

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Pustaka

Pondasi umumnya merupakan komponen struktur bangunan yang paling sedikit menahan beban dan elemen terakhir yang menyalurkan beban ketanah. Fungsi pondasi adalah mendistribusikan beban – beban yang dipindahkan agar tidak melebihi daya dukung tanah. Saat merencanakan pondasi, kondisi yang berkaitan dengan sifat tanah harus diperhitungkan. Pondasi harus diletakkan pada tanah yang padat dengan kedalaman tertentu, tidak terpengaruh oleh lumpur, humus, dan perubahan cuaca (Dipohusodo, 1994:342).

Menurut (Sosrodarsono, 2000:75) untuk memilih pondasi yang sesuai, perlu diperhatikan apakah pondasi tersebut sesuai untuk berbagai lokasi dan apakah dapat diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan dengan rencana kerja. Ketika mempertimbangkan kondisi – kondisi ini, maka dalam menentukan macam – macam pondasi harus mempertimbangkan hal – hal berikut ini :

a) Keadaan tanah pondasi

Pondasi merupakan titik terendah suatu bangunan dan bersentuhan langsung dengan tanah. Oleh karena itu, tanah mempunyai pengaruh penting dalam pemilihan jenis pondasi. Dalam memilih pondasi, faktor tanah tertentu harus diperhatikan, seperti jenis tanah, kedalaman tanah, dan daya dukung tanah.

b) Batasan akibat konstruksi (*superstructure*)

Penting untuk mengamati kondisi beban, karakteristik bangunan atas, kegunaan dan pentingnya bangunan atas, kesulitan pemeliharaan dan bahan bangunan dan lain - lain. Misalnya, pada saat memasang pondasi, jenis pondasi yang digunakan akan berbeda – beda tergantung pada jenis bangunannya dan apakah pemasangan pondasi dapat dilakukan dan tidak terjadi penurunan.

c) Waktu dan biaya pekerjaan

Untuk mencapai kondisi yang tepat dan ekonomis, biaya dan waktu diperhitungkan karena merupakan elemen tidak terpisahkan dari manajemen konstruksi.

Pondasi suatu bangunan diharapkan mampu menopang dan menahan beban – beban struktur di atasnya dalam batas – batas tertentu. Oleh karena itu, untuk mengetahui daya dukung pondasi, perlu diketahui kemampuan pondasi dalam menahan beban yang ditempatkan di atasnya.

2.2 Jenis - Jenis Pondasi

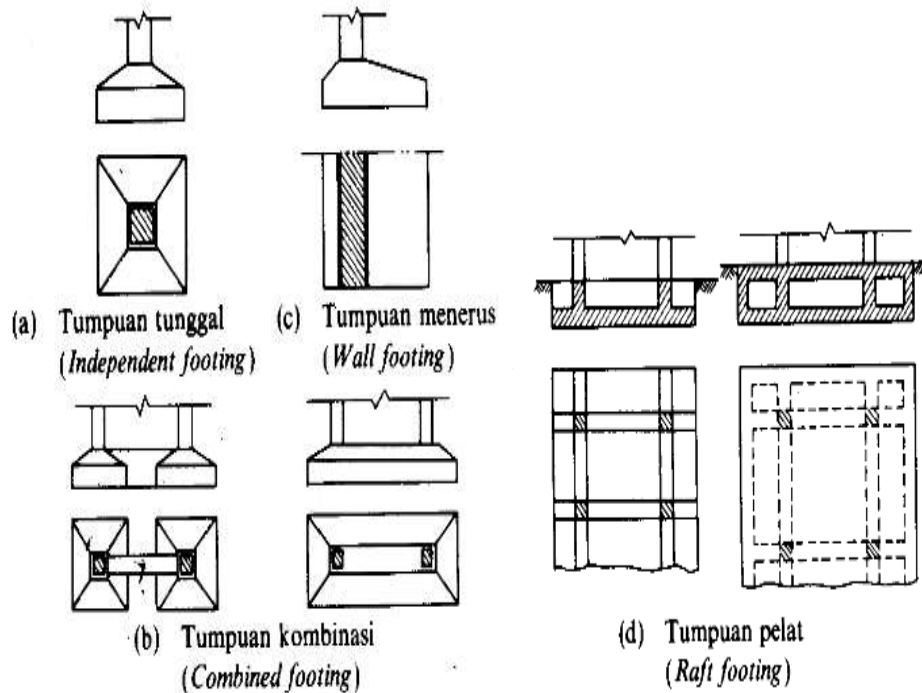
Menurut (Hardiyatmo, 1996: 62), terdapat dua klasifikasi pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal adalah pondasi yang langsung memikul beban – beban secara langsung, seperti: pondasi telapak, pondasi memanjang, dan pondasi rakit. Pondasi dalam adalah pondasi yang memindahkan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relative jauh dari permukaan tanah, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang.

2.2.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal adalah pondasi yang mempunyai ketelitian kedalaman kurang dari empat dan lebar kira – kira empat. Apabila perbandingan kedalaman dan lebar pondasi lebih besar dari empat maka pondasi tersebut tergolong pondasi dalam. Daya dukung tanah pondasi dangkal aman apabila penurunan (*settlement*) tanah yang akibat beban berada dalam batas yang dapat diterima dan tidak terjadi keruntuhan geser tanah di tempat pondasi berada (Braja M Das, 1995:116). Pondasi dangkal sendiri memiliki beberapa jenis yaitu:

a. Pondasi Telapak

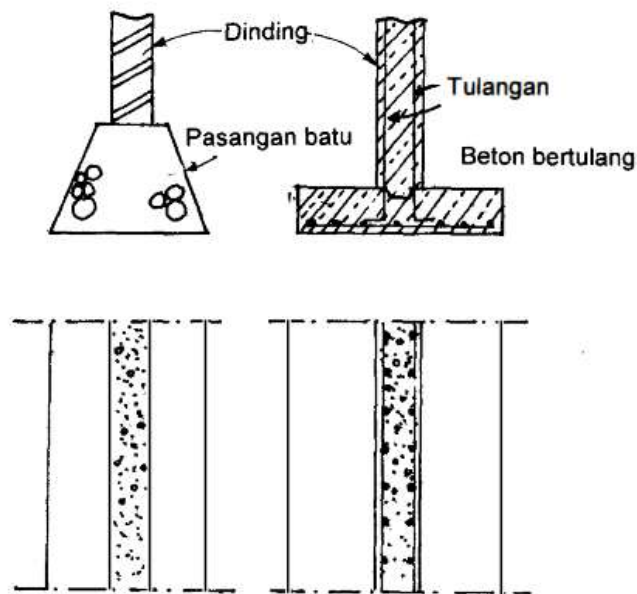
Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang menopang bangunan langsung di atas tanah pondasi, dengan lapisan tanah yang baik dan cukup tebal untuk menopang bangunan tersebut sedikit dibawah permukaan tanah pondasi. Pondasi telapak pada umumnya di bangun di atas tanah yang menahan beban dengan cara membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukurannya sesuai dengan daya dukung bangunan dan tanah pondasi itu (Sosrodarsono, 2000: 79). Pada Gambar 2.1 menyajikan contoh pondasi telapak yang dibedakan sebagai berikut:



Gambar 2. 1 Jenis - Jenis Pondasi Telapak. (a) tumpuan tunggal; (b) tumpuan kombinasi; (c) tumpuan menerus; (d) tumpuan pelat (Sosrodarsono, 2000: 80)

b. Pondasi Memanjang

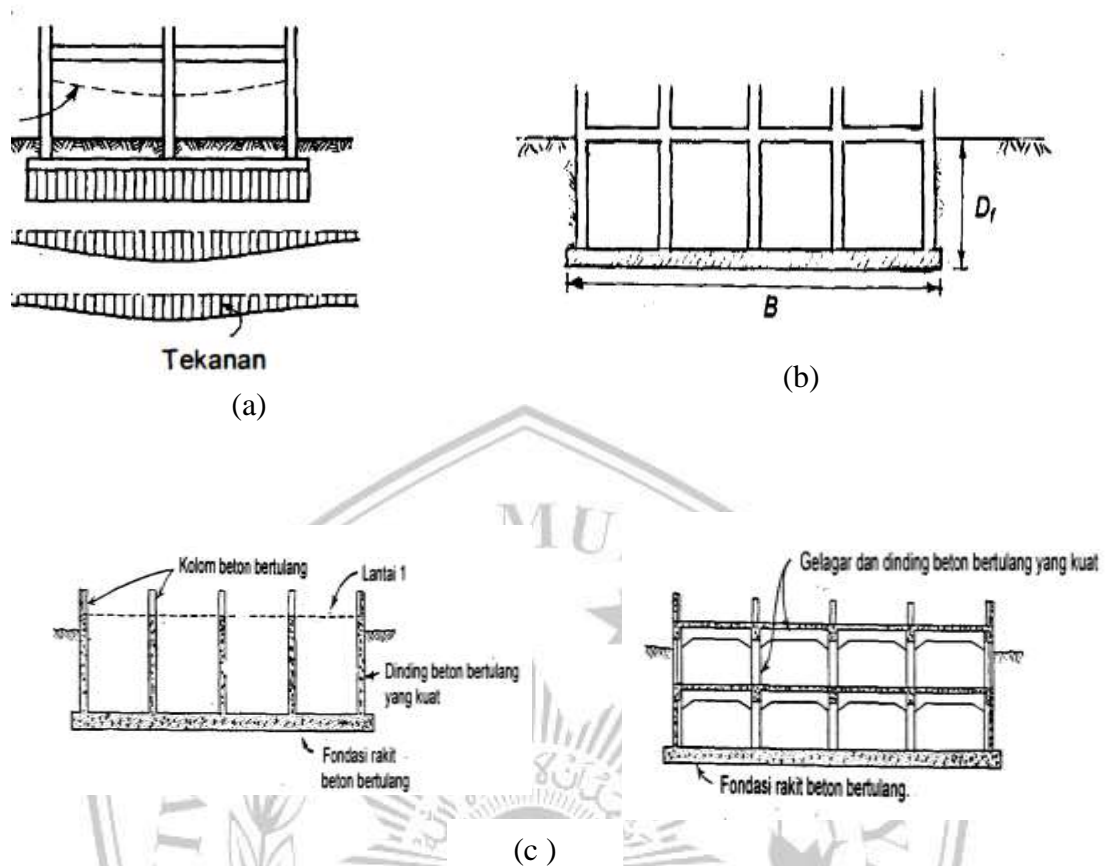
Pondasi memanjang adalah pondasi yang dirancang untuk menopang dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom berjarak dekat, sehingga sisi- sisinya sejajar satu sama lain. Pada perancangan, beban kolom biasanya dianggap sebagai beban titik dan beban dinding dianggap sebagai beban garis per satuan panjang (Hardiyatmo, 1996: 212). Pada Gambar 2.2 menyajikan contoh bentuk pondasi memanjang.



Gambar 2. 2 Pondasi Memanjang (Hardiyatmo, 1996: 212)

c. Pondasi Rakit

Pondasi rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*), adalah bagian bawah dari struktur mirip rakit yang membentang di seluruh pondasi bangunan. Bagian ini berfungsi memindahkan beban bangunan ke tanah di bawahnya. Pondasi rakit digunakan apabila lapisan tanah akan memerlukan luas yang hampir menutupi lantai bangunannya. Tergazhi dan Peck (1948), mengemukakan agar 50% luas bangunan ditutupi oleh luas pondasi, lebih ekonomis jika digunakan pondasi karena dapat menghemat biaya penggalian dan penulangan beton (Hardiyatmo, 1996: 247). Pada gambar 2.3 menyajikan contoh pondasi rakit.



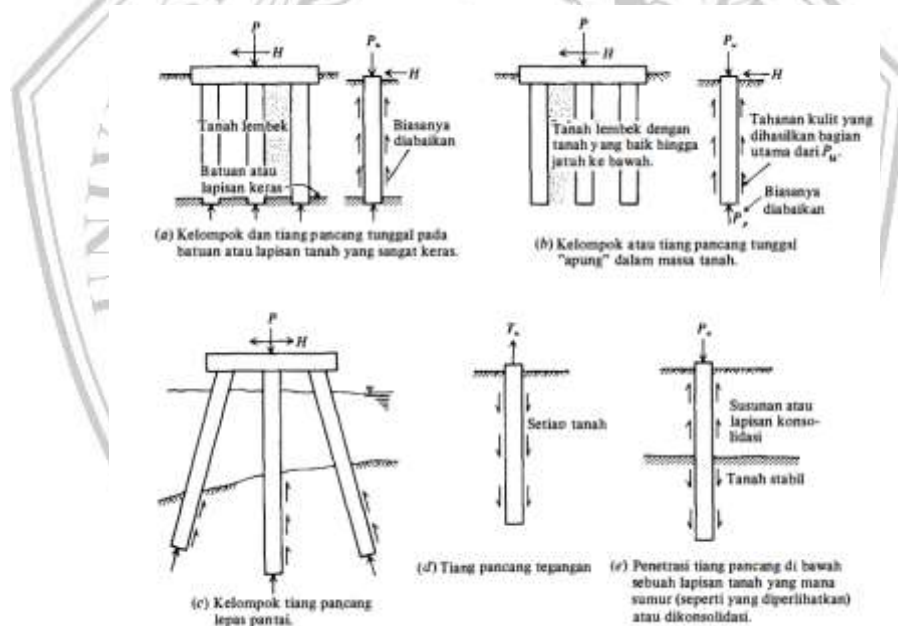
Gambar 2. 3 Pondasi Rakit. (a) distribusi tekanan antara rakit pada tanah dibawahnya; (b) kedalaman dan lebar pondasi rakit; (c) struktur pengaku

2.2.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam seringkali di sebut dengan pondasi tiang, yaitu struktur pondasi yang mampu menahan gaya tegak lurus sumbu tiang dan menampung lentur. Faktanya pondasi dalam lebih mahal dibandingkan pondasi telapak. Oleh karena itu, dalam menentukan sifat- sifat tanah pada kedalaman kritis perlu sangat berhati – hati agar pada saat merencanakan pondasi dapat menentukan secara pasti jenis pondasi yang dibutuhkan tanpa berlebihan (Hadihardaja, 1997:5). Seperti yang dijelaskan pada pengertian jenis- jenis pondasi. Pondasi dalam sendiri memiliki beberapa jenis yaitu:

a. Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang biasanya digunakan untuk mengangkut beban pekerjaan tanah ke dalam dan melalui lapisan tanah. Dalam hal ini kita mengetahui beban vertikal dan lateral. Selain itu, tiang pancang juga digunakan untuk menahan gaya desakan ke atas, atau gaya guling. Misalnya, digunakan untuk menemukan ruang bawah tanah di bawah permukaan air jenuh atau untuk mengamankan kaki menara agar tidak jatuh. Fungsi lainnya yaitu untuk mengontrol penurunan permukaan tanah ketika kaki atau telapak kaki yang terentang 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 2.4 menyajikan contoh bentuk pondasi tiang.

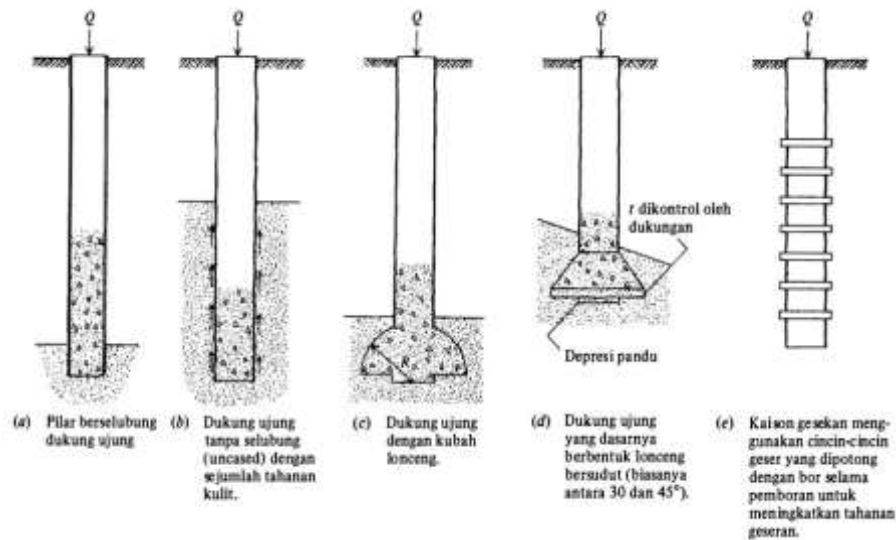


Gambar 2. 4 Pondasi Tiang Pancang (Bowles, 2000: 235)

b. Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Menurut (Bowles, 2000:382), pondasi tiang bor atau biasa disebut *bored pile* dibuat dengan cara mengebor lubang berbentuk silindris sampai kedalaman yang diinginkan dan mengisi lubang tersebut dengan beton berlubang berbentuk

silinder. Dalam hal ini bisa berupa lubang lurus atau bagian dasarnya diperluas dengan cara *under reaming* cara *under reaming* (penggerakan dasar – lubang).



Gambar 2. 5 Jenis - Jenis Pondasi Tiang Bor (Bowles, 2000:283))

2.3 Pembebanan

Dalam merencanakan sebuah bangunan ada beberapa faktor penting yang harus diperhatikan, seperti beban – beban pada struktur bangunan yang akan di rancang. Dengan mengetahui beban yang akan bekerja pada struktur, maka dapat merancang pondasi yang cocok untuk menopang beban – beban struktur di atasnya. Dalam menghitung beban – beban yang bekerja pada suatu struktur tidak boleh terjadi kesalahan dan diperlukan perencanaan yang tepat dan cermat agar struktur yang direncanakan dapat dibangun dengan aman dan digunakan sesuai fungsinya. Secara umum beban – beban yang akan bekerja pada struktur bangunan adalah beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), beban gempa (*seismi load*), dan beban angin (*wind load*).

2.3.1 Beban Vertikal (Gravitasi)

a. Beban Mati atau Dead Load (D)

Menurut (Sni 1727 - 2013: 15) beban mati adalah seluruh bangunan yang terpasang, meliputi dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap,

finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Saat menentukan beban mati suatu struktur, 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. Sedangkan dalam menentukan beban mati rencana, harus diperhitungkan berat peralatan layan yang digunakan dalam bangunan gedung seperti plambing, mekanikal elektrik, dan alat pemanas, ventilasi, dan sistem pengondisian udara.

1. Perhitungan Beban Mati (D)

Pada perhitungan berat struktur ini meliputi berat kolom, plat, balok, serta aksesoris yang berdasarkan pada berat jenis atau berat satuan pada struktur tersebut.

- Berat Plat Lantai

$$W_{\text{plat}} = \text{Tebal} \times \text{luas lantai} \times \text{berat sendiri beton bertulang} \quad (2.1)$$
- Berat spesi

$$W_{\text{spesi}} = \text{Luas lantai} \times \text{tebal} \times \text{berat sendiri spesi} \quad (2.2)$$
- Berat keramik

$$W_{\text{keramik}} = \text{Luas lantai} \times \text{berat sendiri spesi} \quad (2.3)$$
- Berat pas dinding hebel

$$W_{\text{dinding}} = \text{Tebal} \times \text{tinggi} \times \text{panjang dinding} \times \text{berat sendiri} \quad (2.4)$$
- Berat sloof

$$W_{\text{sloof}} = T \times L \times \text{panjang sloof} \times \text{jumlah} \times \text{berat sendiri beton} \quad (2.5)$$
- Berat kolom

$$W_{\text{kolom}} = P \times L \times \text{tinggi kolom} \times \text{jumlah} \times \text{berat sendiri beton} \quad (2.6)$$
- Berat *non* struktur

$$W_{\text{non struktur}} = 10\% \times W_{\text{struktur}} \quad (2.7)$$
- Berat total keseluruhan beban mati

$$W_{\text{total}} = W_{\text{non struktur}} + W_{\text{struktur}} \quad (2.8)$$

b. Beban Hidup atau *Live Load* (L)

Menurut (Sni 1727 - 2013: 18) beban hidup adalah beban – beban yang ditanggung oleh pengguna dan penghuni suatu bangunan atau struktur lain dan tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, dan beban mati. Sementara itu, lantai, atap, dan permukaan serupa harus dirancang untuk dapat menopang dengan aman beban hidup terdistribusi merata. Beban hidup yang digunakan dalam desain bangunan konstruksi lainnya harus sesuai dengan dengan beban maksimum yang diharapkan berdasarkan hunian dan penggunaan bangunan gedung.

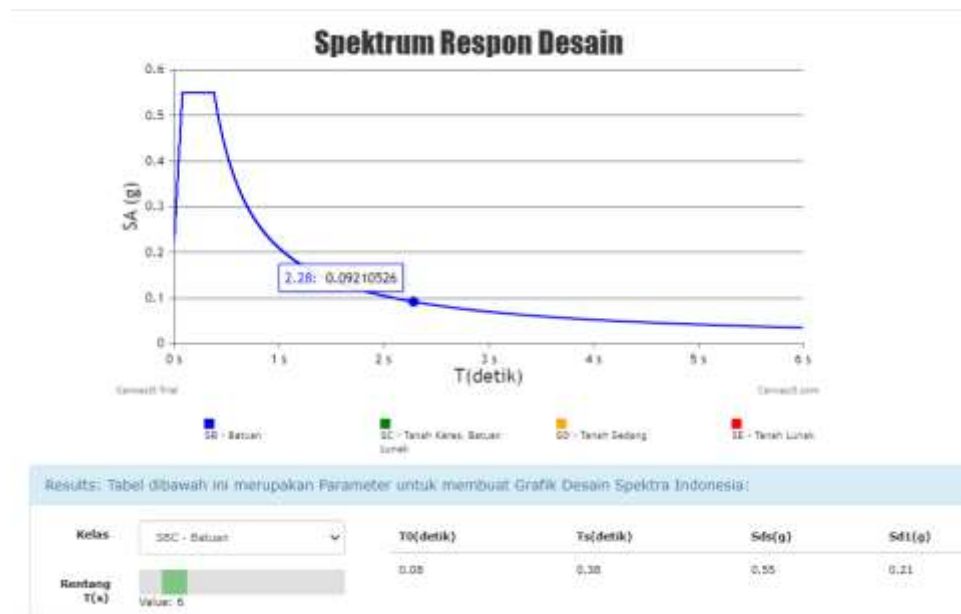
2.3.2 Beban Horizontal (Lateral)

a. Beban Terhadap Gempa Maupun Earthquake Load (L)

Gempa bumi merupakan getaran yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dalam secara tiba – tiba dan menghasilkan gelombang seismik. Untuk membangun pondasi suatu bangunan yang mampu menahan gaya gempa yang terjadi maka beban gempa harus diperhitungkan pada saat perencanaan, terutama pada bangunan bertingkat. Dalam perencanaan pondasi ini, dilakukan analisis dengan mengacu pada peraturan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Untuk menganalisis beban gempa menggunakan dua metode yaitu metode static ekuivalen dan metode respon spektra.

1. Parameter Percepatan

Nilai spektral percepatan di permukaan dari gempa *Risk- Targeted Maximum Consider Earthquake* Kota Mojokerto dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2. 6 Nilai Spektral Percepatan Dipermukaan dari Gempa Risk - Targeted maximum consider Earthquake, (Sumber: PUSGEN, DBTPP, Ditjen

2. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan (Sni 1726:2019: 37), parameter respon percepatan periode 1 detik dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Prameter Respon Percepatan Periode 1 Detik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726 - 2019:37)

Tabel 2. 2 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: (SNI-1726-, 2019, p. 37)

3. Periode Faudamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik dihitung menggunakan persamaan 2.9.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (2.9)$$

4. Korfisien Respon seismik

Koefisien respon seismik (C_s) harus ditentukan melalui persamaan – persamaan yang mengacu pada (Sni 1726:2019:70) sebagai berikut:

$$C_s = \frac{SDS}{\frac{R}{I_e}} \quad (2.10)$$

Nilai faktor koefisien seismik (C_s) tidak perlu melebihi persamaan berikut:

$$C_s = \frac{SDS}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

Dan tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0,44 \cdot SDS \cdot I_e \quad (2.12)$$

5. Gaya geser dasar Seismik (V)

Gaya dasar dari seismic didapatkan dari hasil perkalian antara berat sendiri bangunan (W) dengan faktor koefisien seismic (C_s), dimana W sendiri adalah rekapitulasi total dari berat bangunan sendiri, sedangkan C_s didapatkan dari hasil perhitungan sebelumnya dan didapat V .

$$V = C_s \times W \quad (2.13)$$

6. Distribusi Beban Gempa Struktur Bangunan

Pendistribusian gaya gempa lateral yang timbul, menjadi beban – beban terpusat yang bekerja pada tiap tingkat sepanjang tinggi bangunan berupa beban – beban gempa statis ekuivalen F_i .

$$C_s = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad (2.14)$$

$$F_x = C_v \cdot V \quad (2.15)$$

2.3.2.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Sesuai dalam (SNI-1726- 2019), kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa dibagi menjadi 4 kategori risiko menurut jenis pemanfaatan gedung pada Tabel 2.2 yang kemudian faktor keutamaan gempa (I_e) pada Tabel 2.2 harus dikalikan dengan pengaruh gempa rencana terhadapnya.

Tabel 2. 3 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.</p>	IV

Sumber :(SNI-1726- 2019:25)

Tabel 2. 4 Faktor keutamaan gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726 (2019:25)

2.3.2.2 Klasifikasi Situs

Tabel 2. 5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras ,sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastiasi, $PI > 20$ 2. Kadar air, $W \geq 40\%$ 3. Kuat dasar niralir $s_u < 25kP$ 		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan Analisa respons spesifik- situs yang mengikuti0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah ❖ Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) ❖ Lempung berplastitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan		

	ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa
--	--

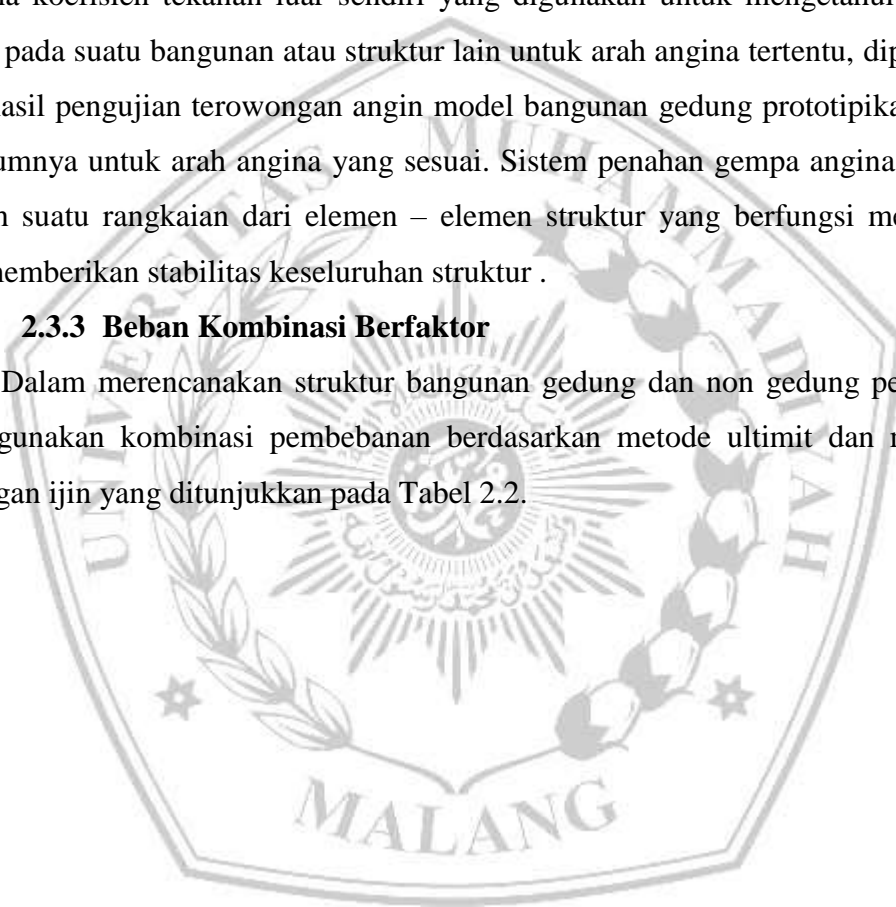
Sumber: (SNI-1726- 2019:29)

b. Beban Angina tau Wind Load (W)

Menurut (Sni 1727 - 2013:44) untuk menentukan beban angin pada bangunan atau gedung dan struktur lain dan untuk arah – arah angina tertentu, dimana koefisien tekanan luar sendiri yang digunakan untuk mengetahui beban angin pada suatu bangunan atau struktur lain untuk arah angina tertentu, diperoleh dari hasil pengujian terowongan angin model bangunan gedung prototipikal yang sebelumnya untuk arah angina yang sesuai. Sistem penahan gempa angina utama adalah suatu rangkaian dari elemen – elemen struktur yang berfungsi menahan dan memberikan stabilitas keseluruhan struktur .

2.3.3 Beban Kombinasi Berfaktor

Dalam merencanakan struktur bangunan gedung dan non gedung perlunya menggunakan kombinasi pembebanan berdasarkan metode ultimit dan metode tegangan ijin yang ditunjukkan pada Tabel 2.2.



Tabel 2. 6 Kombinasi Beban Untuk Metode Ultimit dan Metode Tegangan

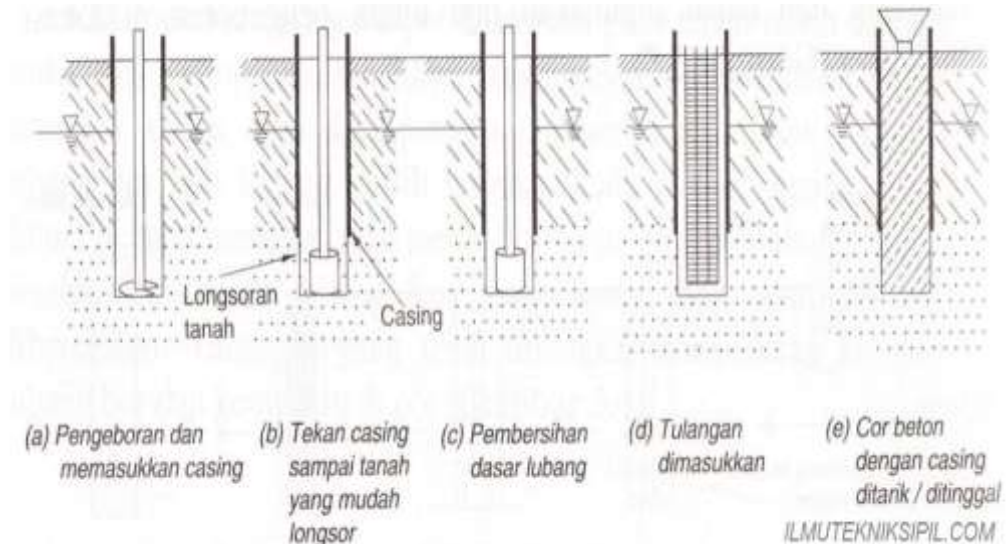
Beban	Metode Ultimit	Metode Tegangan Ijin
Beban Mati	1,4 D	D
		D + L
Beban Hidup	1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R)	D + (Lr atau R)
		D + 0,75 L + 0,75 (Lr atau R)
Beban Angin	1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5 W)	0,6 D + 0,6 W
		0,6 D + 0,7 E
		D + (0,6 W atau 0,7 E)
	1,2 D + 1,0 W+L+0,5 (Lr atau R)	D+0,75 (0,6 W atau 0,7E)
	0,9 D+1,0 W	D+0,75 (0,6 W+0,75 E)+0,75L+0,75(Lr atau R)
Beban Gempa	1,2 D + 1,0 E + L	
	0,9 D + 1,0 E	

(Sumber : SNI 1726 - 2019:26)

2.4 Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

Pondasi *bored pile* merupakan jenis pondasi dalam yang dituangkan langsung ke lokasi pembangunan. Pada awal pembangunan pondasi, dilakukan penggalian tanah pada titik – titik yang hendak disiapkan sebagai tiang bor. Saat memasang tiang, jika ada air dilokasi penggalian harus dikeluarkan. 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 2.7. pada Gambar 2.8 dapat dilihat jenis – jenis pondasi tiang bor .

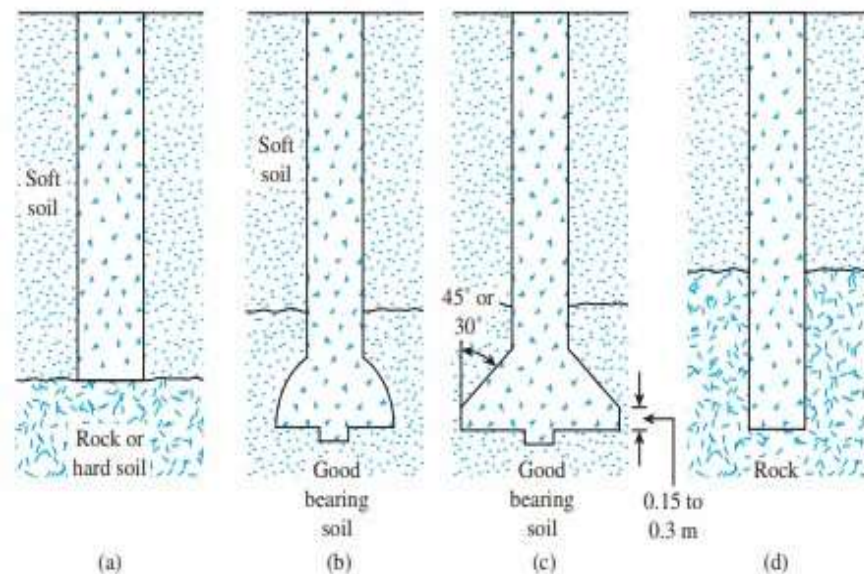


Gambar 2. 7 Pengejaan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

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

Jenis – jenis pondasi tiang bor (*bored pile*) sebagai berikut :

- 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. 8 Jenis - jenis Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

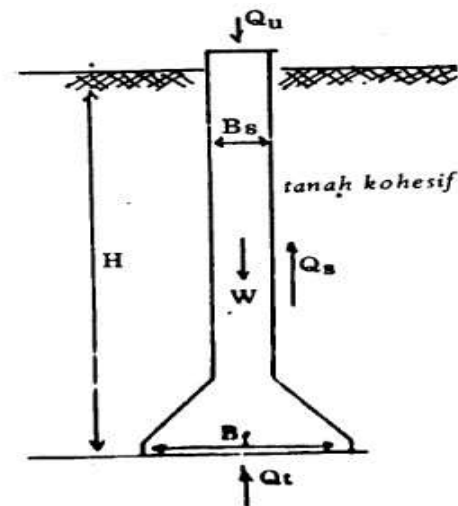
Dalam penggunaan penggunaan pondasi tiang bor (*bored pile*) pada struktur bangunan terdapat beberapa alasan, antara lain :

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

2.5 Daya Dukung Ijin Tiang

Menurut (Pamungkas, 2013 : 42), daya dukung tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi

tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri. Sehingga, ketika melakukan penyelidikan tanah harus dilakukan cukup teliti untuk menentukan kedalaman. Dimana dalam hal ini dapat mempengaruhi beberapa kondisi tanah serta kekuatan material yang terdapat pada tiang itu sendiri. Seperti pada Gambar 2.9



Gambar 2. 9 Skema Daya Dukung (Sardjono, 1998:77)

2.2.1 Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Bor

Analisa daya dukung ijin tekan pondasi tiang bor (bore pile) berdasarkan pada kekuatan tanah di lokasi konstruksi dapat dihitung dengan menggunakan rumus persamaan (2.16) (Pamungkas, 2013).

Daya dukung pada ujung tiang :

$$Q = qd \times A \quad (2.16)$$

Daya dukung ijin vertikal berdasarkan data N-SPT (mayerhof)

$$R_a = \frac{qd \times A_p}{FK1} + \frac{\sum li \times A_{st}}{FK2} \quad (2.17)$$

Dimana :

Q = Daya dukung pada ujung tiang

R_a = Daya dukung ijin tekan tiang

qd = Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (lihat tabel

A_p = Luas Penampang Tiang

A_{st} = Keliling penampang tiang

li = Panjang segen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang (dapat dilihat pada tabel)

FK1,FK2 = Faktor Keamanan, 3 dan 5

Tabel 2. 7 Tabel Perkiraan q_d untuk Tiang yang dicor di tempat pada satuan t/m^2

		N	
		≥ 50	750
		$50 > N$	
		≥ 40	525
		$40 > N$	
Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (q_d)	Lapisan Kerikil	≥ 30	300
	Lapisan berpasir	≥ 30	300
	Lapisan lempung keras	$3q_u^2$	

1. Perbedaan antara lapisan kerikil dengan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. 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)

Tabel 2. 8 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang (f_i)

Jenis Pondasi	Tanah	Jenis Tiang	
		Tiang Pracetak	Tiang yang di Cor di tempat
Tanah Berpasir		$N/5 (\leq 10)$	$N/2 (\leq 12)$
Tanah Kohesif		c atau N	$c/2$ atau $N/2 (\leq 12)$

(Sumber : Sosrodarsono dan Nakazawa (2000:102))

2.5.1 Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang Bor

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

1. 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*

2. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*) yaitu tiang yang ujung atas tertanam atau terjepit pada bagian penutup tiangnya (*pile cap*) lebih dari 60 cm.

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

- Pada tiang pendek

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

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

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

- Pada tiang sedang

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

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

Nilai H_u dihitung dengan rumus persamaan (2.21)

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

- Pada tiang panjang

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

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

Dengan nilai f yang diperoleh dengan persamaan rumus (2.23)

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

Menurut pendekatan Stroud (1974) untuk menentukan kolerasi dengan *undrained shear strength* (C_u) dapat dinyatakan dalam persamaan (2.24) berikut :

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

Dimana :

$$C_u = \text{undrained shear strength (kN/m}^2\text{)}$$

- D = diameter tiang (m)
 Lp = panjang tiang yang tertanam (m)
 K = 3,5-6,5 (kN/m²) nilai rata – rata konstanta
 N = Nilai SPT

2.5.2 Daya Dukung Ijin Tarik Tiang Bor

Daya dukung ijin Tarik pada pondasi terhadap kekuatan tanah dapat dianalisis dengan menggunakan rumus persamaan (2.25) (pamungkas, 2013:51)

Untuk data N-SPT (Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\sum l f_i) \times 0,70}{FK2} + W_p \quad (2.25)$$

Dimana :

- P_{ta} = daya dukung ijin Tarik tiang (ton)
 Ast = keliling penampang tiang
 li = panjang segmen tiang yang ditinjau
 fi = gaya geser pada selimut segmen tiang
 FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5
 W_p = berat pondasi (ton)

2.5.3 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 (2.26).

$$n = \frac{\sum V}{R_a} \quad (2.26)$$

Dengan jarak antar tiang diisyaratkan sesuai dengan ketentuan pada persamaan (2.27) atau persamaan (2.28)

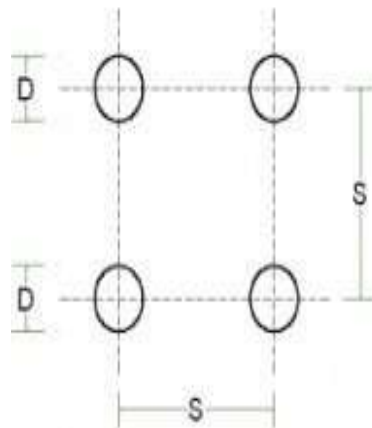
$$S \geq 2,5D \quad (2.27)$$

$$S \geq 3D \quad (2.28)$$

(Sardjono, 1991:13)

Dimana :

- S = Jarak masing – masing tiang dalam kelompok (*spacing*)
 D = Diameter tiang



Gambar 2. 10 Jarak Pusat ke Pusat Tiang

Sumber : Sardjono (1991:13)

2.5.4 Efisiensi Kelompok Tiang Pondasi

Perhitungan efisiensi kelompok tiang pondasi berdasarkan rumus dari Uniform Building Code AASHTO dilakukan untuk mengecek keamanan kelompok tiang bor pondasi berdasarkan daya dukung ijin verticalnya terhadap beban akibat bangunan yang terjadi.

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2.29)$$

$$\Theta = \text{arc tg } \frac{d}{s} \quad (2.30)$$

2.5.5 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Beban pada bangunan atas serta perencanaan tiang pondasi dalam kelompok pondasi menimbulkan gaya tekan dan gaya tarik pada tiang pondasi. Pemeriksaan setiap kolom pondasi diperlukan untuk mengetahui apakah mampu menahan beban dari bangunan atas sesuai dengan daya dukung bebannya.

Pada *pile cap* dan kelompok tiang pondasi mempunyai distribusi beban dan momen aksial. Beban aksial dan momen yang bekerja harus dirancang untuk menahan tekukan dan deformasi sehingga *pile cap* diasumsikan kaku sempurna berdasarkan rumus elastisitas. Nilai beban maksimum dan nilai beban minimum yang bekerja pada kelompok tiang pondasi dihitung menggunakan rumus Persamaan (2.31) (pamungkas, 2013:57)

$$P \frac{\max}{\min} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{MyXx_{max}}{nyx \sum x^2} \pm \frac{MxYy_{max}}{ny \sum y^2} \quad (2.31)$$

Dimana :

P_{max} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial berfaktor yang terjadi

M_y = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu x

y_{max} = jarak terjauh tiang pada arah y

x_{max} = jarak terjauh tiang pada arah x

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat y

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat x

n_y = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y

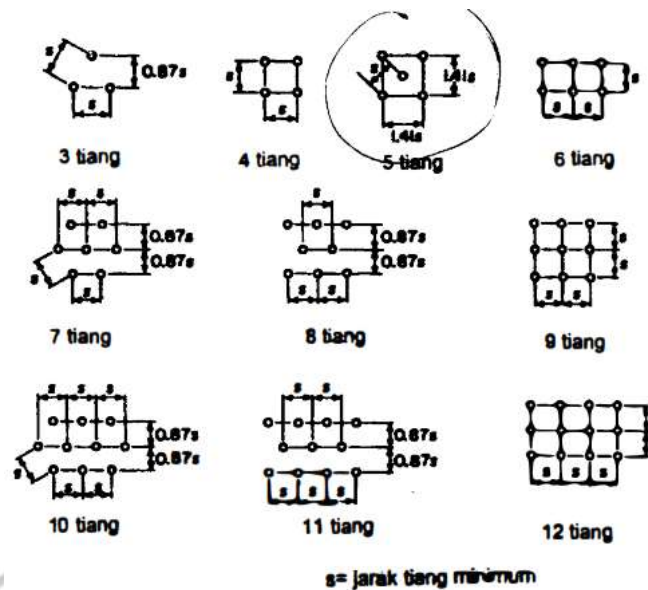
n_x = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x

Terjadinya gaya tekan atau gaya tarik pada *pile cap* dipengaruhi oleh nilai P maksimum yang ditentukan. *Pile cap* akan menerima gaya tekan apabila nilai P maksimum yang didapat bernilai positif, sebaliknya *pile cap* akan menerima gaya tarik apabila P maksimum yang didapat bernilai negative. Kapasitas beban setiap tiang baik tekan maupun tarik dipengaruhi oleh nilai P maksimum yang diperoleh. (pamungkas, 2013:58)

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.



Gambar 2. 11 Susunan Kelompok Tiang pada Pile cap (Hardiyatmo, 2008:194)

2.6.1 Dimensi Pile Cap

Jarak tiang mempengaruhi ukuran – ukuran *pile cap*. Jarak tiang pada kelompok biasanya diambil $2,5D - 3D$, dimana D adalah diameter tiang. Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *pile cap* sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak (pamungkas, 2013:87).

Menurut SNI 2847 – 2019 ketebalan telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak diatas pancang. Tebal selimut beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm

Masih dengan menurut SNI 2847 – 2019 kuat geser telapak pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

1. Aksi balik satu arah dimana masing – masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi.

2. Aksi dua arah dimana masing – masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga parameter penampang adalah minimum.

2.6.2 Perhitungan Tulangan Pile Cap

Menurut (pamungkas, 2013:94), dari SNI 2847 – 2019 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 kolom 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 .

Perhitungan tulangan menggunakan rumus sebagai berikut :

- Berat *Pile Cap* (q_u)

$$Q_u = A \times \text{berat jenis beton} \quad (2.32)$$

- Momen yang bekerja pada *pile cap* (M_u)

$$M_u = (n_y \cdot P_{maks} \cdot X_{max}) - \left(\frac{1}{2} q_u \cdot x^2\right) \quad (2.33)$$

$$M_u \text{ tiap 1 meter} = \frac{M_u}{B} \quad (2.34)$$

- Rasio tulangan tarik

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

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

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

$$p_b = \frac{0,85 f_{c'}}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.38)$$

$$p_{max} = 0,75 \cdot p_b \quad (2.39)$$

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

$$A_s \text{perlu} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.41)$$

- Mengetahui kontrol kapasitas momen serta dpakai

$$\text{Pemeriksaan dpakai} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \Theta \text{ tulangan} \quad (2.42)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_{c'} \times b_w} \quad (2.43)$$

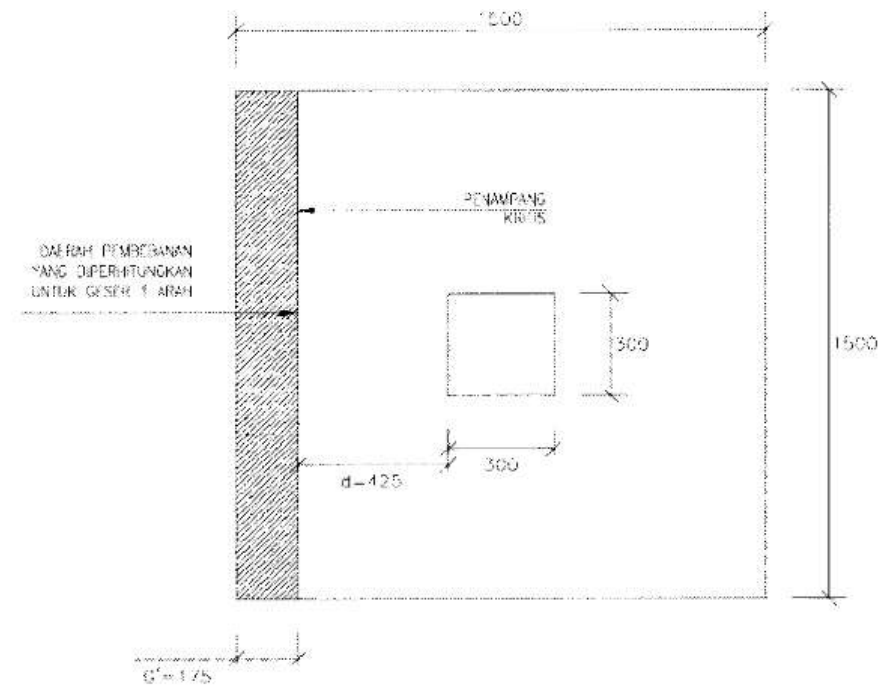
$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.44)$$

2.6.3 Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Satu Arah

Menurut (pamungkas, 2013:88), perhitungan gaya geser yang bekerja satu arah pada penampang kritis seperti pada Gambar 2.12 menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V_u = \sigma \cdot L \cdot G' \quad (2.45)$$

$$\Theta V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \times 10^{-3} \quad (2.46)$$



Gambar 2. 12 Analisa Gaya Geser Satu Arah (Pamungkas, 2013 :89)

Dimana :

V_u = Gaya geser satu arah yang terjadi

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

p = Panjang Penampang

A = Luasan Penampang

L = Panjang Pondasi

G' = Daerah pembebanan untuk perhitungan geser penulangan satu

arah.

$$= L - \left(\frac{L}{2} + \frac{\text{Lebar Kolom}}{2} + d \right) \quad (2.47)$$

b = Panjang Pondasi

d = Tebal efektif *pile cap*

= h – selimut pondasi

h = Tebal Pondasi

V_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

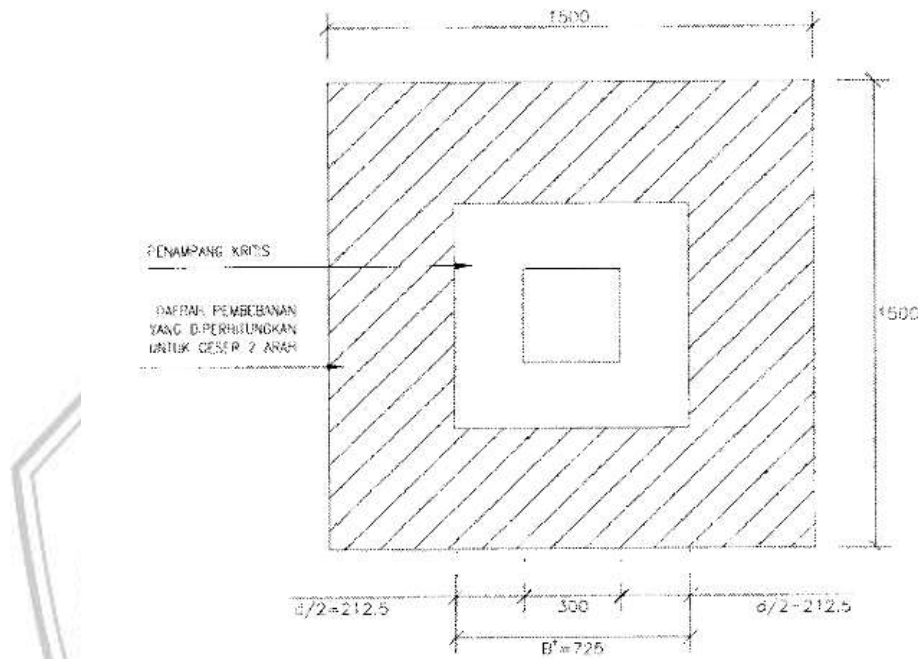
F_c' = Kuat tekan beton yang di isyaratkan

V_u = Gaya geser satu arah yang terjadi

2.6.4 Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Dua Arah

Menurut (Pamungkas, 2013:91), perhitungan gaya geser yang bekerja dua arah pada penampang kritis seperti pada Gambar 2.13, menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V_u = P_{maks} \times \text{Jumlah tiang bor} \quad (2.48)$$



Gambar 2.13 Analisa Gaya Geser Dua Arah (Pamungkas, 2013:91)

Sedangkan menurut (SNI 2847 – 2019:494) kontrol kuat geser beton dua arah ada dua rumus yaitu sebagai berikut :

$$\beta = \frac{a_k}{b_k} \quad (2.49)$$

$$b_0 = 2 \times (b_k + h_k) \quad (2.50)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.51)$$

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

Dimana :

as = 40 untuk kolom tengah

= 30 untuk kolom di tepi

= 20 untuk kolom di sudut

V_u = Gaya geser dua arah yang terjadi

- b_k = Panjang Kolom
 a_k = Lebar Kolom
 d = Tinggi efektif pondasi
 h = Tebal Pondasi
 b_o = Keliling penampang kritis pondasi
 a_s = Konstanta untuk perhitungan pondasi

untuk kontrol kuat geser dipakai angka paling kecil V_c dengan rumus :

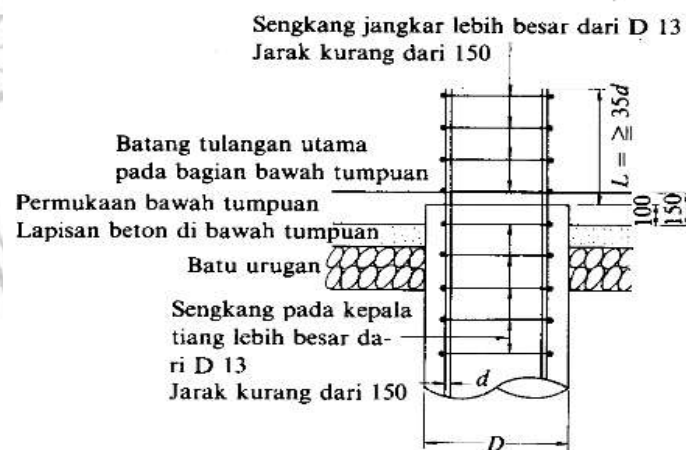
$$\Theta V_c = \Theta V_c \quad (2.53)$$

Dengan syarat :

$$\Theta V_c > V_u$$

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

Penulangan pada pondasi tiang bor (*bored pile*) adalah penulangan yang sama halnya pada penulangan kolom (Sosrodarsono, 2000 :93). Mengacu pada SNI 2847 – 2019 seperti pada Gambar 2.14 mempunyai beberapa langkah perhitungan tulangan sebagai berikut:



Gambar 2. 14 Penulangan Tiang Bor (Sosrodarsono,2000:123)

A. Perhitungan Tulangan Longitudinal

a. Menurut (SNI 2847 – 2019: 215) untuk menentukan luas tulangan longitudinal (A_{st}) yang akan digunakan, yaitu harus luas tulangan struktur komponen tekan harus sekurang – kurangnya 0,01 A_g namun, tidak boleh melebihi 0,08 A_g .

$$A_g = \frac{1}{4} \pi D^2 \quad (2.54)$$

$$A_s = p \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2.55)$$

Dimana :

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

b. Penampang pondasi tiang bor (*bored pile*) yang berbentuk lingkaran :

1. Tebal ekuivalen penampang segi empat

$$h_{eq} = 0,8 \times D \quad (2.56)$$

2. Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \pi D^2}{h_{eq}} \quad (2.57)$$

3. Luas tulangan total A_{st} didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} A_{st} \quad (2.58)$$

4. Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.59)$$

Dimana :

D_s = tinggi efektif penampang (mm)

c. Cek eksentrisitas rencana yang diberikan (e) dibandingkan terhadap eksentrisitas *balance* (eb)

$$D_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \quad (2.60)$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.61)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.62)$$

- Regangan pada baja tulangan

$$\varepsilon_s' = \frac{\varepsilon_c (Cb \frac{heq - Dseq}{2})}{Cb} \quad (2.63)$$

- Tegangan baja leleh tulangan

$$F_s' = E_s \times \varepsilon_s' \quad (2.64)$$

- Gaya aksial tekan dalam keadaan kolom sentris

$$P_n = 0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (2.65)$$

$$\phi P_n = 0,85 \times \phi \times P_n$$

- 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.

Dimensi penampang kolom tidak dipengaruhi oleh persamaan dalam pendekatan data empiris. Baik pada penampang dalam keadaan hancur maupun keadaan keadaan tekan hingga tarik (Dipohusodo, 1994:320).

- Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tekan menentukan :

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \cdot f_c'}{(\frac{9,6he}{(0,8h + 0,67D_s)^2} + 1,18)} \quad (2.66)$$

- Persamaan untuk menentukan penampang bulat dengan hancur tarik menentukan :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e}{h} - 0,38\right)^2 + \left(\frac{p_g \cdot m \cdot D_s}{2,5 \cdot h}\right)} - \left(\frac{0,85 \cdot e}{h} - 0,38\right) \right) \quad (2.67)$$

Dimana:

h = diameter penampang

D_s = diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

e = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$p_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penampang total}}{\text{luas penampang bruto}} \quad (2.68)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} \quad (2.69)$$

$$\text{Syarat : } \phi P_n \geq P_u \quad (2.70)$$

B. Perhitungan Tulangan Spiral

Dalam perencanaan ini, tulangan spiral direncanakan menggunakan asumsi dengan rumus perhitungan berikut :

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

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 \quad (2.72)$$

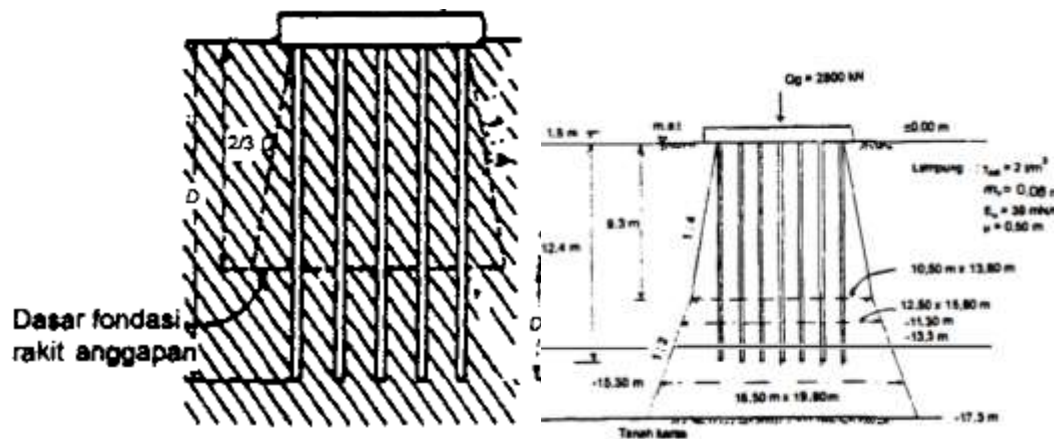
$$p_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c'}}{f_{yt}} \quad (2.73)$$

$$a_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \quad (2.74)$$

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

2.8 Penurunan Tiang Kelompok

Menurut (Hardiyatmo, 2008:179), dari penelitian Terzaghi dan Peck (1948) dalam perencanaan pondasi ini yang termasuk kedalam jenis tiang dengan tahanan gesek dan tahanan ujung, cara yang dipakai adalah mengasumsikan bahwa luasnya sama dengan luas kelompok tiang ditambah lebar yang diberikan oleh kemiringan penyebaran beban 4V : 1H yang terletak pada 2/3 Lp. Sementara, untuk kedalaman berikutnya, beban tiang disebarakan dengan penyebaran 2V : 1H dengan menghitung pada jarak tiang tegak lurus terhadap bidang pada kedalaman dasar pondasi ekuivalen. Seperti gambar 2.15.



Gambar 2. 15 Transfer Beban dari Kelompok Tiang ke Tanah distribusi beban tiang anggapan dalam menghitung penurunan (Hardiyatmo,2008:179)

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement atau elastic settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c (pamungkas, 2013:79).

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut yang ditunjukkan pada rumus dibawah ini :

$$S = S_i + S_c \quad (2.76)$$

Dimana :

S = penurunan total

S_i = *immediate settlement*

S_c = *consolidation settlement*

2.8.1 Penurunan Segera (Immediate Settlement)

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut (pamungkas, 2013:80).

$$E = 10 \times (N_{SPT} + 15) \times (k/ft^2) \quad (2.77)$$

$$D_f = \frac{2}{3} \times L \quad (2.78)$$

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qb}{Eu} \quad (2.79)$$

$$Eu = 400 \times Cu \quad (2.80)$$

- Tekanan pada dasar pondasi

$$q = \frac{Pu + Wp}{A} \quad (2.81)$$

Dimana :

S_i = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi (Pu/A)

B = lebar kelompok tiang

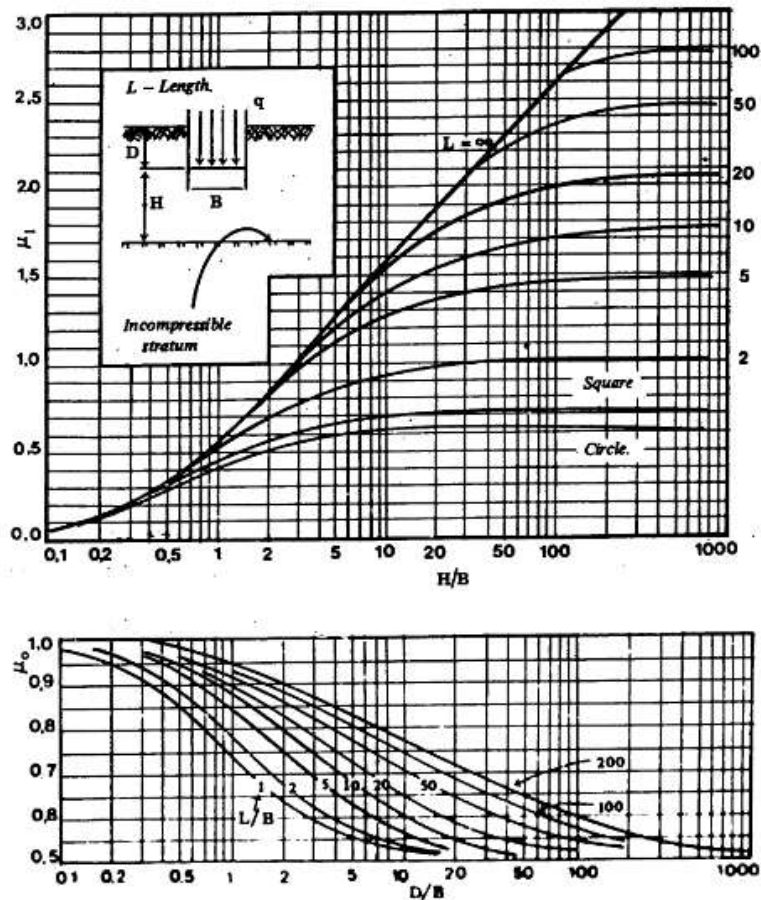
$E\mu$ = modulus deformasi pada kondisi undrained

μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

Harga modulus deformasi Eu 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 Eu dari plate bearing test di dalam lubang bor atau trial pits. Cara lain untuk mendapatkan nilai Eu adalah menggunakan hubungan antara Eu dengan kekuatan geser *undrained* (*undrained shear strength*) Cu dari tanah liat (Pamungkas, 2013:80).

Pada tiang yang dipancang dalam lapisan pendukung yang relatif keras dan tidak mudah mampat, penurunan yang terjadi adalah akibat pemendekan badan tiangnya sendiri ditambah penurunan tanah yang berada di bawah dasar tiang. Pada keadaan ini, penurunan kelompok tiang yang kurang lebih sama dengan penurunan tiang tunggal, dan untuk mencari hubungan μ_1 , μ_0 , kedalaman pondasi, dan lebar pondasi menggunakan grafik pada Gambar 2.16.



Gambar 2. 16 Hubungan μ_1 , μ_0 , Kedalaman Pondasi (D_f) dan Lebar Pondasi (B) (Sardjono, 1988: 105)

2.8.2 Penurunan Konsolidasi (Consolidation Settlement)

Menurut Das (1995:177), penurunan konsolidasi ini terjadi pada tanah lempung. Terjadi karena keluarnya air dan udara dalam pori tanah. Penurunan terjadi lebih lama namun nilainya cukup besar. Besar penurunan yang terjadi tergantung dari lamanya pembebanan. Berdasarkan perodenya, penurunan konsolidasi dibedakan menjadi 2 yaitu :

- a. Penurunan Konsolidasi Primer, terjadi karena akibat beban yang menekan tanah sehingga membuat keluarnya air dan udara dari tanah. Dapat dihitung dari persamaan berikut :

$$C_c = 0,156 e0 + 0,0107 \quad (2. 82)$$

$$P_o' = (\gamma_1 \cdot h_1) + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) \cdot h_2 + (\gamma_{sat2} - \gamma_w) \cdot h_3 + (\gamma_{sat3} - \gamma_w) \cdot h_4 \quad (2. 83)$$

$$A_0 = B_0 \cdot L_0 \quad (2. 84)$$

$$q = \frac{P_u}{A_0} \quad (2. 85)$$

$$L_1 = L_0 + 2 \left(\frac{1}{2} H \cdot \tan 30^\circ \right) \quad (2. 86)$$

$$B_1 = L_1 + 2 \left(\frac{1}{2} H \cdot \tan 30^\circ \right) \quad (2. 87)$$

$$A_1 = L_1 \cdot B_1 \quad (2. 88)$$

$$S_c = \frac{C_c \times H}{1+e_0} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \quad (2. 89)$$

- b. Penurunan Konsolidasi Skunder, terjadi karena akibat perpindahan butiran partikel tanah menuju posisi yang lebih stabil.

2.8.3 Penurunan Ijin

Berdasarkan (Nasional, SNI 8460 - 2017:178), tentang geoteknik, 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. Besar penurunan pada bangunan tinggi diharuskan memenuhi persamaan sabagai berikut :

$$S < 15 + \frac{b}{600} \quad (2. 90)$$

Keterangan :

S = Penurunan Ijin (cm)

b = Lebar pondasi (cm)

2.8.4 Waktu Konsolidasi

Penurunan konsolidasi biasanya dibutuhkan untuk mengetahui besarnya kecepatan penurunan pondasi selama proses konsolidasi berlangsung. Hal ini perlu diperhatikan terutama bila penurunan bangunan diperkirakan besar. Menurut Hardiyatmo (2011: 310), Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu (t) digunakan persamaan berikut:

$$S = S_i + S_c \quad (2.91)$$

$$H_t = \frac{H}{2} \quad (2.92)$$

$$T_{90} = \frac{H_t^2 \times T_v}{c_v} \quad (2.93)$$

$$S_t = S_i + U \times S_c \quad (2.94)$$

Keterangan :

S_t = waktu konsolidasi (tahun)

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)

Untuk menentukan nilai faktor waktu (T_v) dapat dihubungkan dengan besarnya derajat konsolidasi (U) rata-rata ini didasarkan pada teori konsolidasi satu dimensi Terzaghi, hal tersebut dapat dilihat dan ditentukan pada Tabel 2.3. Nilai- nilai dalam tabel tersebut dapat dipakai untuk kondisi drainase dobel dan drainase tunggal.

Tabel 2. 9 Hubungan Faktor Waktu (T_v) dan Derajat Konsolidasi (U)

U %	T_v
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	∞

Tipe kurva variasi kelebihan tekanan air pori awal yang digunakan bergantung pada distribusi tekanan pondasi pada lapisan lempungnya. Tabel 2.5 menunjukkan kasus dengan distribusi tekanan pada lapisan lempung yang terjadi dianggap seragam.