

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pondasi

Keberadaan pondasi disuatu sebidang tanah ialah komponen yang sangat penting dalam konstruksi bangunan. Perencanaan pondasi dikatakan baik apabila beban yang disalurkan pondasi ke tanah lebih kecil dari kekuatan tanah itu sendiri. Pondasi ini bertanggung jawab untuk menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah di bawahnya. Jika tanah terlalu kuat, bangunan di atas pondasi akan rusak karena pondasi akan runtuh atau amblas terlalu dalam.

Sejumlah kriteria, termasuk tujuan penggunaan bangunan, jenis tanah, kedalaman tanah keras, dan biaya, dipertimbangkan saat merencanakan pondasi. Faktor-faktor berikut perlu dipertimbangkan saat memilih yaitu: (Nakazawa, 1994:75)

a. Faktor Kondisi Tanah

Pemilihan jenis pondasi sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah di bawahnya karena setiap lokasi daerah memiliki sifat-sifat tanah yang berbeda seperti misalkan dengan tanah lunak di ladang pertanian yang akan dibangun suatu konstruksi. Karakteristik kondisi tanah beberapa perlu diperhatikan yaitu, jenis tanah yang akan dibangun, muka air tanah, kekuatan daya dukung yang dimiliki, dan kedalaman posisi tanah keras.

b. Faktor Batasan Beban Bangunan

Ukuran keseluruhan beban struktural, arah gaya beban vertikal dan horizontal, distribusi beban, dan karakteristik dinamis struktur merupakan contoh kondisi beban bangunan atas yang perlu diperhatikan untuk perencanaan jenis pondasi.

c. Faktor Batasan Kondisi Lapangan

Kondisi lingkungan sekitar rencana pembangunan merupakan batasan lingkungan dalam hal ini. Sangat penting untuk mempertimbangkan kondisi

lingkungan sekitar selama proses konstruksi untuk menghindari gangguan atau membahayakan operasi.

d. Faktor Biaya dan Waktu Konstruksi

Manajemen proyek, atau aspek waktu dan keuangan dari rencana proyek, merupakan pertimbangan yang krusial. Elemen-elemen ini dapat menjaga keekonomisan dan efisiensi pekerjaan selain berdampak pada anggaran proyek.

2.2 Jenis Pondasi

Bagian struktur bangunan berfungsi sebagai menyalurkan atau mendistribusikan beban tekanan atau gaya dari atas lalu diterima oleh penopang di dalam tanah disebut struktur pondasi, yang disebut dalam buku Hardiyatmo HC (2010:103). Secara umum sampai saat ini ada dua jenis pondasi yang sering dijumpai, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Beban bangunan langsung diterima oleh pondasi dangkal yang hanya mampu menopang beban yang relatif ringan yang terletak dekat dengan permukaan tanah seperti pondasi telapak. Sebaliknya, pondasi dalam mampu menopang beban yang berat dari atas dan dapat menyalurkan beban sangat baik ke batuan atau kedalaman tanah keras yang dibutuhkan sehingga pondasi berada jauh di bawah permukaan tanah. Pada **Gambar 2.1** mengilustrasikan beberapa contoh jenis pondasi. Secara umum, macam-macam pondasi adalah sebagai berikut:

2.2.1 Pondasi dangkal

a. Pondasi Dangkal Memanjang

Pondasi batu besar atau dengan nama lain untuk pondasi longitudinal (memanjang), dirancang agar dapat mampu menopang banyak dinding atau kolom pada suatu bangunan. Pondasi ini dapat dicor tanpa tulangan dan terdiri dari pasangan bata, batu besar, atau batu pecah.

b. Pondasi Dangkal Telapak

Kolom yang berdiri sendiri yang ditopang oleh pondasi telapak merupakan jenis pondasi dangkal telapak. Pondasi jenis ini cocok untuk digunakan pada bangunan bertingkat sedang yang tidak memiliki beban yang terlalu berat atau tanah pada lokasi cukup kuat untuk mendukung beban yang diterima. Bentuk dan desain pondasi ini secara umum memiliki bentuk persegi dengan terbuat dari beton bertulang luasnya dikondisikan dengan beban yang diterima dari bangunan dan daya dukung tanah.

c. Pondasi Dangkal rakit

Pondasi rakit atau biasa disebut *raft foundation* merupakan jenis pondasi yang dapat digunakan jika suatu bangunan akan berdiri pada tanah lunak atau tanah dengan daya dukung tanah rendah yang tidak memerlukan pondasi dalam agar menghemat biaya, karena pondasi ini menyebar ke seluruh bangunan yang menyalurkan beban ke tanah secara merata. Pondasi ini sangat sering dipakai pada konstruksi bangunan dengan ruang bawah tanah.

2.2.2 Pondasi dalam

a. Pondasi Dalam Sumuran

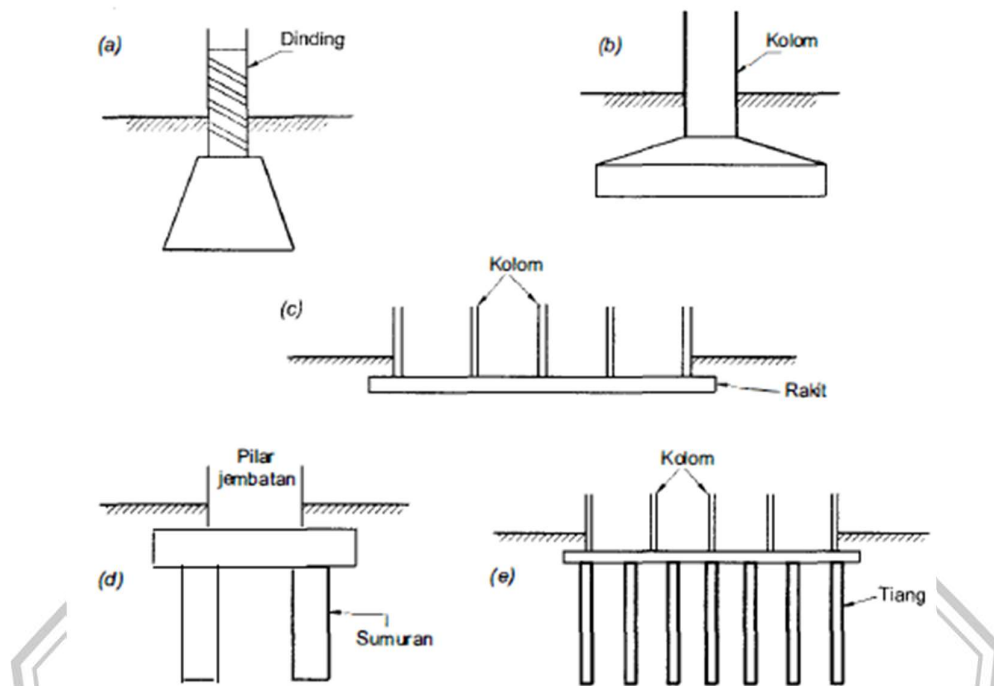
Pondasi sumur atau umumnya juga dikenal sebagai caisson, terbuat dari pipa beton yang dikubur di dalam tanah mencapai kedalaman tanah yang cukup stabil untuk membuat sumuran lalu dicor. Beton dan batu pecah kemudian digunakan sebagai pengisi saat pondasi ini dicor di lokasi. Daerah dengan karakteristik tanah lunak, berawa, atau dengan muka air tanah tinggi cocok menggunakan jenis pondasi ini dan lapisan tanah keras antara empat dan lima meter dapat menggunakan pondasi ini.

Pondasi sumur dan pondasi dangkal berbeda, seperti yang ditunjukkan oleh nilai kedalaman (D_f) dibagi dengan lebar (B). $D_f/B \leq 1$ untuk pondasi dangkal dan >4 untuk pondasi sumur.

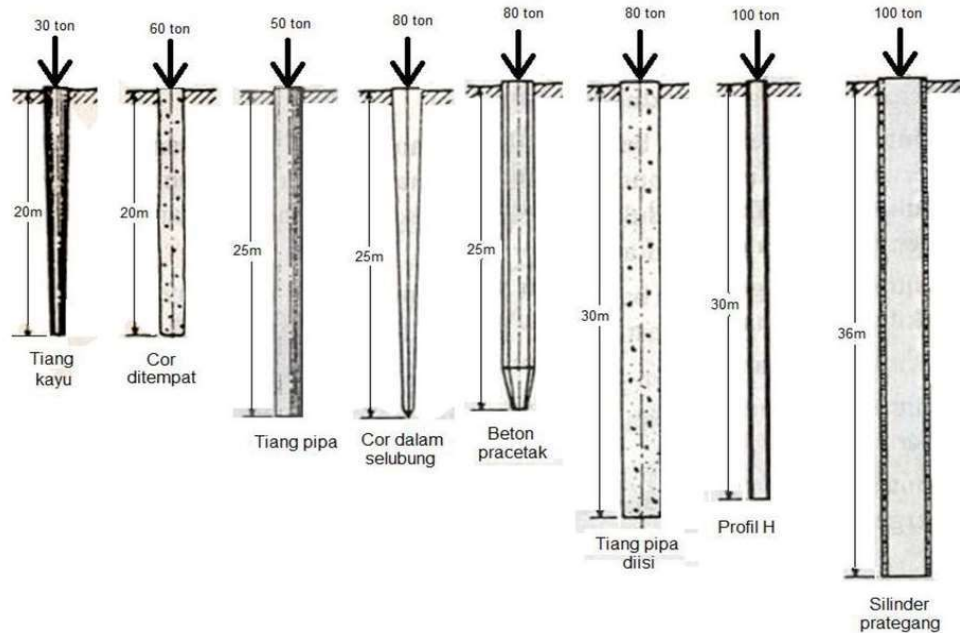
b. Pondasi Dalam Tiang Pancang

Pada saat ini banyak sekali sebuah bangunan bertingkat tinggi yang memiliki beban cukup besar ditopang oleh pondasi tiang pancang karena biasa dikenal dengan daya dukungnya yang tinggi serta efisiensinya dalam proyek konstruksi, terutama jika posisi permukaan tanah keras cukup dalam sehingga dibutuhkan pondasi yang meneruskan beban kedalam tanah yang dalam. Pondasi tiang pancang digunakan untuk bangunan bertingkat tinggi karena sangat rentan terhadap gaya guling akibat gaya gempa dan beban horizontal. Bangunan bertingkat tinggi dapat juga dibuat lebih tangguh terhadap gaya angkat atau vertical dari bawah dengan menggunakan pondasi tiang pancang. Menurut Hardiyatmo (2010), Panjang tiang pancang serta beban maksimum yang dimiliki untuk beberapa jenis pondasi tiang sering digunakan di suatu konstruksi hal ini ditunjukkan pada **Gambar 2.2**. Tiang pancang saat ini banyak digunakan untuk berbagai macam keperluan seperti konstruksi dermaga, bangunan bertingkat tinggi dan jembatan. Beberapa keuntungan jika memakai pondasi dalam tiang pancang, yaitu:

- Penyaluran beban bangunan ke tanah penyangga yang kokoh jika bangunan berada di atas air, rawa atau tanah lunak.
- Dengan gaya gesekan kulit terhadap tanah di sekitarnya, beban dipindahkan ke tanah yang stabil hingga kedalaman tertentu, sehingga pondasi dapat menopang beban yang cukup.
- Mengangkat atau menancap suatu bangunan karena gaya uplift yang disebabkan oleh tekanan gaya guling.
- Gaya akibat gempa atau lateral dan diagonal dapat disalurkan dengan baik.
- Terdapat banyak variasi tiang pancang yang menyesuaikan anggaran dana proyek



Gambar 2.1. berbagai jenis pondasi dangkal. (a) pondasi memanjang yang dangkal. (b) pondasi dengan tapak dangkal. (c) pondasi rakit dangkal. (d) pondasi untuk sumur dangkal. (e) pondasi dengan tiang pancang dangkal. Hardiyatmo (2010)



Gambar 2.2. Contoh beberapa ragam jenis pondasi memanjang. (Hardiyatmo, 2010:78)

Struktur pondasi bawah disebut tiang pancang untuk meneruskan, mengangkut, atau memindahkan beban dari struktur yang lebih tinggi ke lapisan tanah keras yang dalam. Di lapangan, sebagian besar tiang pancang dipasang langsung ke dalam tanah. Namun, tiang pancang dapat dipasang miring jika harus menahan beban horizontal, sebagaimana dinyatakan oleh Sardjono (1996).

Dalam buku Sardjono (1996:6) disebutkan bahwa tanah dasar yang sangat dalam memiliki kapasitas kekuatan yang cukup untuk menahan gaya tekan bangunan beserta muatannya, atau pada tanah dasar di bawah bangunan yang berpijak tidak memiliki kapasitas kekuatan yang mencukupi (ultimate bearing capacity) guna menahan gaya tekan beserta muatannya. Berikut ini adalah kategori tiang pancang diklasifikasi berdasarkan bagaimana cara penyaluran gaya yang akan diterima yaitu:

1. *Point Bearing Pile*

Tiang pancang penahan ujung, yang sering disebut juga tiang pancang penahan titik, dimana tiang pancang memindahkan atau menyalurkan beban bangunan dari tanah lunak ke tanah keras melalui ujung titik pondasi yang tertanam.

2. *Friction pile*

Pondasi tiang pancang memanfaatkan daya dukung gesekan kulit sepanjang permukaan tiang pancang pada tanah di sekitarnya untuk mendistribusikan beban bangunan ke lapisan tanah, beban struktur diteruskan secara vertikal melalui permukaan yang tertancap dalam tanah.

2.3 Jenis Pembebanan Struktur Bangunan

2.3.1 Berat Sendiri (*Dead Load*) *DL*

Berat sendiri atau merupakan beban pada struktur atau bangunan yang diakibatkan berat struktur bangunan itu sendiri. Pada **Tabel 2.1** menunjukkan berat jenis suatu material. Beban mati dihitung secara individual untuk setiap lantai, dan kemudian ditotal secara keseluruhan sesuai dengan jumlah tingkatan bangunan.

1. Rumus beban sendiri

Berat sendiri kolom, pelat atap, pelat lantai, balok, dan aksesoris ditentukan oleh berat jenis, luasan, atau volume dan jumlahnya dalam perhitungan berat structural, yaitu :

- Berat balok

$$W \text{ balok} = \text{Luas Penampang Baja} \times \text{Panjang Balok} \\ \times \text{BJ Baja} \quad [2.1]$$

- Berat kolom

$$W \text{ kolom} = \text{Luas Penampang} \times \text{Tinggi} \times \text{BJ Baja} \\ \times \text{Jumlah Kolom} \quad [2.2]$$

- Berat Plat atap

$$W \text{ plat atap} = \text{Luas Plat Atap} \times \text{Tebal Plat Atap} \\ \times \text{BJ Bahan} \quad [2.3]$$

- Berat plat lantai

$$W \text{ plat lantai} = \text{Luas Plat Lantai} \times \text{Tebal Plat Lantai} \\ \times \text{BJ Bahan} \quad [2.4]$$

- Berat aksesoris = 10% x W Beban Total

$$[2.5]$$

Tabel 2.1 Berat Jenis Material Bangunan

Nomor	Nama Material	Berat Jenis	Satuan
1	Beton Bertulang	2400	kg/m ³
2	Berat Jenis dari Air	1000	kg/m ³
3	Urugan Pasir	1600	kg/m ³
4	Dinding Batako	14	kg/m ²
5	Adukan Semen (spesi)	21	kg/m ²

(Sumber: SNI 1727 - 2020:15)

2.3.2 Beban Guna (*Live Load*) *LL*

Mengacu pada buku Standar Nasional Indonesia atau SNI 1727: 2020 tentang yang mengatur “Prosedur Perencanaan Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung” , dalam kaitannya dengan beban hidup ialah beban yang dimana akibat aktivitas hidup atau berubah-ubah (beban statis) antara lain seperti tindakan penghuni serta isi bangunan layaknya mesin industri, dan faktor lingkungan seperti angin, dan hujan. Untuk tempat tinggal atau penggunaan, diperlukan beban hidup minimum yang terdistribusi secara merata dan terpusat.

Tabel 2.2 Beban Minimum Terdistribusi

Nomor	Hunian atau penggunaan	Merata kN/m ²	Terpusat Kn
1	Ruang Koridor	2,4	8,9
2	Ruang Komputer	4,79	8,9
3	Ruang Pertemuan	4,79	-
4	Jalur akses pemeliharaan	1,92	1,33
5	Ruang makan dan restoran	4,79	-
6	Garasi atau parkir	1,92	-
7	Gedung persenjataan dan ruang latihan	7,18	-

(Sumber: SNI 1727-2020)

2.3.3 Beban Gempa (*Earthquake Load*) *EL*

Beban yang terjadi oleh faktor alam salah satunya yaitu gempa, aktivitas lempeng tektonik suatu daerah berbeda-beda, maka dalam perencanaan dihitung suatu struktur bangunan agar kuat dalam menghadapi respon akibat gempa. Gaya gempa harus diperhatikan saat perencanaan bangunan untuk mendapatkan reaksi terbaik. Untuk menghitung gaya gempa, SNI 1726:2019 yang digunakan dalam menganalisa respon gempa. Untuk studi perencanaan pondasi tiang pancang gedung ini, metode analisis gempa statik ekuivalen digunakan. Di dalam perhitungan beban gempa ada beberapa yang diperhatikan seperti, factor keutamaan dan kategori resiko struktur bangunan, factor keamanan gempa (*I_e*), klasifikasi situs, parameter

percepatan gempa dan percepatan gempa, kategori desain seismic, kombinasi system perangkat, koefisien Respon Seismik (C_s), geser dasar seismic, distribusi gaya vertikal gaya gempa,

2.3.3.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan dan kategori risiko struktur bangunan gedung. (SNI 1726-2019: 13)

Dalam menentukan faktor prioritas kategori risiko pada suatu jenis bangunan seperti gedung dan non-gedung untuk menghitung nilai besaran beban gempa yang diterima, dapat dilihat pada **Tabel 2.2**, menampilkan kategori tingkat risiko untuk jenis pemanfaatan, selanjutnya akan dirujuk pada **Tabel 2.3**, yang menampilkan beberapa tingkat faktor keamanan gempa pada gedung dan non-gedung.

Tabel 2.2 Kategori risiko gempa untuk pemanfaatan Non Gedung dan Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan * Fasilitas sementara * Gudang penyimpanan * Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Perumahan * Pasar * Gedung perkantoran * Gedung apartemen/ rumah susun * Pusat perbelanjaan/ mall * Bangunan industri * Fasilitas manufaktur * Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Bioskop * Gedung pertemuan * Stadion * Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat * Fasilitas penitipan anak * Penjara * Bangunan untuk orang jompo 	III

Tabel 2.2 (Lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung , tidak termasuk kedalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan gngguan massl terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Pusat pembangkit listrik biasa * Fasilitas penanganan limbah * Pusat telekomunikasi 	
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penggunaan, atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahn beracun atau peledak dimana di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukan sebagai fasilitas yang penting, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Bangunan-bangunan monumental * 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 * Fasilita kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat * Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyiraman bahan bakar, menara pendingin, struktur stasion listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang diisyraktkan 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, 2019:12)

Tabel 2.3 Faktor keamanan gempa Gedung dan Non Gedung

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

(Sumber: SNI 1726, 2019:12)

2.3.3.2 Klasifikasi situs

Dalam persyaratan klasifikasi situs didapat data-data yang diperoleh dari hasil tes atau uji lab yang akan digunakan sebagai dalam menentukan klasifikasi situs bangunan dalam menghitung desain seismik. Tipe-tipe kelas situs seperti tanah khusus (SF), tanah bersifat lunak (SE), tanah bersifat sedang (SD), tanah bersifat keras (SC), batuan (SB) dan batuan bersifat keras (SA) yaitu tertera pada **Tabel 2.4**.

Tabel 2.4 Klasifikasi situs untuk Desain seismic bangunan

Kelas situs	V_s (m/dt)	N atau Nch	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: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralisir $S_u < 25$ kPA		

(Sumber: SNI 1726, 2019)

Tabel 2.4 (Lanjutan)

Kelas situs	Vs (m/dt)	N atau Nch	U (kPa)
SF (tanah khusus, yang membutuhkan geoteknik spesifikasi dan analisis respon pesifik situs	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dengan karakteristik sebagai berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat Beban gempa seperti mudah likuifasi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan H > 3m) - Lempung berplastis sangat tinggi (ketebalan H>7,5 m dengan Indeks Plastisitas PI>75) Lapisan lempung lunak setengah teguh dengan ketebalan H>35m dengan Su < 50 kPa		

(Sumber: SNI 1726, 2019:17)

Nilai untuk N ditentukan dengan rumus persamaan didalam SNI 1726, 2019:20 untuk lapisan tanah kohesif, lapisan batu, dan lapisan tanah non-kohesif yaitu:

$$\tilde{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad [2.6]$$

Keterangan:

d_i : Tebal setiap lapisan antara kedalaman 0-30 meter

N_i : Nilai tahanan penetrasi standar 60% energi (N60)

2.3.3.3 Percepatan untuk Gempa Desain (S_{D1} dan S_{Ds}) dan Parameter untuk Percepatan Gempa (S_{M1} dan S_{Ms})

Buku SNI 1726-2019 menyebutkan bahwa untuk mengetahui percepatan dengan respon spektral dalam gempa MCER pada suatu permukaan tanah, maka parameter respon spectral gempa dengan percepatan periode pendek (SMS) dan periode dalam 1 detik (SM1) dimodifikasi dengan mengambil faktor amplifikasi seismik pada percepatan 0,2 detik dan 1 detik. Faktor amplifikasi tersebut meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan untuk getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan untuk getaran dengan periode dalam satu detik (F_v).

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad [2.7]$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad [2.8]$$

Keterangan:

S_{MS} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

S_{M1} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1,0 detik

F_a = Faktor koefisien periode pendek

F_v = Faktor koefisien periode 1,0 detik

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik

Sesuai SNI 1726-2019, parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{Ds} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{Ds} = 2/3 \times S_{MS} \quad [2.9]$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \quad [2.10]$$

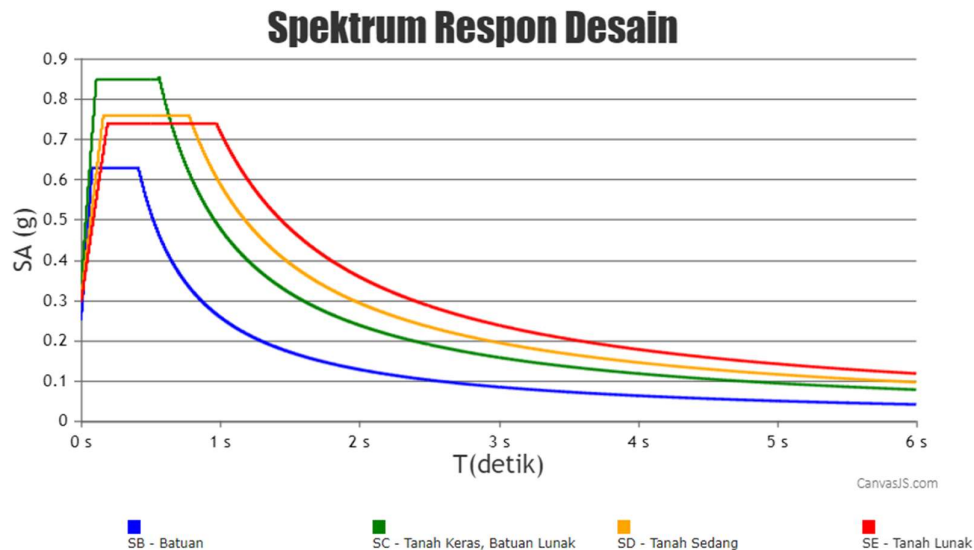
Keterangan:

S_{Ds} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

S_{D1} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1,0 detik

Nilai spektrum S_s dan S_1 dapat dihitung dengan menggunakan data zona gempa ini. Angka-angka ini diperlukan untuk menentukan gaya geser yang akan dialami bangunan di masa mendatang sebagai akibat dari beban lateral (gempa bumi). Anda dapat memperoleh data gempa dari situs web Desain Spektrum Indonesia atau dari SNI 1726: 2012. (rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021).

Pada **Gambar 2.3.** merupakan graifk Pecepatan Respon Spektral di wilayah untuk kota Bogor di dalamnya terdapat klasifikasi tanah dan nilai-nilai spektrum.



Gambar 2.3 Grafik Kota Bogor untuk Respon Spektra dari klasifikasi tanah. (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>)

Hubungan antara berbagai parameter perhitungan beban gempa bumi ditampilkan dalam grafik percepatan respons spektral di atas. Parameter ini kemudian dikelompokkan berdasarkan jenis tanah yang ada di lokasi proyek. Kondisi tanah di lokasi proyek diperhitungkan saat menyesuaikan data analisis lokasi.

2.3.3.4 Kategori Desain Seismik

Di dalam buku SNI 1726-2019, secara spesifik pada **Tabel 2.5** menampilkan kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan dalam periode pendek, dan pada **Tabel 2.6** menampilkan kategori berdasarkan parameter respons percepatan dalam periode 1, dinyatakan dalam satuan detik, dengan menggunakan rumus berikut untuk struktur yang lebih tinggi dari 12 lantai:

$$T_{amin} = C_t \cdot h_n^x \quad T_{amax} = C_u \cdot T_{amin} \quad [2.11]$$

Tabel 2.5 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek

SDS	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

(Sumber: SNI 1726, 2019:24)

Tabel 2.6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

SDs	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0.167$	A	A
$0,167 \leq SD1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SD5$	D	D

(Sumber: SNI 1726, 2019:25)

2.3.3.5 Kombinasi Faktor Modifikasi, Faktor Kuat dan Faktor Defleksi

Parameter nilai R , C_d , dan Ω_0 dari Sistem untuk Penahan Gaya Seismik Gempa Bumi untuk bangunan Gedung dan non-gedung ditampilkan pada **Tabel 2.7** beserta batasan sistem struktur dan Batasan tinggi struktur h_c (m) berdasarkan kategori desain seismik dan tinggi struktur.

Tabel 2.7 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koef. modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_c (m) Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
A. sistem dinding penumpu								
B. sistem rangka bangunan								
C. sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batan baja pemikul momen khusus	7	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	$4\frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	$3\frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 2.7 (Lanjutan)

6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3	3½	10	10	10	10	10

(Sumber: SNI 1726, 2012:34)

2.3.3.6 Koefisien (C_s) Pada Respon Seismik

Berdasarkan dalam buku SNI 1726-2019:54 digunakan perhitungan mencari koefisien nilai C_s pada respon seismik sebagai berikut

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

[2.12]

SDS : Parameter percepatan spektrum respon desain dalam

R : Faktor modifikasi respon

Le : Faktor keutamaan gempa

Pada saat menghitung nilai C_s dengan persamaan seperti diatas tidak diperbolehkan dari hasil persamaan dibawah ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad [2.13]$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan diatas juga harus tidak kurang dari hasil persamaan sebagai berikut:

$$C_s = 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \quad [2.14]$$

2.3.3.7 Geser Dasar Seismik

Berdasarkan pada buku SNI 1726 2019:54, jika nilai C_s sudah didapat dan untuk menentukan nilai V atau gaya geser dasar, maka didapat dengan rumus sebagai berikut:

$$V = C_s.W \quad [2.15]$$

Keterangan:

C_s : Koefisien respons seismik yang ditentukan

W : Berat seismik efektif

2.3.3.8 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Dalam mencari nilai vertikal gaya gempa atau F_x , harus diperoleh dahulu nilai V atau geser dasar seismic. Metode berikut harus digunakan untuk menghitung gaya gempa lateral (F_x) [KN] yang akan diterapkan di semua lokasi dan level sesuai dengan buku SNI 1726 2019:57 sebagai berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad [2.16]$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad [2.17]$$

Keterangan:

- C_{vx} : Faktor distribusi vertikal
- V : Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (Kn)
- W_i dan W_x : Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenalkan pada tingkat i atau x
- h_i dan h_x : Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)
- k : Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai

Berikut:

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

2.3.4 Beban Kombinasi

Berdasarkan buku SNI 03-1726-2019, hasil perhitungan beban dimasukkan dan dipadukan ke dalam program pendukung perangkat lunak Etabs. Perencanaan ini memanfaatkan kombinasi beban:

1,4D

1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)

1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5 W)

1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr atau R)

1,2 D + 1,0 E + L

0,9 D + 1,0 W

0,9 D + 1,0 E

2.4 Daya Dukung Ijin Tiang

Terdapat berbagai izin daya dukung tiang, meliputi izin daya dukung vertikal dan horizontal, yang diperlukan untuk memastikan tiang pondasi memiliki batas aman bagi struktur yang akan dibangun nantinya.

2.4.1 Daya Dukung Ijin Vertikal Tiang

Pamungkas (2013) menyatakan bahwa panjang ekuivalen penetrasi tiang dari ujung bawah tiang digunakan untuk menganalisis daya dukung yang diijinkan dari tekanan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah. Data nilai N-SPT dari metode Mayerhof digunakan.

$$I = 1/2 \cdot 4 \cdot D \quad [2.18]$$

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

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad [2.19]$$

Daya dukung ujung tiang:

$$\frac{q_d}{\bar{N}} \quad [2.20]$$

$$Q = q_d \cdot A \quad [2.21]$$

Gaya gesek maksimum dinding tiang:

$$\text{Keliling tiang (U)} \times \sum l_i f_i \quad [2.22]$$

Daya dukung ultimit pada tiang tunggal:

$$R_u = q_d \times A + U \cdot \sum l_i f_i \quad [2.23]$$

Daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal:

$$R_a = \frac{q_d \times A}{3} + \frac{U \cdot \sum l_i f_i}{5} \quad [2.24]$$

Dimana:

R_u = daya dukung ultimit tekan tiang

Q = daya dukung ujung tiang

q_c = 20 N, untuk *Silt/clay*

= 40 N, untuk *sand*

A_p = luas penampang tiang

L_i = panjang segmen tiang yang ditinjau

F_i = gaya geser pada selimut segmen tiang
 = N maksimum 12 ton/m², untuk *Silt/clay*
 = $N/5$ maksimum 10 ton/m², untuk *sand*

A_{st} = keliling penampang tiang

FK_1, FK_2 = faktor keamanan, 3 dan 5

2.4.1.1 Jumlah Tiang yang Dibutuhkan

Jumlah tiang yang dibutuhkan pada posisi kolom dapat ditentukan dengan memanfaatkan beban aksial dan gabungan beban mati ditambah beban hidup (DL + LL), yang juga dikenal sebagai beban tak terfaktor. Jumlah tiang yang dibutuhkan ditentukan dengan membagi gaya aksial yang dihasilkan dari daya dukung tiang (Pamungkas, 2013).

$$N_p = \frac{P}{P_{all}} \quad [2.25]$$

Dimana:

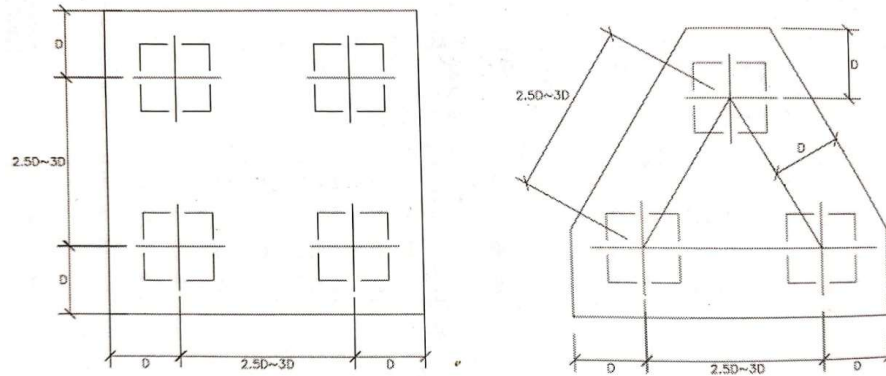
n_p = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

P_{all} = daya dukung ijin tiang

2.4.1.2 Jarak untuk antar Tiang Kelompok

Disarankan agar jarak antar tiang pancang adalah 2D (2x diameter tiang pancang), karena jarak ini akan digunakan selama tahap kerja lapangan, sedangkan jarak yang diperlukan selama tahap perencanaan adalah 3D (3x diameter tiang pancang) ke arah tengah antar tiang pancang. Gambar 2.4 mengilustrasikan bahwa meskipun bekerja 2,5 derajat ke arah tengah biasanya menghasilkan keuntungan yang lebih tinggi, namun hal tersebut memiliki konsekuensi yang tidak diinginkan yaitu penurunan efisiensi (Pamungkas, 2013).



Gambar 2.4 jarak tiang kelompok $2,5D-3, D$ untuk diameter tiang (Pamungkas, 2013)

Dengan rumus jarak antar tiang :

$$S \geq 2,5 D$$

[2.26]

Dimana:

S = Jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*Spacing*)

D = Diameter Tiang

2.4.1.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Menurut buku Hardiyatmo (2010), daya tampung satu kelompok tiang tidak selalu sama dengan daya tampung satu tiang dalam kelompok tersebut. Hal ini terjadi ketika tiang didorong ke dalam lapisan tanah yang sulit dipadatkan dengan lapisan tanah lunak di bawahnya. Di sini, ada dua aspek yang memengaruhi kestabilan kelompok tiang:

1. Kemampuan tanah untuk menopang beban struktural total di bawah dan di sekitar kelompok tiang pancang.
2. Dampak penurunan dan konsolidasi tanah di bawah pengelompokan tiang pancang.

Tak satu pun dari yang disebutkan di atas akan sangat terpengaruh oleh jenis pemasangan tiang pancang dipancang, dibor, digetarkan, atau didorong. Penurunan

kelompok tiang pancang sama dengan penurunan satu tiang pancang jika dasar kelompok tiang pancang berada di lapisan keras.

Jika tiang pancang dipancang ke dalam lapisan pasir yang padat atau lapisan yang cukup kuat tetapi dapat dipadatkan (seperti tanah liat yang kaku), kapasitas tiang pancang agregat dapat lebih rendah daripada tiang pancang individual. Hal ini karena kemampuan untuk mempertahankan kelonggaran pondasi tiang pancang akan dibatasi oleh toleransi penurunan.

Namun, menurut Pamungkas (2013), angka efisiensi biasanya digunakan untuk menggambarkan bagaimana aksi kelompok ini mengurangi daya dukung kelompok tiang.

Metode *Converse-Labarre* dari *AASHTO Uniform Building Code* diterapkan untuk menghitung rangkaian tiang pancang ini:

Eg x jumlah tiang x daya dukung tiang yang diizinkan sama dengan daya dukung kelompok tiang yang diizinkan. Gaya aksial harus lebih kecil dari daya dukung kelompok tiang.

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \quad [2.27]$$

$$\theta = \text{arc tg } (D/s) \text{ (derajat)} \quad [2.28]$$

Daya dukung izin vertikal kelompok tiang:

$$Q_u = E_g \text{ kelompok tiang} \times n \text{ tiang} \times R_a \quad [2.29]$$

Dimana:

Q_u = daya dukung izin vertikal kelompok

E_g = efisiensi kelompok tiang

D = ukuran penampang tiang

S = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam satu kolom

n = jumlah tiang dalam satu baris

2.4.1.4 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Pamungkas (2013) mengklaim bahwa pembentukan kelompok tiang dan beban dari atas menjadi penyebabnya. Tiang-tiang ini mengalami berbagai gaya, termasuk gaya tarik dan gaya tekan.

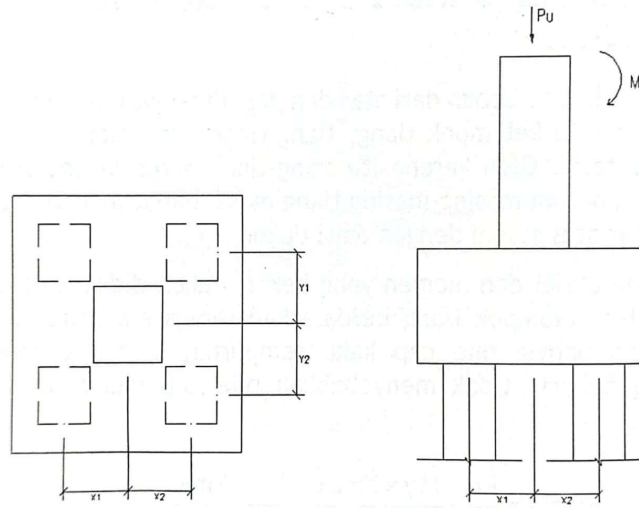
$$P \frac{max}{min} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \cdot X \max}{ny \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{My \cdot Y \max}{ny \cdot \Sigma y^2} \quad [2.30]$$

Dimana :

- P max = beban maksimum tiang
- Pu = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)
- My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y
- Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
- X max = jarak tiang arah sumbu x terjauh
- Y max = jarak tiang arah sumbu y terjauh
- Σx^2 = jumlah kuadrat X
- Σy^2 = jumlah kuadrat Y
- nx = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
- ny = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
- np = jumlah tiang

Rumus elastisitas akan digunakan untuk menentukan bagaimana beban aksial dan momen kerja dialokasikan ke kepala tiang dan kelompok tiang, dengan asumsi bahwa kepala tiang benar-benar kaku. Hal ini menunjukkan bahwa kepala tiang tidak akan bengkok atau pecah di bawah gaya yang diberikan. Beban maksimum dan minimum yang akan diberikan pada kelompok tiang diberikan dalam persamaan berikut:

Seperti yang diilustrasikan pada **Gambar 2.5**, pile cap akan mengalami gaya tekan jika P maks awalnya positif dan gaya tarik jika P maks awalnya negatif. Temuan ini menunjukkan jika setiap tiang memenuhi persyaratan untuk kekuatan tarik dan tekan (Pamungkas, 2013).



Gambar 2.5 gaya pada Pile Cap (Pamungkas, 2013)

2.4.1 Analisa Daya Dukung Izin Pada Tiang Horizontal

Untuk tiang pendek: (Pamungkas, 2013 : 60)

Daya dukung horizontal pada tiang pendek di rumuskan sebagai berikut:

$$Hu = 9 \cdot Cu \cdot D \left(Lp - \frac{3D}{2} \right) \quad [2.31]$$

$$M_{\max} = Hu \left(\frac{Lp}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad [2.32]$$

Untuk tiang sedang: (Pamungkas, 2013 : 60). Untuk Daya dukung horizontal pada tiang sedang di rumuskan sebagai berikut:

$$My = \left(\frac{9}{4} \right) Cu \cdot Dg^2 - 9 \cdot Cu \cdot Df \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad [2.33]$$

Hu di dapat dengan mengambil:

$$Lp = \frac{3D}{2} + f + g \quad [2.30]$$

Untuk tiang panjang (Pamungkas, 2013 : 61)

Apabila $M_{max} > M_y$ maka tiang termasuk tiang panjang, dimana H_u bisa dinyatakan dengan persamaan:

$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad [2.31]$$

Dan nilai f diambil dari persamaan:

$$f = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \quad [2.34]$$

Untuk mencari kolerasi dengan undrained shear strength (C_u) menurut pendekatan Stroud (1974) adalah sebagai berikut:

$$C_u = k \times N \quad [2.35]$$

Dimana:

C_u : Undrained strength (KN/m²)

D : Diameter tiang (m)

L_p : Panjang tiang yang tertanam (m)

K : 3,5 - 6,55 (KN/m²) nilai rata-rata konstanta

N : Nilai SPT

2.4.2 Analisa Daya Dukung Ijin Pada Taing Tarik

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi terhadap kekuatan tanah menggunakan rumus sebagai berikut:

Berdasarkan Data N-SPT (Mayerhof) :

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_{fi} \cdot A_{st})^{0,70}}{FK \cdot 2} + W_p \quad [2.36]$$

Dimana:

P_t : Daya dukung ijin tarik tiang (Ton)

A_{st} : Daya dukung ijin tarik tiang (Ton)

l_i : Panjang segmen tiang yang di tinjau (m)

f_i : Gaya geser pada selimut segmen tiang

FK_2 : Faktor keamanan, 3 dan 5

W_p : Berat pondasi (Ton)

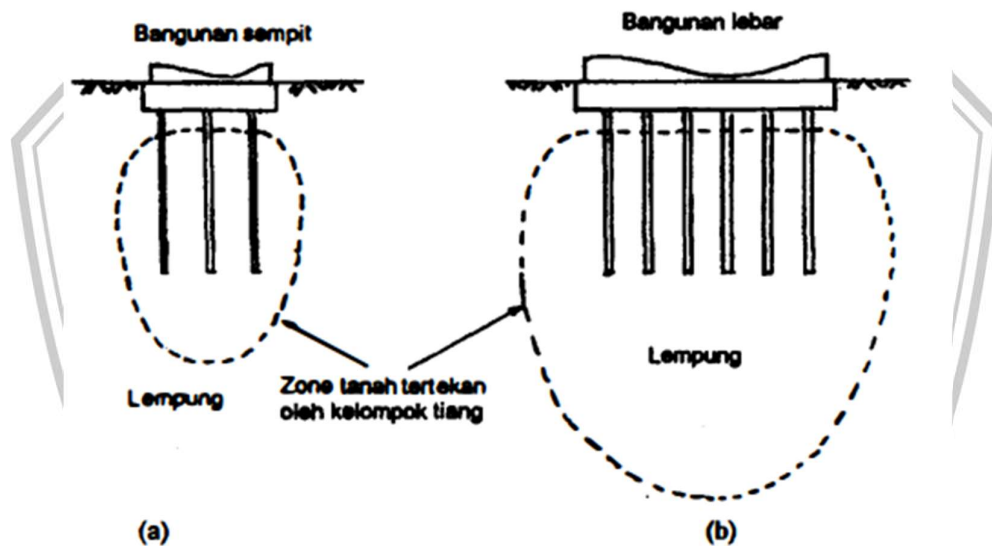
(Pamungkas, 2013: 51)

2.5 Penurunan Pondasi

Penelitian Staniford (1915) pada tiang gesek pada tanah lempung berlanau lunak menunjukkan bahwa kelompok tiang dengan jarak tiang yang lebih dekat akan menghasilkan penurunan yang lebih besar pada beban dan jumlah tiang yang sama. Perlu diingat bahwa jarak tiang yang besar akan membutuhkan pelat penutup kepala tiang yang tebal (pile cap). Karena itu, Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan jarak antara tiang harus $3,5d$ untuk beban setiap tiang. Dengan demikian, jarak antara tiang di dalam kelompoknya akan meningkatkan intensitas tegangan di dalam tanah dan kedalaman tanah yang tertekan. **Gambar 2.6a** dan **2.6b** menunjukkan perbandingan ini, menunjukkan bahwa luasan kelompok tiang yang lebih besar akan menghasilkan penurunan yang lebih besar pada beban, panjang, dan jarak tiang yang sama.

Pondasi akan mengalami penurunan lebih sedikit jika kedalaman tiang pancang beberapa kali lebih besar daripada lebar area beban karena zona tekanan akan lebih kecil. Namun, meskipun bebannya tidak sebesar itu, penurunan akhir mungkin lebih besar jika kedalaman tiang pancang kurang dari lebar area beban dan area bebannya lebar. Distribusi tekanan tambahan vertikal dalam tiga situasi berbeda dibandingkan dalam **Gambar 2.7**. Dalam kasus ini, area beban dan pondasi dibagi secara merata pada area pondasi yang sama. Kondisi distribusi tekanan pondasi rakit di permukaan digambarkan dalam **Gambar 2.7a** dan **2.7b**. Jika pondasi tiang pancang pendek digunakan, volume zona tekanan pada dasarnya sama.

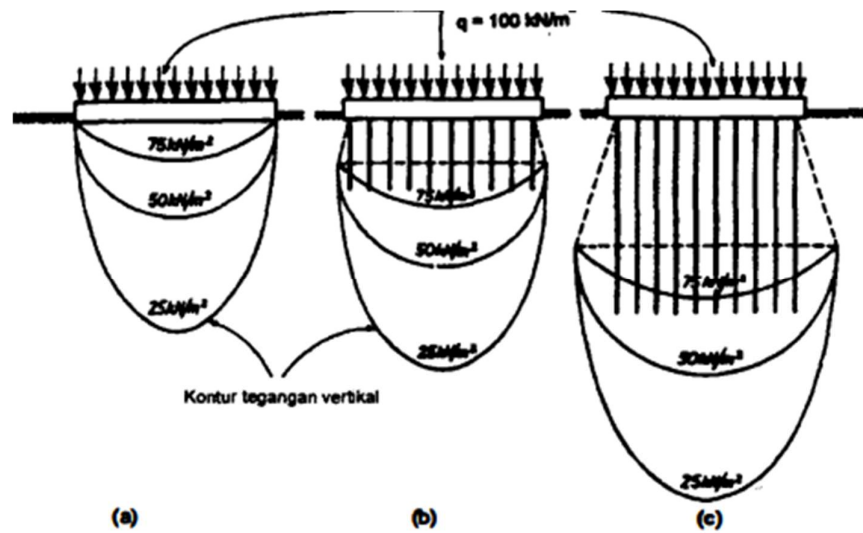
Karena rekonsolidasi tanah proses pemuaian dan gangguan tanah yang disebabkan oleh pemancangan tiang pancang pondasi tiang pancang pendek lebih banyak mengalami penurunan daripada pondasi rakit dangkal. Meskipun demikian, kekuatan geser tanah meningkat dan kompresibilitas menurun seiring kedalaman di sebagian besar tanah lempung terkonsolidasi umum (biasanya terkonsolidasi). Akibatnya, struktur akan lebih sedikit mengalami penurunan jika kelompok tiang pancang diposisikan lebih dalam di tanah lempung tersementasi biasa (Hardiyatmo, 2008: 177–179). **Gambar 2.7c.**



Gambar 2.6 Gaya vertikal yang terjadi antara tiang gesek pada tanah lempung, pada beban dan panjang tiang yang sama.

- Lebar pondasi pada bangunan sempit dengan panjang tiang sama, kondisi tanah lempung.
- lebar pondasi pada bangunan lebar dengan panjang tiang sama, kondisi tanah lempung.

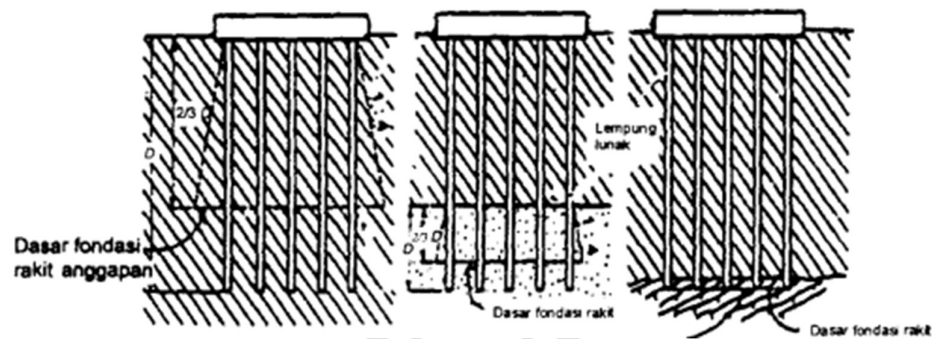
(Tomlinson, 1977)



Gambar 2.7 Perbandingan penyebaran akibat tegangan vertikal pada:
 a.) pondasi rakit dipermukaan.
 b.) pondasi tiang dangkal.
 c.) pondasi tiang panjang. (Tomlinson, 1977)

Studi Terzaghi dan Peck (1948) menemukan bahwa beban struktural di segmen $2/3$ antara panjang tiang yang lebih tinggi tidak berpengaruh pada kadar air tanah liat. Meskipun demikian, area tanah di bawah tiang mengalami proses konsolidasi. Akibatnya, tanah di dua pertiga panjang tiang dianggap sulit dipadatkan. Temuan ini menunjukkan bahwa beban pondasi tiang tipe gesek tersebar mulai dari dua pertiga panjang tiang.

Data yang digunakan untuk menghitung penurunan konsolidasi kelompok tiang pancang pada kondisi tanah lempung berasal dari uji laboratorium yang dilakukan pada sampel tanah yang diambil di lokasi yang ditinjau. Metode yang umum digunakan adalah dengan mengasumsikan bahwa kelompok tiang pancang gesek berperilaku seperti pondasi rakit, dengan alas yang sama dengan luas kelompok tiang pancang ditambah lebar yang diberikan oleh kemiringan distribusi beban 1H: 4V (**Gambar 2.8a**), dalam kasus di mana beban bangunan sepenuhnya didukung oleh resistansi gesek antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya.



Gambar 2.8 Transfer beban dari kelompok tiang ke tanah distribusi beban tiang anggapan dalam menghitung turunan (Tomlinson, 1963).

- Kelompok tiang gesek
- Kelompok tiang pada lempung lunak didasari tanah pasir padat
- kelompok tiang dukung ujung pada lempung lunak didasari batu (Hardiyatmo, 2011: 269)

Bila sekumpulan tiang pancang menerima beban vertikal yang berat, tanah akan lebih miring dibandingkan bila satu tiang pancang saja menerima beban yang sama.

Penurunan elastis, yang juga dikenal sebagai penurunan sesaat atau penurunan elastis, dan penurunan konsolidasi jangka panjang, yang juga dikenal sebagai penurunan jangka panjang, adalah dua komponen utama yang membentuk penurunan tiang pancang dalam suatu kelompok tiang.

$$S = S_c + S_i \quad [2.37]$$

keterangan:

S = Penurunan total jangka panjang dan pendek

S_i = Penurunan jangka pendek atau segera

S_c = Penurunan jangka panjang atau konsolidasi

2.5.1 Penurunan Tiang Tunggal

Terdapat dua macam penurunan yaitu tunggal dan kelompok yang dipengaruhi kondisi karakteristik tanah dan penyaluran tekanan terhadap tanah oleh pondasi di atasnya. Metode Poulos dan Davis (1980) persamaan sebagai berikut:

$$S = \frac{Pu.I}{Es.d} \quad [2.38]$$

$$I = I_o R_k R_b R_m \quad [2.39]$$

$$K = \frac{Ep}{Es} \quad [2.40]$$

Di mana:

S = penurunan kepala tiang

Pu = beban ultimit tiang

I_o = faktor pengaruh penurunan tiang

R_k = faktor koreksi kemudahmampatan

R_b = faktor koreksi kekakuan lapisan pendukung

R_m = faktor koreksi angka poisson μ

K = faktor kekakuan tiang kompresibilitas relative antara tiang dan tanah

E_p = modulus elastisitas tiang

E_s = modulus elastisitas tanah

H = kedalaman lapisan tanah

2.5.2 Penurunan Segera (*immediate settlement*)

Pengendapan langsung terjadi pada waktu yang konsisten dan disebabkan oleh massa tanah yang dipadatkan secara vertikal atau dari atas. Berikut ini adalah rumusan Janbu, Bjerrum, dan Kjensli (1956):

$$E = 10 \times (N_{SPT} + 15) \times (k/ft^2) \quad [2.41]$$

$$Df = 2/3 \times L \quad [2.42]$$

$$Si = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{Eu} \quad [2.39]$$

$$EU = 400 \cdot Cu \quad [2.43]$$

Tekanan pada dasar pondasi

$$q = \frac{Pu+Wp}{A} \quad [2.44]$$

Dimana:

S_i = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi (Pu/A)

B = lebar kelompok tiang

E_u = modulus diformasi pada kondisi undrained

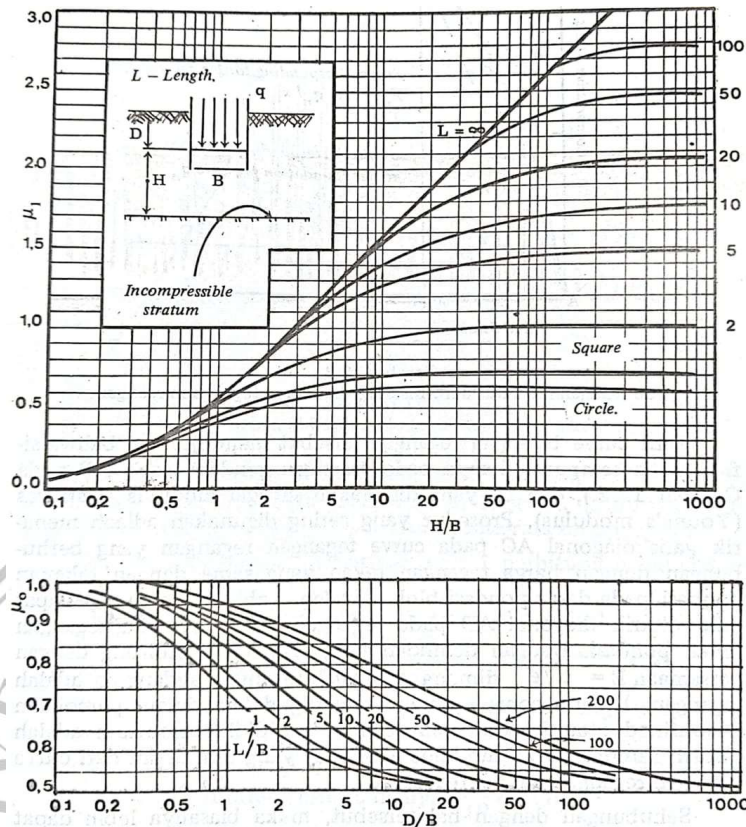
μ_I = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

Nilai modulus deformasi E_u , yang dapat menciptakan kurva regangan atau tegangan (juga dikenal sebagai kurva tekanan tegangan), akan menghasilkan pembebanan karena tekanan pada tanah yang tidak terdrainase. Hubungan kekuatan geser atau C_u dalam tanah lempung dapat digunakan untuk menentukan nilai E_u . Pamungkas (2013).

Kebutuhan penurunan dalam skenario tertentu menentukan kapasitas untuk mendukung izin tiang pancang. Rasio daya tahan ujung terhadap beban tiang pancang memiliki dampak yang signifikan terhadap penurunan tiang pancang. Akan ada penurunan yang sangat kecil jika beban per tiang lebih kecil atau sama dengan daya tahan ujung tiang pancang. Di sisi lain, akan ada penurunan yang signifikan jika beban per tiang pancang secara signifikan melebihi daya tahan ujung tiang pancang. Hardiyatmo (2010).

Penurunan kelompok tiang akan sebanding dengan penurunan satu tiang jika tiang diletakkan pada lapisan pendukung yang relatif keras dan tidak dapat dimampatkan. Dalam hal ini, grafik pada **Gambar 2.9** dapat digunakan untuk menghitung hubungan antara $\mu_I\mu_o$, kedalaman pondasi, dan lebarnya.



Gambar 2.9 Grafik u_i , u_0 ,
Sardjono. (1991)

2.5.3 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Mirip dengan penurunan seketika yang dijelaskan sebelumnya pada lapisan tanah berpasir, penurunan konsolidasi ini terjadi pada tanah lempung. Hal ini terjadi akibat keluarnya udara dan air dari pori-pori tanah. Meskipun penurunan berlangsung lebih lama, hasilnya sangat signifikan. Braja (1995)

Penurunan Konsolidasi Primer terjadi ketika beban menekan tanah, mengeluarkan air dan udara dari tanah. Persamaan berikut dapat digunakan untuk menghitungnya:

$$C_c = 0,156 \cdot e_0 + 0,0107 \quad [2.45]$$

$$P_o' = (\gamma_1 \cdot h_1) + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) \cdot h_2 + (\gamma_{sat2} - \gamma_w) \cdot h_3 + (\gamma_{sat3} - \gamma_w) \cdot h_4 \quad [2.46]$$

$$A_0 = B_0 \cdot L_0 \quad [2.47]$$

$$q = \frac{P_u}{A_0} \quad [2.48]$$

$$L_1 = L_0 + 2 \left(\frac{1}{2} H \cdot \tan 30^\circ \right) \quad [2.49]$$

$$B_1 = B_0 + 2 \left(\frac{1}{2} H \cdot \tan 30^\circ \right) \quad [2.50]$$

$$A_1 = L_1 \cdot B_1 \quad [2.51]$$

$$s_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad [2.52]$$

Keterangan

C_c = Indeks pemampatan

H = Tebal lapisan tanah (m)

P_0 = Tekanan awal akibat berat tanah (kN/m²)

ΔP = Penambahan tekanan (kN/m²)

e_0 = Angka pori awal

2.6 Analisa Perencanaan *Pile Cap*

2.6.1. Dimensi *pile cap*

SNI 2847-2002 pasal 17.7 dan 9.7 menetapkan bahwa pondasi telapak di atas lapisan bawah harus setebal minimal 300 mm, dan tebal selimut beton minimal untuk beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu bersentuhan dengan tanah adalah 75 mm. Pasal 13.2 Kekuatan geser pondasi telapak di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kriteria yang lebih berat dari dua kriteria yang tercantum di bawah ini.

- Tindakan balok satu arah, yang mana setiap segmen penting akan diperiksa sepanjang bidang yang membentang sepanjang pondasi telapak.
- Untuk meminimalkan parameter penampang, aksi balok satu arah harus diposisikan di mana setiap penampang penting perlu dipertimbangkan.

2.6.2 Penulangan *pile cap*

Pada buku SNI 2847-2019 pada lebar (b) dan tinggi efektif (d) perencanaan pile cap persegi direncanakan dengan:

$$K_{\text{perluu}} = \frac{Mu}{b \cdot d^2} \quad [2.53]$$

Dimana:

Mu : Momen yang terjadi pada balok (kgm)

b : Lebar balok (m)

h : Tinggi balok (m)

d : Tinggi efektif (m) = h - 60 mm

Rasio Penulangan dapat di peroleh dengan persamaan:

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{k}{F c'}} \quad [2.54]$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{F c'}{F_y} \quad [2.55]$$

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot F c'}{F_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + F_y} \right) \quad [2.56]$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho b \quad [2.57]$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,4}{F_y} \quad [2.58]$$

Pemeriksaian terhadap rasio tulangan tarik : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Dimana:

Fc' : Mutu beton (MPa)

Fy : Mutu baja (MPa)

β_1 : 0,85

Luasan tulangan yang telah dihitung dan ditentukan dapat direncanakan jarak tulangan dan diamaterynya. Dilakukan pemeriksaan tinggi efektif yang dipakai ($d_{pakai} > d_{rencana}$) :

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \phi_{sengakang} - \frac{1}{2} \phi_{tulangan} \quad [2.60]$$

Dilakukan kontrol atas kapasitas momen:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot w} \quad [2.61]$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad [2.62]$$

Dimana:

M_u : gaya momen ultimit (kgm)

M_n : nilai penampang akibat gaya lentur (kgm)

h : tinggi pada balok (m)

d : tinggi efektif pada balok (m)

b : lebar pada balok (m)

ϕ : faktor reduksi (0,8)

f_c' : mutu beton (MPa)

f_y : mutu tulangan (MPa)

A_s : luas tulangan

ρ : rasio tulangan tarik (%)

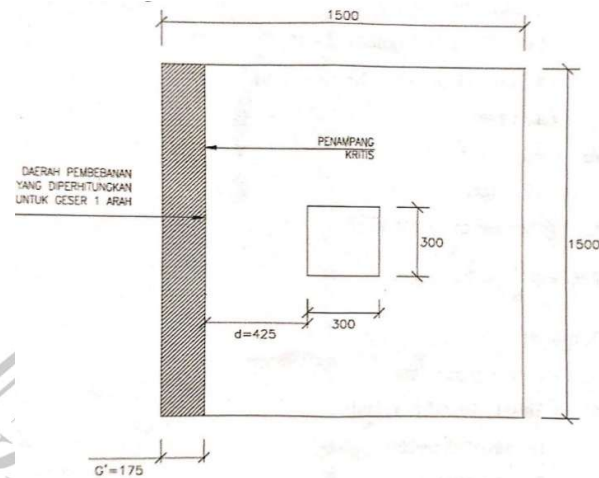
2.6.3 Tinjauan Terhadap Geser

1. Kontrol Geser Satu Arah

Pada **Gambar 2.10** menunjukkan analisa gaya geser satu arah yang terjadi dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$V_u = n_y \times P_{\max} \quad [2.63]$$

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad [2.64]$$



Gambar 2.11 Analisa geser dua arah
(Pamungkas, 2013)

Dimana:

V_u = Gaya geser satu arah yang terjadi

$$\sigma = P/A$$

p = Panjang penampang

A = Luasan penampang

L = Panjang pondasi

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

$$= L - \left(\frac{L}{2} + \text{lebar kolom}/2 + d\right)$$

b = Panjang pondasi

d = Tebal efektif *pile cap*

= h – selimut beton

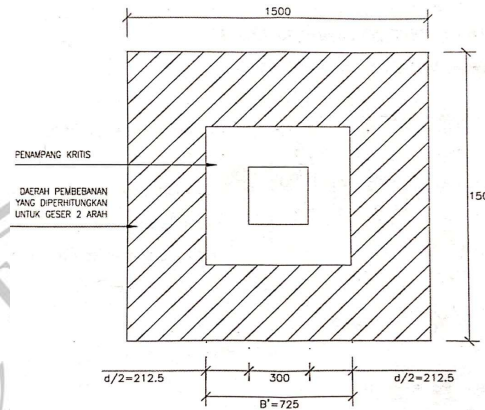
h = Tebal pondasi

V_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

2. Kontrol Geser Dua Arah

Pada **Gambar 2.11** menunjukkan analisa gaya geser satu arah yang terjadi dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$V_u = P_{\max} \times \text{jumlah tiang bor} \quad [2.65]$$



Gambar 2.11 Analisa gaya geser dua arah
(Pamungkas, 2013)

Sedangkan menurut SNI 2847-2019 kontrol kuat geser beton dua arah ada dua rumus adalah sebagai berikut:

$$\beta = \frac{\alpha k}{b k} \quad [2.66]$$

$$b_0 = 2 \times (b_k + h_k) \quad [2.67]$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad [2.68]$$

$$V_c = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad [2.69]$$

Dimana:

$\alpha s = 40$ untuk kolom di tengah

$= 30$ untuk kolom di tepi

$= 20$ untuk kolom di sudut

$V_u =$ Gaya geser dua arah yang terjadi

$b k =$ Panjang kolom

αk = Lebar kolom

d = Tinggi efektif pondasi

h = Tebal pondasi

b_o = Keliling penampang keritis pondasi

α_s = Konsanta untuk perhitungan pondasi telapak

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

$$\phi V_c = \phi \cdot V_c \quad [2.70]$$

Dengan syarat:

$$\phi V_c > V_u$$

2.7 Tulangan Susut

Pada buku SNI 2847-2019, pada proses berlangsung pengikatan (setting time) tulangan susut diperlukan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik dan mencegah penurunan kualitasnya. Tulangan susut dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$A_{ss} = 0,0020 \cdot b_w \cdot d_{ef} \quad [2.71]$$

$$A_{ss} = 2.1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 1000/150 \quad [2.72]$$