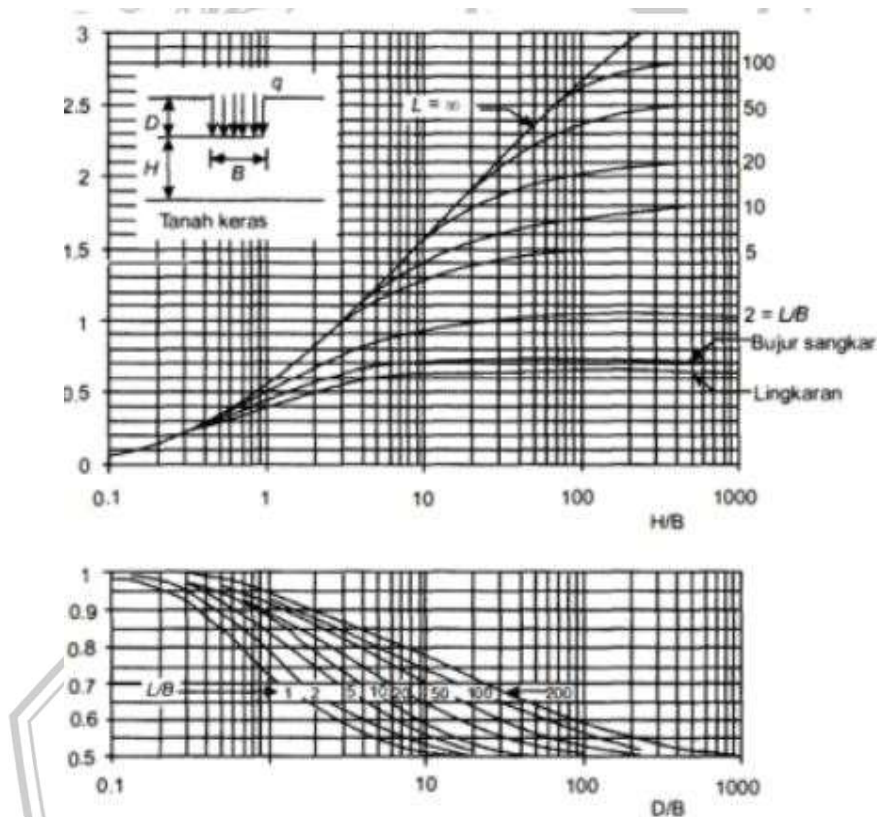
Harga dari modulus deformasi  $E_u$  diperoleh dari kurva tegangan regangan (stress strain curve) yang dihasilkan dari percobaan pembebanan tekan pada tanah

kondisi (undrained). Biasanya lebih dapat diandalkan untuk mendapatkan harga  $E_u$  dari plate bearing test di dalam lubang bor atau trial pits. Cara yang lain untuk mendapatkan nilai  $E_u$  adalah dengan menggunakan hubungan antara  $E_u$  dengan kekuatan geser undrained (*undrained shear strength*)  $C_u$  dari tanah liat.

$$E = 10 \times (\text{NSPT} + 15) \text{ (k/ft}^2 \text{)} \quad (2.22)$$

Menurut Hardiyatmo (2011: 276) penurunan segera merupakan penurunan yang terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus kering atau tidak jenuh terjadi dengan segera sesudah beban bekerja. Penurunan segera merupakan bentuk penurunan elastis yang sangat sulit memperkirakan besarnya penurunan segera. Hal ini tidak hanya karena tanah dalam kondisi alam tidak homogen dan anistropis dengan modulus elastisitas yang bertambah dengan kedalaman, tetapi juga terdapat kesulitan dalam mengevaluasi kondisi tegangan dan regangan yang terjadi pada lapisan tanah. Penurunan segera banyak diperhatikan pada pondasi bangunan yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar. Hitungan besarnya penurunan segera dilakukan dengan membagi tanah ke dalam beberapa lapisan yang terbatas. Jika tegangan pada tiap lapisan dapat dihitung, maka akan dapat diperoleh penurunan segera totalnya. Pada keadaan ini, penurunan kelompok tiang yang kurang lebih sama dengan penurunan tiang tunggal, dan untuk mencari hubungan dan , kedalaman pondasi, dan lebar pondasi menggunakan grafik pada Gambar 2.8.





**Gambar 2.8** Grafik untuk menentukan  $\mu_1$  dan  $\mu_0$

Sumber : Hardiyatmo, 2011 : 285

### 2.5.7. Penurunan Konsolidasi

Menurut Braja (1995) apabila penurunan segera yang sudah ada dibahas sebelumnya terjadi pada lapisan tanah berpasir, penurunan konsolidasi ini terjadi pada tanah lempung. Hal ini terjadi karena keluarnya air dan udara dalam pori tanah. Penurunan terjadi lebih lama namun nilainya cukup besar. Besarnya penurunan yang terjadi bergantung dari lamanya waktu pembebanan. Berdasarkan periodenya penurunan konsolidasi dibedakan menjadi dua, yaitu :

1. Penurunan Konsolidasi Primer Terjadi karena akibat beban yang menekan tanah sehingga membuat keluarnya air dan udara dari tanah. Penurunan konsolidasi primer dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$C_c = 0,156 \times e_0 + 0,0107 \quad (2.23)$$

$$P'_{o} = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_{sat1} \times \gamma_w) \times h_2 + (\gamma_{sat2} \times \gamma_w) \times h_3 + \quad (2.24)$$

$$(\gamma_{sat3} \times \gamma_w) \times h_4$$

$$A_o = B_o \times L_o \quad (2.25)$$

$$q = Pu/A_o \quad (2.26)$$

$$L_1 = L_o + 2\left(\frac{1}{2}H \times \tan 30^\circ\right) \quad (2.27)$$

$$B_1 = B_o + 2\left(\frac{1}{2}H \times \tan 30^\circ\right) \quad (2.28)$$

$$A_1 = L_1 \times B_1 \quad (2.29)$$

$$S_c = \frac{C_c \times h}{1+e_o} P_o \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \quad (2.30)$$

Keterangan:

$C_c$  : Indeks pemampatan

$H$  : Tebal lapisan tanah (m)

$P_o$  : Tekanan awal akibat berat tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta P$  : Penambahan tekanan (kN/m<sup>2</sup>)

$E_o$  : Angka pori awal

## 2. Penurunan Konsolidasi Sekunder

Terjadi karena akibat perpindahan butiran partikel tanah menuju posisi yang lebih stabil.

### 2.5.8. Waktu Penurunan Konsolidasi

Persamaan yang digunakan dalam menentukan jangka waktu penurunan konsolidasi pondasi dapat dihitung dengan menggunakan rumus yang disarankan oleh Hardiyatmo (2015:310) seperti dibawah ini :

$$T_{90} = \frac{T_v \cdot H_t^2}{C_v} \quad (2.31)$$

$$S_t = S_i + U \cdot S_c \quad (2.32)$$

Keterangan:

$S_t$  : total Penurunan (m)

$t$  : waktu konsolidasi (tahun)

$T_v$  : faktor waktu

$H_t$  : panjang lapisan drainase

$C_v$  : koefisien konsolidasi (m<sup>2</sup>/det)

Besar nilai  $T_v$  berhubungan dengan besar persen konsolidasi yang ingin direncanakan, sebagaimana pada Tabel 2.3.

**Tabel 2.3** Variasi Faktor Waktu ( $T_v$ ) terhadap Derajat Konsolidasi ( $U$ )

U %	$T_v$
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,484
100	$\infty$

Sumber : Das Braja M. (1995:207)

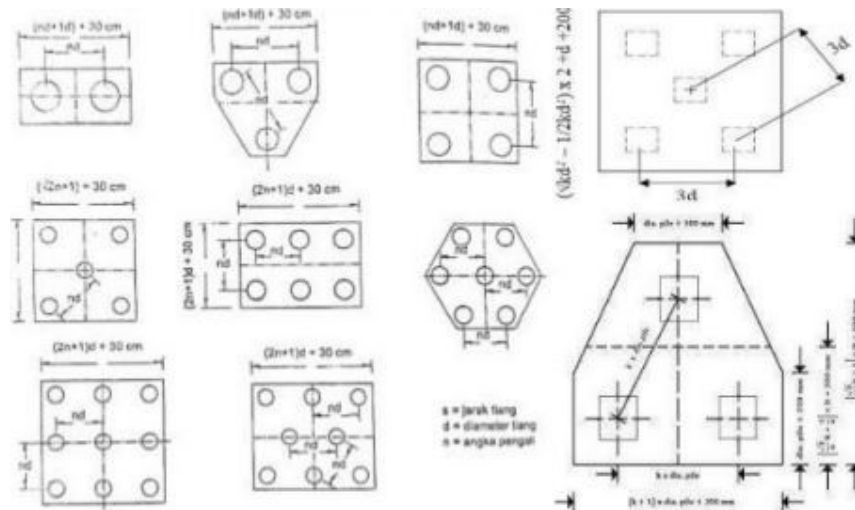
## 2.6. Perencanaan Pile Cap

Menurut Pamungkas (2013: 87), Pile Cap sendiri berfungsi untuk mengikat tiang- tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. Pile Cap biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan Pile Cap dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

1. Pile Cap sangat kaku
2. Ujung atas tiang menggantung pada Pile Cap. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh Pile Cap ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

### 2.6.1. Dimensi Pile Cap

Dimensi dari Pile Cap sangat bergantung pada jarak antar tiang dan banyaknya tiang yang dibutuhkan dalam satu kesatuan kelompok tiang. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya direncanakan dengan ketentuan  $2,5D - 3D$  di mana  $D$  adalah diameter tiang (Hardiyatmo, 2015). Skema susunan perencanaan kelompok dapat dilihat seperti pada Gambar 2.9.



**Gambar 2. 9** Jarak antar Tiang Dalam Kelompok  
 Sumber : Hardiyatmo, (2015:194) Teknik Pondasi 2

Menurut SNI 2847 (2002: 267) ketebalan pondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak diatas pancang. Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm.

Menurut Pamungkas (2013: 88) kuat geser telapak pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

1. Aksi balok satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.
2. Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum. Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk Pile Cap sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak.

### 2.6.2. Penulangan Pile Cap

Menurut Pamungkas (2013: 94) Momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

1. Muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.
2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
3. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Penulangan Pile Cap dapat direncanakan serupa dengan penulangan balok. Perhitungan tulangan Pile Cap dapat ditentukan dengan beberapa langkah sebagai berikut :

1. Merencanakan Pile Cap dengan bentuk balok persegi

2. Menentukan berat Pile Cap ( $q_u$ )

$$q_u = A \times \text{Berat jenis beton} \quad (2.33)$$

3. Menghitung momen yang bekerja pada Pile Cap ( $M_u$ )

$$M_u = (n_y \cdot P_{\text{maks}} \cdot X_{\text{max}}) - \left(\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot x^2\right) \quad (2.34)$$

4. Menentukan Rasio tulangan Tarik

$$R_n = \frac{M_u}{b_w \times d^2} \quad (2.35)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \quad (2.36)$$

$$\rho = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}}\right) \quad (2.37)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} \quad (2.38)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.39)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.40)$$

5. Melanjutkan perhitungan luas tulangan apabila harga rasio penulangan tarik sudah memenuhi persyaratan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{\text{rencana}} \quad (2.41)$$

6. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ( $d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$ )

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \phi_{\text{tulangan}} \quad (2.42)$$

7. Kontrol kapasitas momen

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot bw} \quad (2.43)$$

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.44)$$

Keterangan :

Mu : momen yang terjadi pada balok (kg.m)

Mn : kuat nominal penampang akibat lentur (kg.m)

b : lebar balok (m)

d : tinggi efektif (m) [h - 60 mm]

h : tinggi balok (m)

$\phi$  : faktor reduksi (0,8)

fc' : mutu beton (MPa)

fy : mutu tulangan (MPa)

As : luas tulangan

$\rho$  : rasio tulangan tarik (%)

$\beta$  : rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek

### 2.6.3. Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Satu Arah

Menurut Pamungkas, (2013) perhitungan gaya geser yang bekerja terhadap satu arah pada penampang kritis dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$Vc = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d \quad (2.45)$$

$$Vu = ny \cdot Pmax \quad (2.46)$$

Kekuatan geser beton yang diperoleh harus memiliki nilai yang lebih besar daripada nilai dari gaya geser nominal penampang sehingga

$$Vn \leq Vc \text{ atau } Vu = \phi Vc + Vs \quad (2.47)$$

Keterangan:

Vu : gaya geser satu arah sejarak d dari muka kolom

Vc : geser beton

Vs : gaya geser tulangan

### 2.6.4. Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Dua Arah

Untuk nilai tahanan geser terhadap beton (Vc) yang bekerja dengan dua arah maka harus diambil nilai terkecil dari tiga persamaan dibawah ini :

$$\beta = \frac{b_k}{h_k} \quad (2.48)$$

$$b_0 = 2 \times (b_k + h_k) \quad (2.49)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.50)$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.51)$$

$$V_c = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.52)$$

Keterangan:

$b_0$  : keliling daerah kritis ( $2 \cdot (b_k + h_k)$ )

$B_0$  : h (sisi panjang kolom)  $b$  (sisi lebar kolom)

$d$  : tinggi efektif penampang

$b_w$  : lebar pondasi (m)  $d : h - d'$

$h$  : tinggi pelat [m]

$d'$  : selimut beton [m]

$\phi$  : 0,75 (reduksi kekuatan untuk geser)

$\lambda$  : 1,0 untuk beton no

$as$  : 40 (kolom interior), 30 (kolom tepi) , 20 (kolom sudut)

$\lambda$  : 1,0

Untuk kontrol kuat geser dipakai angka paling kecil dari  $V_c$  dengan rumus:

$$\phi V_c = \phi \cdot V_c \quad (2.53)$$

Dengan syarat :

$$\phi V_c > V_u$$

### 2.6.5. Tulangan Susut

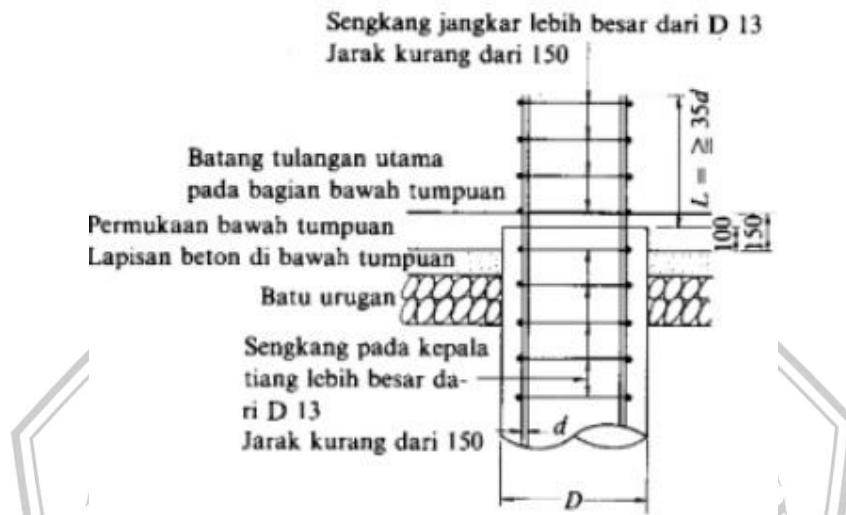
Berdasarkan SNI 2847:2013, tulangan susut diperlukan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik setelah proses pengikatan (setting time) berlangsung, dimana ada kemungkinan beton akan mengalami penyusutan dan mengurangi kualitasnya, tulangan susut dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$A_{ss} = 0,0014 \times b_w \times d_{ef} \quad (2.54)$$

$$A_{ss} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times 1000/150 \quad (2.55)$$

### 2.6.6. Penulangan Terhadap Pondasi Bored Pile

Menurut Sosrodarsono (2000: 123) Penulangan pada pondasi tiang bor (Bored Pile) adalah penulangan yang sama halnya pada penulangan kolom seperti pada Gambar 2.10, mempunyai beberapa langkah perhitungan tulangan sebagai berikut:



**Gambar 2. 10** Penulangan Tiang Bor

Sumber : Sosrodarsono, 2000 : 123

#### 2.6.6.1. Perhitungan Tulangan Longitudinal

1. Menentukan luas tulangan longitudinal ( $A_{st}$ ) yang akan digunakan. Sesuai dengan SNI 2847:2019, luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari  $0,01 A_g$  atau lebih dari  $0,08 A_g$ .

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{st}^2 \times \rho \quad (2.57)$$

Keterangan:

$A_g$  : Luas penampang beton (mm<sup>2</sup>)

$A_{st}$  : Luas penampang beton (mm<sup>2</sup>)

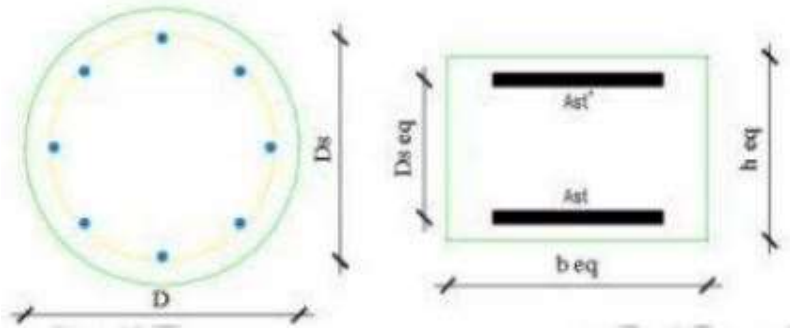
$D$  : Diameter penampang beton (mm)

$D_{st}$  : Diameter tulangan (mm)

2. Penampang pondasi tiang bor (Bored Pile) yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang segi empat guna untuk



menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (balance) seperti pada Gambar 2.11.



**Gambar 2. 11** Penampang Lingkaran dan Penampang ekuivalen Panjang

a) Tebal ekuivalen penampang segi empat

$$h_{eq} = 0,8 \times D \quad (2.58)$$

b) Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$b_{eq} = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) / h_{eq} \quad (2.59)$$

c) Luas tulangan total  $A_{st}$  didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \times A_{st} \quad (2.60)$$

d) Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.61)$$

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

$$d_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \quad (2.62)$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.63)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.64)$$

$$E = \frac{m_u}{p_u} \quad (2.65)$$

Regangan pada baja tulangan :

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \times \left( C_b - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right)}{C_b} \quad (2.66)$$

Tegangan leleh baja tulangan :

$$F_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad (2.67)$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (balance) :

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y) \quad (2.68)$$

Momen dalam keadaan seimbang (balance) :

$$M_{ub} = 0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq} \times (1/2 \times h_{eq} - 1/2 \times A_b) + A_s' \times f_s' \times (1/2 \times h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{Seq}}{2}) + A_s \times f_y \times (d_{eq} - 1/2 \times h_{eq}) \quad (2.69)$$

$$E_b = M_{ub} / P_{ub} \quad (2.70)$$

- Jika keadaan  $P_u < P_b$  atau  $e > e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.
- Jika keadaan  $P_u > P_b$  atau  $e < e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

#### 2.6.6.2. Perhitungan Sengkang

Dalam perencanaan sengkang terdapat beberapa langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

1) Tinggi efektif penampang

$$d = D - 2d_c \quad (2.71)$$

2) Luas penampang lintang kotor dari kolom

$$A_c = 1/4 \times \pi \times D_c^2 \quad (2.72)$$

3) Rasio tulangan spiral

$$\rho_s = 0,45 \times \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (2.73)$$

4) Perencanaan jarak sengkang

$$a_s = 1/4 \times \pi \times D_s^2 \quad (2.74)$$

$$s = \frac{4 \times a_s \times (D_c - d_s)}{\rho_s \times D_c^2} \quad (2.75)$$