

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.

Pemilihan pondasi dapat dilakukan berdasarkan daya dukung tanah sebagai berikut:

1. Jika tanah keras berada pada permukaan tanah atau 2-3 m dibawah permukaan tanah maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dangkal, seperti pondasi telapak.
2. Jika tanah keras berada pada kedalaman hingga 6 m maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi tiang bor manual.
3. Jika tanah keras berada pada kedalaman hingga 10 m maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang minipile.
4. Jika tanah keras berada pada kedalaman hingga 20 m atau lebih maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang pancang atau pondasi tiang bor.

Perencanaan pondasi pada Gedung FIO UNESA akan direncanakan dengan pondasi dalam berjenis bore pile. Berdasarkan data pengujian tanah pada lokasi pembangunan, tanah keras yang cukup stabil untuk rencana pondasi terletak pada kedalaman 34 m dengan nilai SPT 40 sehingga cocok apabila direncanakan pondasi dalam jenis pondasi tiang pancang atau bore pile yang pada perencanaan ini memakai jenis pondasi bore pile. Pemilihan pondasi bore pile didasari juga dengan beberapa faktor lain. Dilihat berdasarkan lokasi proyek pembangunan Gedung FIO UNESA perencanaan pondasi dengan pondasi tiang bor (*bored pile*) tidak

mengakibatkan kebisingan yang dapat mengganggu kegiatan perkuliahan dan tidak menyebabkan pergerakan pada tanah sekitar lingkungannya sebagai akibat dari proses *ground vibration* yang terjadi pada pekerjaan pondasi tiang pancang.

2.2. Pembebanan

Dalam merencanakan sebuah gedung perlu memperhatikan beberapa faktor-faktor penting, salah satunya pembebanan pada struktur gedung yang akan direncanakan. Dengan mengetahui beban yang akan bekerja pada struktur, maka dapat direncanakan pondasi yang sesuai dan dapat menopang beban struktur di atasnya. Maka dalam menghitung beban-beban yang bekerja pada struktur tidak boleh terjadi kesalahan serta perlu direncanakan secara baik dan matang agar struktur yang didesain dapat dibangun dan digunakan secara aman dan sesuai fungsinya. 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*).

2.2.1. 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. Untuk menentukan besarnya beban mati suatu bagian pada struktur dilakukan dengan meninjau dari berat satuan material yang digunakan berdasarkan volume bagian struktur.

2.2.2. 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”.

2.2.3. 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. Beban angin terdiri dari 2 macam yaitu beban angin positif (tekanan) dan beban angin negatif (isapan), tekanan angin bernilai dalam satuan kg/m^2 . Angin menyebabkan terjadinya energi kinetik, pada bangunan yang terletak pada lintasan angin energi tersebut berubah menjadi energi potensial dalam bentuk tekanan dan isapan yang mengakibatkan angin dapat berbelok atau berhenti. Bobot angin yang terjadi pada bangunan bergantung pada letak geografis dari lokasi proyek, ketinggian bangunan, kekakuan dari struktur, kecepatan udara, serta kerapatan massa udara yang terjadi.

2.2.4. 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% besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun.

2.2.5. Beban Kombinasi

Beban-beban perancangan struktur seperti beban mati struktur, beban hidup atau beban guna, beban angin, serta beban gempa kemudian akan dijumlahkan sesuai aturan kombinasi beban pada SNI 1726-2019. Perhitungan pembebanan yang telah dikombinasikan, hasilnya akan dimasukkan ke program pendukung *Staad-Pro*. Berikut merupakan kombinasi beban terfaktor yang digunakan dalam metode desain kekuatan menurut SNI 1727 (2013:11-12) antara lain:

1. $1,4D$

2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Keterangan:

D	= beban mati	W	= beban angin
L	= beban hidup	E	= beban gempa
Lr	= beban hidup atap	R	= beban hujan
S	= beban salju		

2.3. Pondasi

Menurut Hardiyatmo (2010) pemilihan bentuk pondasi dipengaruhi oleh kondisi tanah dan berat bangunan nya, sedangkan untuk kedalaman pondasi dipengaruhi oleh letak nya tanah padat pada suatu tempat dimana pondasi akan dibangun. Berdasarkan kedalamannya jenis-jenis pondasi dibedakan menjadi 2 yaitu:

1. Pondasi dangkal

Jenis-jenis pondasi dangkal antara lain adalah sebagai berikut:

- a. Pondasi Lajur Batu Kali.
- b. Pondasi Plat (Foot Plat).
- c. Pondasi Plat Menerus (Continues Footing).
- d. Pondasi Sumuran.
- e. Pondasi Rakit.

2. Pondasi dalam

- a. Pondasi Tiang Pancang
- b. Pondasi Tiang Bore Pile

Setiap tipe pondasi memiliki bentuk serta mekanisme penyaluran beban yang berbeda tergantung pada kondisi tanahnya. Faktor tanah yang dijadikan

pertimbangan antara lain jenis tanah, parameter tanah, daya dukung, kedalaman tanah keras dan lainnya. Terkait dengan klasifikasi konsistensi tanah dapat ditentukan berdasarkan Tabel 2.1 dan 2.2 (Terzaghi and peck, 1984).

Tabel 2.1 Hubungan N dengan relative (Dr) tanah pasir
(Terzaghi dan peck, 1984)

Nilai N	Kerapatan Relatif (Dr)
<4	Sangat tidak padat
4 – 10	Tidak padat
10 – 30	Kepadatan sedang
30 – 50	Padat
>50	Sangat padat

Sumber: Hardiyatmo, 2014:65

Tabel 2.2 Hubungan nilai N, konsistensi dan kuat tekan bebas (qu)
untuk tanah lempung jenuh (Terzaghi)

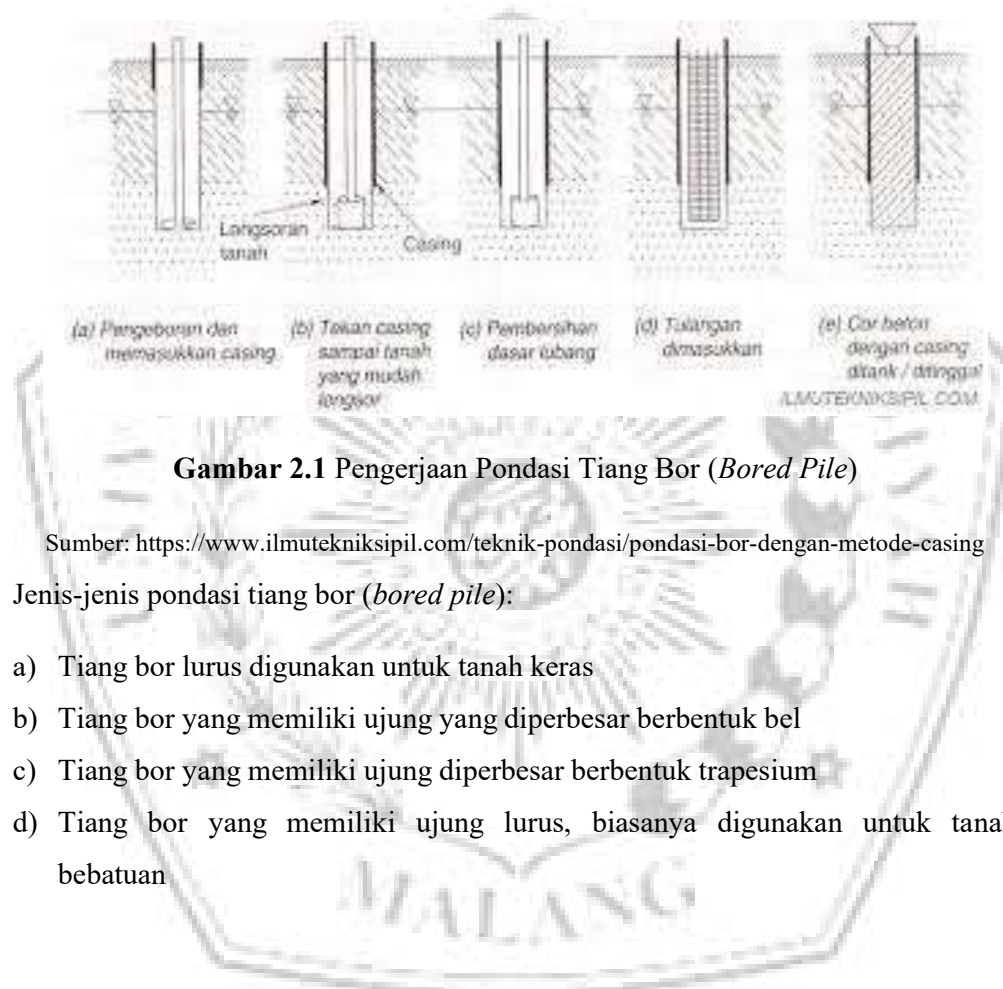
Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas (qu) (KN/m ²)
< 2	Sangat lunak	< 25
2 – 4	Lunak	25 – 50
4 – 8	Sedang	50 – 100
8 – 15	Kaku	100 – 200
15 – 30	Sangat kaku	200 – 400
>30	Keras	>400

Sumber: Hardiyatmo, 2014:66

2.4. Perencanaan Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Jenis pondasi dalam yang dalam pengerjaannya dilakukan pengecoran langsung pada lokasi proyek konstruksi disebut dengan pondasi tiang bor. Awal pengerjaan pondasi ini dilakukan pengeboran tanah pada titik-titik yang hendak disiapkan sebagai tiang bor. Perlu dilakukan pengeluaran air sebelum pemasangan tulangan tiang dan pengecoran apabila di dalam titik hasil pengeboran terdapat air.

Pada tahap pengecoran tiang beton digunakan bantuan pipa dari selubung baja (*casing*) yang digunakan sebagai penahan pada lubang sekitar pengeboran agar tidak terjadi kelongsoran. Dalam pemasangan pipa *casing* dilaksanakan dengan metode pemancangan yaitu menggetarkan maupun penekanan pada pipa *casing* sampai pada kedalaman *casing* rencana seperti terlihat pada Gambar 2.1., pada Gambar 2.2 dapat dilihat juga jenis-jenis pondasi tipe tiang bor (*bore pile*).

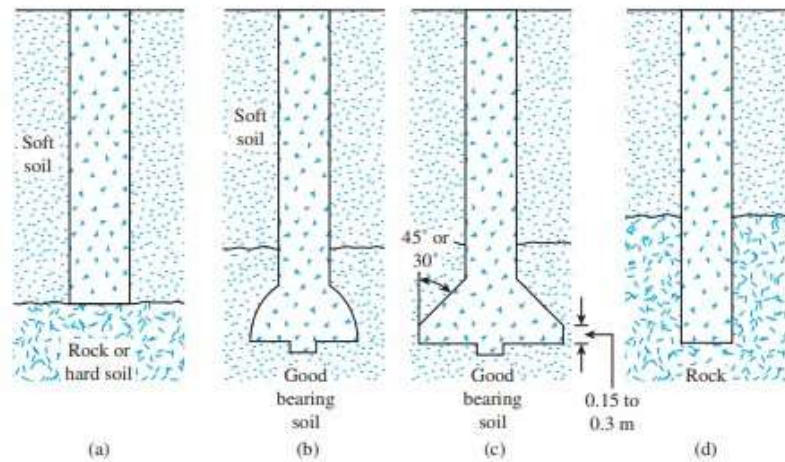


Gambar 2.1 Pengerjaan Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Sumber: <https://www.ilmutekniksipil.com/teknik-pondasi/pondasi-bor-dengan-metode-casing>

Jenis-jenis pondasi tiang bor (*bored pile*):

- Tiang bor lurus digunakan untuk tanah keras
- Tiang bor yang memiliki ujung yang diperbesar berbentuk bel
- Tiang bor yang memiliki ujung diperbesar berbentuk trapesium
- Tiang bor yang memiliki ujung lurus, biasanya digunakan untuk tanah bebatuan



Gambar 2.2 Jenis-jenis Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Sumber: Das, Braja M (2011:638)

Dalam penggunaan pondasi tiang bor (*bored pile*) pada struktur bangunan terdapat beberapa alasan, antara lain:

- Penggunaan tiang kelompok maupun *pile cap* dapat diberlakukan pada pondasi tiang bor (*bore pile*)
- Perencanaan kedalaman maupun diameter yang bervariasi.
- Kerusakan bangunan di sekitar lokasi konstruksi dapat dihindari karena tidak terjadi proses pemancangan pada pondasi tiang bor (*bore pile*).
- Tidak terjadi kebisingan yang dapat mengganggu sekitar lokasi proyek konstruksi akibat alat pancang pada pelaksanaan pondasi tipe tiang bor (*bore pile*).
- Perluasan dasar pondasi tiang bor (*bore pile*) dapat dilakukan yang bertujuan untuk peningkatan ketahanan terhadap gaya ke atas.
- Kemudahan pemeriksaan secara langsung pada permukaan atas dimana tiang bor (*bore pile*) direncanakan.
- Memiliki ketahanan yang tinggi terhadap beban lateral

2.4.1. Daya Dukung Vertikal Tiang Bor

Dalam menghitung daya dukung tiang tunggal Mayerhof menghitung daya dukung ijin vertikal tiang dengan menganalisa panjang ekuivalen dan penetrasi tiang.

1. Panjang ekuivalen dari penetrasi ujung tiang (I)

$$I = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot D \dots\dots\dots (2.11)$$

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

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \dots\dots\dots (2.12)$$

Dimana, N1 = nilai N pada ujung tiang

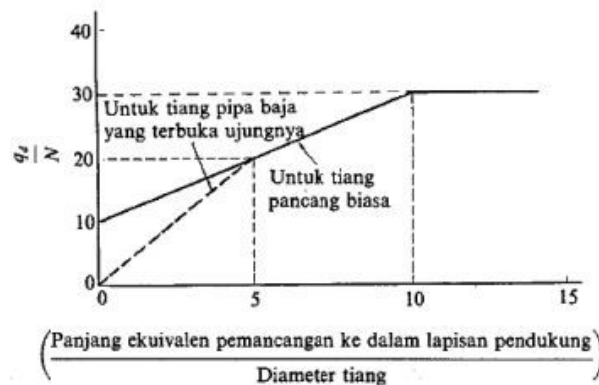
N2 = nilai rata-rata N pada jarak 4D

Tabel 2.3 Intensitas gaya geser dinding tiang (ton/m²)

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
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: Suosrodarsono & Nakazawa (1980:102)

3. Daya dukung ujung tiang $\frac{qd}{N}$ (2.13)



Gambar 2.3 Diagram intensitas gaya dukung tanah (Sumber: Suosrodarsono & Nakazawa (1980:101))

$$Q_b = q_d \times A_b \dots\dots\dots (2.14)$$

4. Gaya gesek maksimum dinding tiang

$$Q_s = \sum l_i \cdot f_i \times U \dots\dots\dots (2.15)$$

5. Daya dukung ultimit pada tiang tunggal

$$Q_a = \frac{Q_b}{FK_1} + \frac{Q_s}{FK_2} \dots\dots\dots (2.16)$$

6. Daya dukung tarik yang diijinkan untuk tiang tunggal

$$P_{ta} = \frac{\sum l_i \cdot f_i \times A_{st} \times 0,7}{5} + W_p \dots\dots\dots (2.17)$$

Keterangan:

- D = diameter tiang (m)
- U = keliling tiang (m)
- Wp = berat sendiri tiang (KN)
- Qa = kapasitas dukung ultimit neto (KN)
- Qb = tahanan ujung bawah ultimit (KN)
- Qs = tahanan gesek ultimit (KN)
- Ab = luas ujung bawah tiang (m²)
- Pta = daya dukung ijin tarik tiang (ton) Ast = luas selimut tiang (cm)
- li = panjang segmen tiang yang ditinjau
- fi = gaya geser pada selimut segmen tiang yang ditinjau (ton/m²)
- Ast = luas selimut tiang (m²)

Tabel 2.4 Perkiraan qd untuk Tiang yang Dicor di Tempat pada Satuan t/m²

Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (qd)		N ≥ 50	750
	Lapisan kerikil 1)	50 > N ≥ 30	525
		40 > N ≥ 30	300
	Lapisan berpasir 1)	N ≥ 30	300
	Lapisan lempung keras	3 qu 2)	

- 1) Perbedaan antara lapisan kerikil dengan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. Lapisan berpasir yang tercampur dengan kerikil dianggap sama dengan lapisan berpasir tanpa kerikil. Harga N diperoleh dari penyelidikan.
- 2) Pada lapisan lempung keras, intensitas daya dukung ditetapkan berkenaan dengan kriteria perencanaan pondasi kaisan q_u adalah kekuatan geser *unconfined* (t/m^2).

Sumber : Suosrodarsono dan Nakazawa (2000: 102)

2.4.2. Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang Bor

Dalam perhitungan analisa gaya horizontal pada tiang dibedakan menjadi dua macam menurut model ikatan tiang dengan penutup tiangnya (*pile cap*), yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*) yaitu tiang yang ujung atas tertanam atau terjepit pada bagian penutup tiangnya (*pile cap*) lebih dari 60 cm.
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*) didefinisikan sebagai tiang yang ujung bagian atasnya hanya tertanam atau terjepit sedalam kurang dari 60 cm pada *pile cap*.

Pada tiang ujung terjepit daya dukung horizontal dapat dihitung dengan persamaan rumus sesuai dengan kententuannya, yaitu:

- Pada tiang pendek

Daya dukung horizontal pada tiang yang pendek, dapat dihitung dengan rumus persamaan (2.18) dengan nilai H_u yang dapat dicari dengan rumus persamaan (2.19)

$$H_u = 9 \times C_u \times D \times \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \dots\dots\dots (2.18)$$

$$M_{max} = H_u \times \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \dots\dots\dots (2.19)$$

- Pada tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang yang sedang, dapat dihitung dengan rumus persamaan (2.20)

$$M_y = \left(\frac{9}{4} \right) \times C_u \times Dg^2 - 9 \times C_u \times Df \times \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \dots\dots\dots (2.20)$$

Nilai H_u dihitung dengan rumus persamaan (2.21)

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + g \dots\dots\dots (2.21)$$

- Pada tiang panjang

Dikategorikan sebagai tiang panjang apabila nilai $M_{max} > M_y$, dimana H_u dinyatakan dengan rumus persamaan (2.22)

$$H_u = \frac{2 \times M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \dots\dots\dots (2.22)$$

Dengan nilai f yang diperoleh dengan persamaan rumus (2.23)

$$f = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \dots\dots\dots (2.23)$$

Menurut pendekatan Stroud (1974) untuk menentukan kolerasi dengan undrained shear strength (C_u) dapat dinyatakan dalam rumus persamaan (2.24).

$$C_u = k \times N \dots\dots\dots (2.24)$$

Dimana;

- C_u : Undrauned strength (kN/m^2)
- D : diameter tiang (m)
- L_p : Panjang tiang yang tertanam (m)
- K : 3,5 – 6,5 (kN/m^2) nilai rata-rata konstanta
- N : nilai SPT

2.4.3. Perencanaan Tiang Bor Kelompok

Jumlah tiang bor ditentukan dengan menghitung gaya aksial yang terjadi pada titik kolom struktur dibagi daya dukung tiang tunggal yang telah dihitung dengan rumus persamaan (2.25).

$$N = \frac{\sum V}{R_a} \dots\dots\dots (2.25)$$

Dengan jarak antar tiang disyaratkan sesuai dengan ketentuan pada persamaan (2.26) atau persamaan (2.27)

$$S \geq 2,5D \dots\dots\dots (2.26)$$

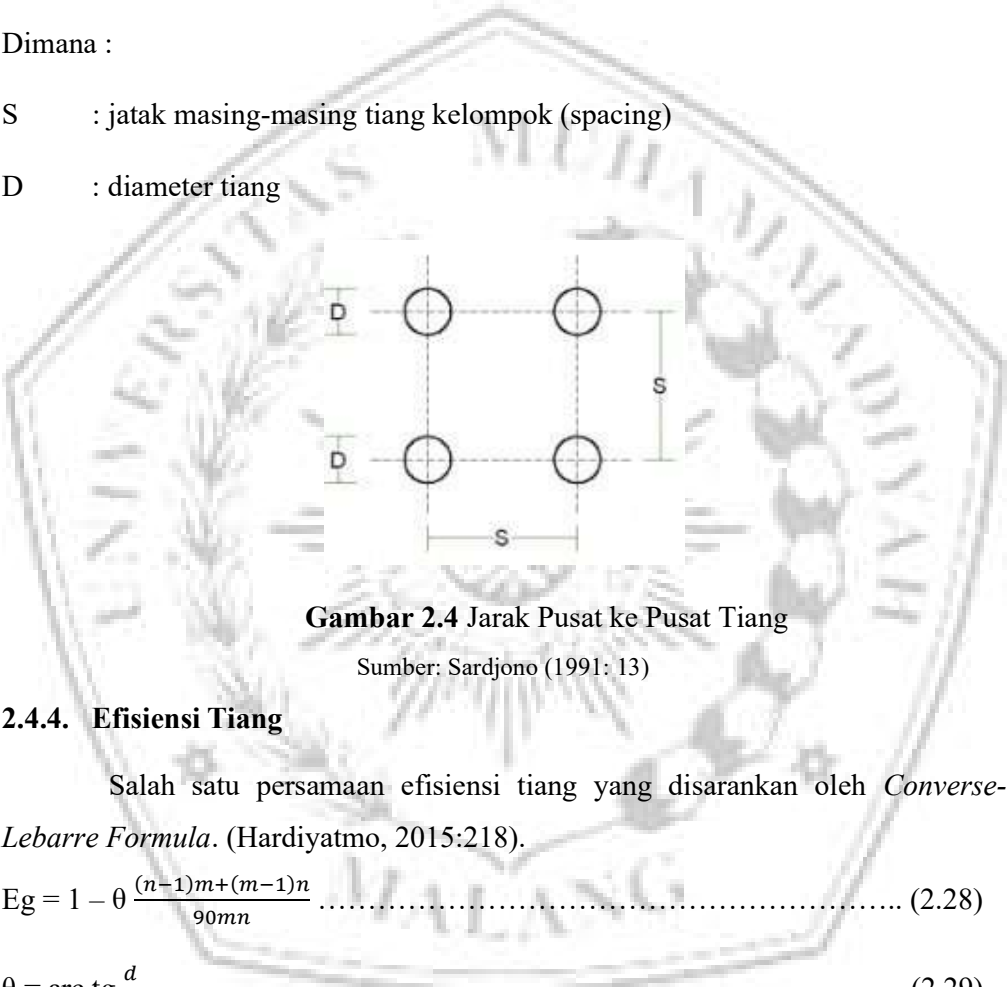
$$S \geq 3D \dots\dots\dots (2.27)$$

(Sardjono, 1991:13)

Dimana :

S : jatak masing-masing tiang kelompok (spacing)

D : diameter tiang



Gambar 2.4 Jarak Pusat ke Pusat Tiang

Sumber: Sardjono (1991: 13)

2.4.4. Efisiensi Tiang

Salah satu persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh *Converse-Lebarre Formula*. (Hardiyatmo, 2015:218).

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$\theta = \text{arc tg } \frac{d}{s} \dots\dots\dots (2.29)$$

2.4.5. Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Pada pile cap dan kelompok tiang pondasi terjadi pendistribusian beban aksial dan momen. Beban aksial dan momen yang bekerja direncanakan agar aman terhadap lengkung atau deformasi sehingga pile cap diasumsikan kaku sempurna berdasarkan rumus elastisitas. Persamaan rumus (2.30) digunakan untuk mengetahui

besar nilai beban maksimum dan beban minimum yang akan bekerja pada kelompok tiang pondasi.

(Pamungkas, 2013:57)

$$P \begin{matrix} \text{max} \\ \text{min} \end{matrix} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times x_{max}}{ny \times \sum x^2} \pm \frac{Mx \times y_{max}}{nx \times \sum y^2} \dots\dots\dots (2.30)$$

Dimana :

- Pmax = beban maksimum tiang
- Pu = gaya aksial berfaktor yang terjadi
- My = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu y
- Mx = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu x
- y max = jarak terjauh tiang pada arah y
- x max = jarak terjauh tiang pada arah x
- Σ y² = jumlah kuadrat y
- Σ x² = jumlah kuadrat x
- ny = jumlah tiang dalam satu baris sumbu y
- nx = jumlah tiang dalam satu baris sumbu x
- np = jumlah tiang

2.5. Perencanaan Pile Cap

Pile cap pada umumnya terbuat dari beton bertulang. Pile cap direncanakan sebagai penghubung sekaligus akses pemindahan beban antara kolom pada tiang, selain itu *pile cap* difungsikan sebagai pengikat antar tiang-tiang pondasi agar menjadiksesatuan kelompok tiang pondasi:

1. Pile cap diasumsikan kaku sempurna.
2. Tidak terjadi momen lentur yang diakibatkan oleh pile cap ke tiang karena direncanakan ujung atas pada tiang pondasi menggantung pada pile cap.

- 3. Distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata karena tiang diasumsikan sebagai kolom pendek dan elastis.

2.5.1. Tinjauan terhadap Geser

Karena pile cap diasumsikan sebagai pelat maka perilaku terhadap geser juga tidak berbeda dengan pelat maupun balok. (Rusdianto & Septiropa, 2005:190).

A. Kontrol terhadap Geser Pondasi yang Bekerja Satu Arah

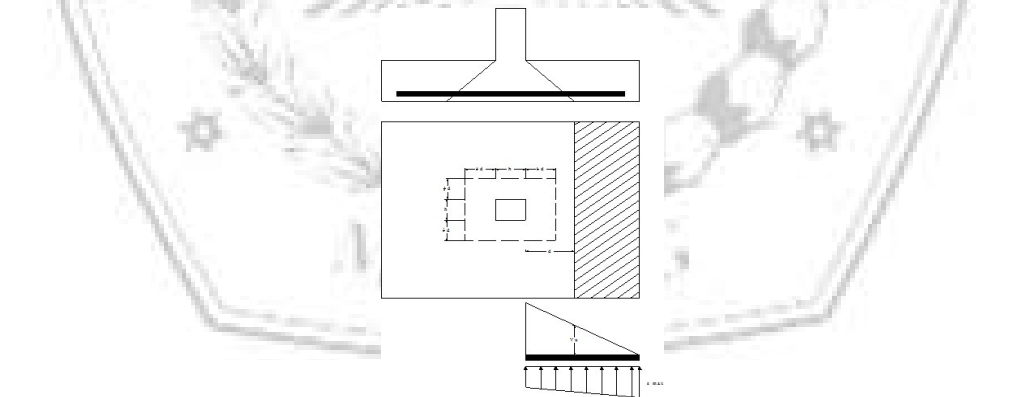
Pada pile cap sejarak *d* dari muka reaksi pada pusat serta terletak pada bidang melintang pada seluruh lebar pelat seperti pada Gambar 2.5 merupakan penampang kritis terjadinya geser *pile cap*. Kekuatan yang ditranser beton sebesar V_c pada persamaan rumus (2.31) jika hanya terjadi geser dan lentur.

$$V_n = V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.31)$$

$\lambda = 1,0$ untuk beton normal.

$\lambda = 0,7$ untuk beton ringan.

Gaya geser nominal penampang sejarak *d* dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton sehingga $V_n \leq V_c$.



Gambar 2.5 Penampang Kritis pada Plat Pondasi pada Geser Satu Arah

Sumber: Rusdianto & Septiropa (2005:190)

Maka :

$$\frac{V_u}{\phi} \leq 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.32)$$

Dimana :

V_u = gaya geser sejarak d dari muka kolom

$V_n = V_c$ = geser beton

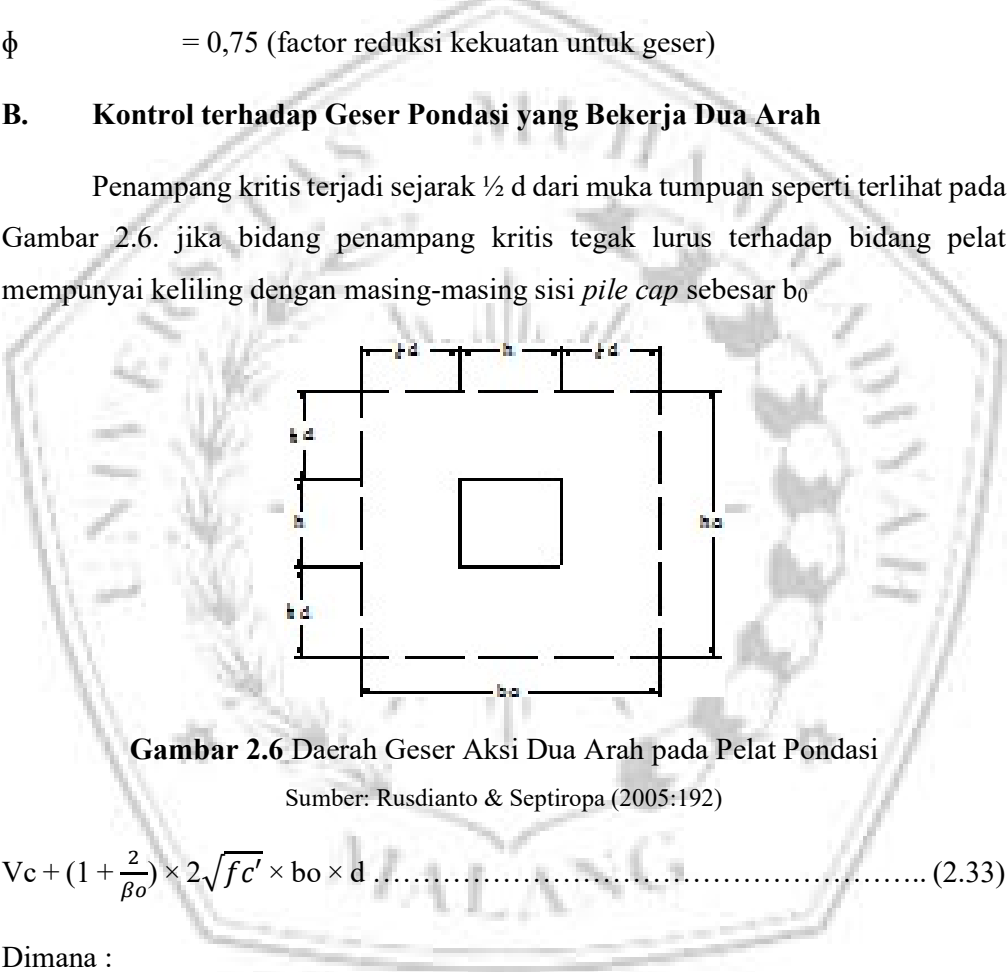
b_w = lebar pondasi (m)

d = $h - d'$ (h merupakan tinggi pelat dan d' adalah selimut beton)

ϕ = 0,75 (factor reduksi kekuatan untuk geser)

B. Kontrol terhadap Geser Pondasi yang Bekerja Dua Arah

Penampang kritis terjadi sejarak $\frac{1}{2} d$ dari muka tumpuan seperti terlihat pada Gambar 2.6. jika bidang penampang kritis tegak lurus terhadap bidang pelat mempunyai keliling dengan masing-masing sisi *pile cap* sebesar b_o



Gambar 2.6 Daerah Geser Aksi Dua Arah pada Pelat Pondasi
Sumber: Rusdianto & Septiropa (2005:192)

$V_c + (1 + \frac{2}{\beta_o}) \times 2\sqrt{f'c'} \times b_o \times d \dots\dots\dots (2.33)$

Dimana :

b_o = keliling daerah kritis
= $2(b_o + h_o)$

β_o = h/b , dengan h sebagai sisi Panjang kolom dan b sebagai sisi pendek kolom

d = tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \leq 4\sqrt{f_c'} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.34)$$

V_s = kuat geser tulangan geser

$$V_u = \frac{P_u}{A} (h_o^2 - b_o^2)$$

P_u = beban berfaktor pada kolom

A = luas pondasi (B×L)

2.5.2. Penulangan Pile Cap

Perencanaan penulangan pada *pile cap* dianggap sama seperti perencanaan pelungan pada plat. Penulangan pada *pile cap* dapat berupa penulangan tunggal maupun penulangan rangkap tergantung besarnya momen yang bekerja pada pondasi. Perencanaan pada *pile cap* dilakukan dengan beberapa langkah: (Rusdianto & Septiropa, 2005: 187)

A. Direncanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d)

$$K \text{ perlu} = \frac{M_u}{b \times d^2} \dots\dots\dots (2.35)$$

Dimana :

M_u = momen yang terjadi pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = lebar balok (m) = $h - 100 \text{ mm}$

B. Perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho \times b \times d \text{ rencana} \dots\dots\dots (2.36)$$

Dimana :

A_s = luas tulangan (mm^2)

P = rasio penulangan

b = lebar daerah tekan komponen struktur (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

C. Perencanaan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan hasil luas tulangan yang telah dihitung. Luas tulangan yang dipakai harus bernilai sama atau lebih dari luas tulangan telah dihitung.

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

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan} \dots\dots\dots (2.37)$$

2.6. Kapasitas Geser Bore Pile

Berdasarkan hasil pemeriksaan tanah melalui beberapa percobaan akan didapatkan nilai berat isi tanah (γ), nilai kohesif tanah (c) serta nilai sudut geser tanah (ϕ). Prediksi daya dukung pondasi tiang bor pada tanah pasir dan lanau diperoleh dari data parameter kuat geser tanah dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

1. Daya dukung ujung pondasi bored pile (end bearing).

Untuk tanah kohesif :

$$Q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c^* \dots\dots\dots (2.38)$$

keterangan :

Q_p = Tahanan ujung per satuan luas, ton,

A_p = Luas penampang bored pile, m².

c_u = Undrained cohesion, ton/m².

N_c^* = Faktor daya dukung tanah, untuk pondasi bored pile nilai

$N_c^* = 9$ (Whitaker and Cooke, 1966).

Daya dukung perlawanan selimut (skin resistance) bored pile ditanah lempung

$$Q_s = \sum_{L=0}^L \alpha \cdot c_{\mu} \cdot p \Delta \dots\dots\dots (2.39)$$

p = parameter

Untuk mencari nilai c_u (Undrained cohesion), dapat digunakan persamaan di bawah ini :

$$\alpha^* = 0,21 + 0,25 (p_a c_u) \leq 1 \dots\dots\dots (2.40)$$

keterangan :

α^* = faktor adhesi = 0,4

p_a = Tekanan atmosfer = 1,058 ton/ft² = 101,3 kN/m²

Untuk tanah non kohesif :

$$Q_p = A_p \cdot q' (N_q^* - 1) \dots\dots\dots (2.41)$$

keterangan :

Q_p = Tahanan ujung per satuan luas, ton.

A_p = Luas penampang bored pile, m².

q' = Tekanan vertikal efektif, ton/m².

N_q^* = Faktor daya dukung tanah.

2.7. Penulangan Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

2.7.1. Perencanaan Tulangan Longitudinal

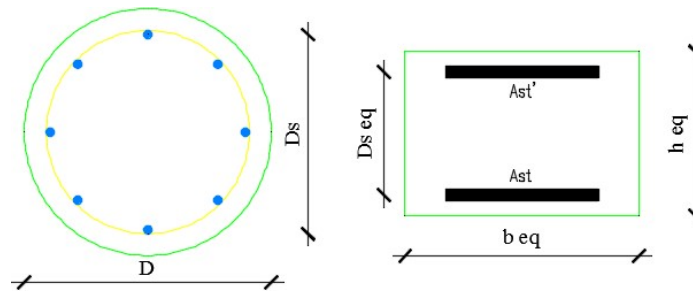
Perencanaan tiang pondasi bor (*bore pile*) diasumsikan sama dengan perencanaan kolom dengan penampang lingkaran/bulat, dalam perencanaannya terdapat beberapa langkah, antara lain:

A. Perhitungan A_{st} atau luas tulangan longitudinal yang akan digunakan. Menurut SNI 2847 (2013:78), luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,08 A_g .

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \dots\dots\dots (2.41)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{st}^2 \times n \dots\dots\dots (2.42)$$

- B. Untuk kemudahan perencanaan penampang tiang bor diekuivalenkan sebagai penampang berbentuk segi empat untuk menentukan eksentrisitas dalam keadaan balance yang terlihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 a. Penampang Lingkaran, b. Penampang Ekuivalen Persegi

Sumber: Rusdianto & Septiropa (2005)

1. Tebal ekuovalen penampang segi empat

$$Heq = 0,8 \times D \dots\dots\dots (2.43)$$

2. Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$Ebeq = \frac{\frac{1}{4} \times \pi D^2}{heq} \dots\dots\dots (2.44)$$

3. Luas tulangan total Ast didistribusikan pada dua lapis

$$As = As' = \frac{1}{2} Ast \dots\dots\dots (2.45)$$

4. Jarak antar lapis tulangan

$$DS = \frac{2}{3} \times DS \dots\dots\dots (2.46)$$

Dimana :

DS = tinggi efektif penampang (mm)

- C. Pengecekan nilai eksentrisitas rencana e terhadap eksentrisitas balace (e_b)

$$deq = DSeq + \frac{heq - DSeq}{2} \dots\dots\dots (2.47)$$

$$Cb = \frac{600}{600 + fy} \times deq \dots\dots\dots (2.48)$$

$$Ab = \beta_1 \times Cb \dots\dots\dots (2.49)$$

- D. Cek regangan baja tulangan yang dipakai dengan rumus

$$E's = \frac{Ec \times (Cb - \frac{heq - DSeq}{2})}{Cb} \dots\dots\dots (2.50)$$

E. Cek baja mengalami tekanan leleh

$$fs' = Es \times E's > fy \text{ (tekan leleh)} \dots\dots\dots (2.51)$$

F. Cek baja mengalami tekan leleh Pemeriksaan Pnb terhadap Pu perlu dilakukan untuk mengetahui kondisi tiang apakah akan mengalami keruntuhan tekan atau tarik. Perhitungan Pnb dihitung sebagai berikut :

$$Pnb = (0,85 \times fc' \times ab \times beq) + (As' \times fs') - (As' \times fy) \dots\dots\dots (2.52)$$

$$\emptyset Pnb = 0,70 \times Pnb > Pu \text{ (keruntuhan tarik)} \dots\dots\dots (2.53)$$

$$\emptyset Pnb = 0,70 \times Pn < Pu \text{ (keruntuhan tekan)}$$

- Apabila terjadi hancur tarik maka persamaan untuk penampang lingkaran/bulat ditentukan dengan rumus:

$$Pn = 0,85 \times fc' \times \left(\sqrt{\left(\frac{0,85eb}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{pg \ mDs}{2,5h}} - \left(\frac{0,85eb}{h} - 0,38\right) \right) \dots\dots (2,54)$$

- Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tekan ditentukan dengan rumus:

$$Pn = \frac{As \times fs}{\frac{se}{Ds} + 1,0} + \frac{Ag \times fc'}{\frac{9,6 \times h \times e}{(0,8h + 0,6Ds)^2} + 1,18} \dots\dots\dots (2,55)$$

Dimana :

h = diameter penampang

Ds = diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

e = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$pg = \frac{Ast}{Ag} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penampang bruto}} \dots\dots\dots (2.56)$$

$$m = \frac{fy}{0,85 fc} \dots\dots\dots (2.57)$$

2.7.2. Perencanaan Sengkang

Tiang bor pondasi bor (*bore pile*) berbentuk lingkaran/bulat, maka untuk penulangan sengkang atau pengikat digunakan tulangan spiral. Dalam perencanaan tulangan spiril diberlakukan beberapa ketentuan sesuai dalam SNI 2847 (2013:55):

- A. Tulangan spiral yang digunakan untuk kontruksi yang pengecorannya dilakukan di tempat tidak boleh kurang dari diameter 10 mm.
- B. Syarat untuk jarak atau spasi antar tulangan spiral tidak kurang dari 25 mm dan tidak boleh melebihi 75 mm
- C. Rasio volume tulangan spiral

$$p_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c'}}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.58)$$

dimana :

$$p_s = \frac{\text{volume spiral satu putaran}}{\text{volume inti kolom setinggi } s}$$

S = jarak spsi tulangan spiral pusat ke pusat

A_g = luas penampang lintang kotor dari kolom

A_{ch} = luas penampang lintang inti kolom (tepi luar ke tepi luar spiral)

F_y = tegangan leleh tulangan baja spiral, tidak lebih dari 400 Mpa

- D. Perencanaan jarak Sengkang

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \dots\dots\dots (2.59)$$

$$S = \frac{4 \times a_s \times (D_s - d_s)}{p_s \times D_c^2} \dots\dots\dots (2.60)$$

2.8. Penurunan Tiang Pondasi Kelompok

Menurut Hardiyatmo (2014:276) penurunan (*settlement*) fondasi dapat dibagi menjadi 3 komponen, yaitu: penurunan segera (*immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi. Penurunan total adalah jumlah dari kedua komponen penurunan tersebut, atau bila dinyatakan dalam persamaan berikut. (Hardiyatmo, 2014:276).

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurun tersebut.

$$S = S_i + S_c \dots\dots\dots (2.61)$$

Dimana :

S = penurunan total

S_i = immediate settlement

S_c = consolidation settlement

2.8.1. Penurunan Segera (Immediate Settlement)

Penurunan segera merupakan penurunan yang terjadi sebagai akibat distorsi massa tanah yang tertekan pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernli (1956), hal itu dirumuskan pada persamaan (2.59).

(Hardiyatmo, 2014: 283).

$$S_i = \mu_i \times \mu_0 \frac{qB}{E_u} \dots\dots\dots (2.62)$$

Dimana :

S_i = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi

B = lebar kelompok tiang

E_u = modulus diformasi pada kondisi undrained

μ_i = factor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

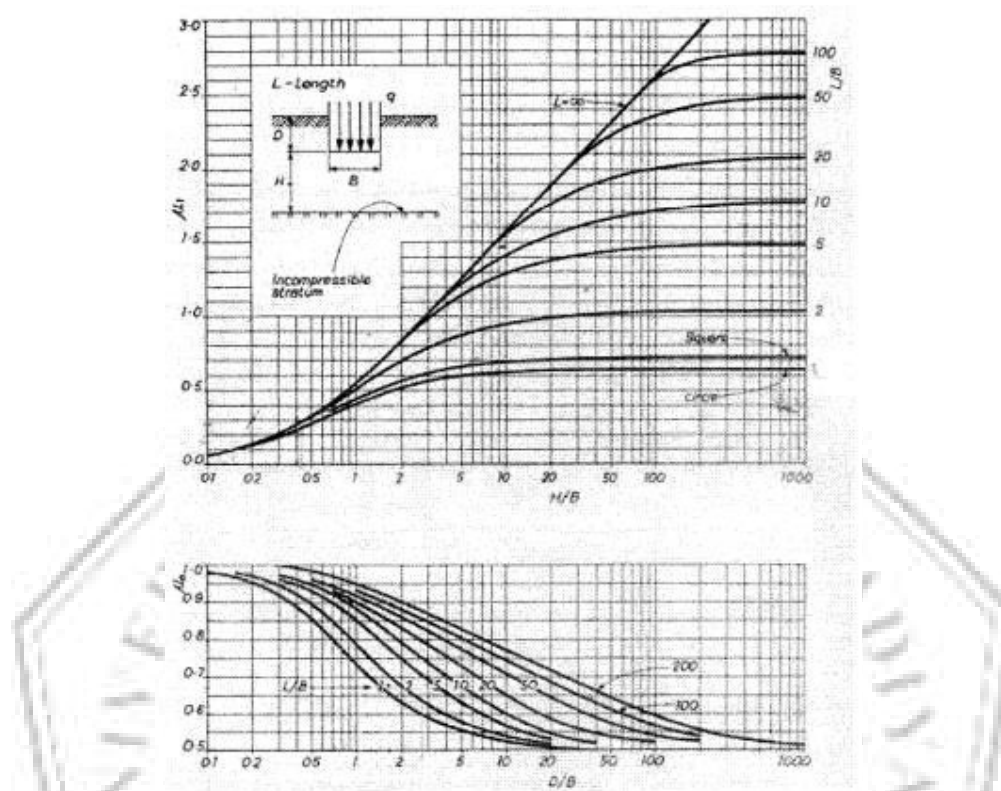
μ_0 = factor koreksi untuk kedalaman pondasi DF

Nilai perkiraan modulus elastisitas (E) dapat dihitung dari hasil N- SPT pada pengujian tanah. Mitchell and Gardner (1975) memberikan usulan untuk nilai perkiraan modulus elastisitas yang dihubungkan dengan nilai N-SPT, yaitu dengan rumus (Hardiyatmo, 2017: 281).

$$E = 10 \times (N+15) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir)} \dots\dots\dots (2.63)$$

$$E = 6 (N + 5) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk lempung)} \dots\dots\dots (2.64)$$

dengan $1 \text{ k/ft}^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2 = 48,07 \text{ KN/m}^2$



Gambar 2.8 Grafik hubungan antara μ_i , μ_0 , kedalaman pondasi (D_f) dan lebar pondasi (B)

Sumber: Pamungkas (2013: 35)

2.8.2. Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut. (Hardiyatmo, 2014:303-304).

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} \times H \dots\dots\dots (2.65)$$

Dimana :

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} \times H = \frac{H \times C_c}{1+e_0} \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \dots\dots\dots (2.66)$$

Keterangan :

S_c = penurunan konsolidasi (m)

- H = tebal lapisan tanah (m)
- e_0 = angka pori pada tegangan P_0 (angka pori asli)
- e = angka pori pada tegangan P
- C_c = indeks pemampatan (compression index)
- $$= 0,009 \times (LL-10)$$
- P_0 = tegangan efektif pada lapisan tanah (t/m^2)
- $$= \gamma_1 \times h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times h_2 + \dots$$
- Δp = perubahan tegangan pada lapisan tanah (t/m^2)
- $$= \frac{A_0}{A_1} \times q$$

2.8.3. Waktu Proses Konsolidasi

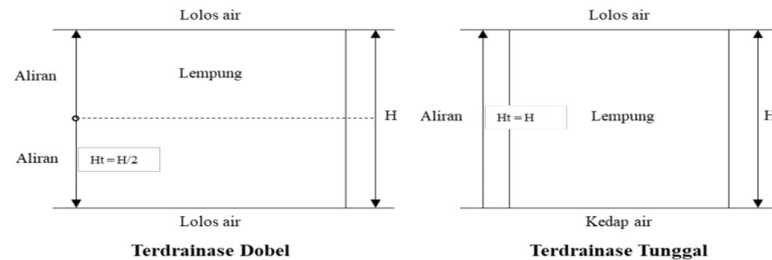
Menurut Hardiyatmo (2014:310) estimasi kecepatan penurunan konsolidasi biasanya dibutuhkan untuk mengetahui besarnya kecepatan penurunan pondasi selama proses konsolidasi berlangsung. Hal ini perlu diperhatikan terutama bila penurunan bangunan diperkirakan besar. Bila penurunan bangunan sangat kecil, kecepatan penurunan tidak begitu perlu diperhitungkan, karena penurunan sejalan dengan waktunya tidak menghasilkan perbedaan yang berarti. Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu (t) digunakan persamaan:

$$t = \frac{T_v H t^2}{C_v} \dots\dots\dots (2.67)$$

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)

Nilai-nilai faktor waktu (T_v) untuk persen penurunan konsolidasi (U) rata-rata yang didasarkan pada teori konsolidasi satu dimensi Terzaghi.



Gambar 2.9 Konsolidasi drainase lapisan lempung (Hardiyatmo)

2.8.4. Penurunan Izin

Menurut SNI 8460-2017 besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya.

Penurunan izin $< 15 \text{ cm} + b/600$ (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman. Beda penurunan (*differential settlement*) yang diperkirakan akan terjadi harus ditentukan secara seksama dan konservatif, serta pengaruhnya terhadap bangunan gedung tinggi di atasnya harus dicek untuk menjamin bahwa beda penurunan tersebut masih memenuhi kriteria kekuatan dan kemampuan sebesar $1/300$.