

## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Klasifikasi Umum**

Pondasi adalah bagian paling bawah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Terdapat dua klasifikasi pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung, seperti pondasi memanjang, pondasi telapak, dan pondasi rakit. Pondasi dalam didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras yang terletak relatif jauh dari permukaan tanah, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang (Hardiyatmo, 2002).

Pondasi sebagai suatu bagian dari konstruksi bangunan yang berfungsi meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (upper structure) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Untuk tujuan itu pondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban bangunan dan gaya-gaya luar, seperti tekanan angin, gempa bumi, dan lain-lain. Dan tidak boleh terjadi penurunan pondasi setempat atau merata lebih dari batas tertentu (Gunawan, 1993).

Pondasi didefinisikan menjadi 2 bagian (Das, 1997) yaitu:

- 1) Apabila kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi, maka pondasi tersebut bisa dikatakan sebagai pondasi dangkal.
- 2) Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi ke lapisan tanah dibawahnya yang berupa lapisan penyangga lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi.

## 2.2 Pembebanan Struktur Atas

Beban – beban yang dihasilkan dari struktur atas suatu bangunan terdiri dari beban yang bersifat dinamis dan beban yang bersifat statis.

### 2.2.1 Beban Statis

Beban statis adalah gaya atau muatan yang bekerja secara perlahan dan tetap terhadap suatu struktur tanpa mengalami perubahan besar dalam waktu singkat. Beban ini tidak menimbulkan percepatan atau getaran yang signifikan, sehingga respons struktur dapat dianalisis dengan pendekatan kesetimbangan statik. Contohnya meliputi berat sendiri bangunan (beban mati), beban penghuni dan perabotan (beban hidup), serta tekanan tanah atau air yang konstan. Beban statis sangat penting dalam perencanaan struktur karena menjadi dasar dalam menentukan kekuatan dan kestabilan elemen-elemen bangunan.

#### 2.2.1.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Pengertian menurut PPIUG 1983 pasal 1 halaman 7 ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian-bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu. Adapaun berat sendiri beberapa komponen gedung yang telah disesuaikan berdasarkan PPIUG 1983 (Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung) pada table 2.1

**Tabel 2.1** Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung

<b>Material</b>	<b>Berat Jenis</b>	<b>Satuan</b>
Baja	7.850	kg/m <sup>3</sup>
Batu alam	2.600	kg/m <sup>3</sup>
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1.500	kg/m <sup>3</sup>
Beton bertulang	2.400	kg/m <sup>3</sup>
Kayu (kelas I)	1.000	kg/m <sup>3</sup>
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1.650	kg/m <sup>3</sup>
Pasangan bata merah	1.700	kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2.200	kg/m <sup>3</sup>
Pasir (kering udara sampai lembab)	1.600	kg/m <sup>3</sup>
Pasir (jenuh air)	1.800	kg/m <sup>3</sup>
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1.850	kg/m <sup>3</sup>
Atap genting, usuk dan reng	50	kg/m <sup>3</sup>
Plafond dan penggantung	20	kg/m <sup>3</sup>
Atap seng gelombang	10	kg/m <sup>3</sup>
Adukan/spesi lantai per cm	21	kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai/ubin per cm	24	kg/m <sup>2</sup>

**Sumber :** PPIUG (1983 : 11)

### 2.2.1.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Menurut pasal 1 PPIUG 1983, beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghuni atau penggunaan suatu gedung yang didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Pendistribusian beban hidup merata minimum dan beban hidup terpusat minimum disajikan pada Tabel 2.2.

**Tabel 2.2** Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Toko - lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,45)
Toko - lantai di atasnya	75 (3,59)	1000 (4,45)
Toko - grosir, di semua lantai	125 (6,00)	1000 (4,45)
Koridor	100 (4,79)	-
Atap	20 (0,096)	-
Tangga, balkon	100 (4,79)	300
Ruang pertemuan	100 (4,79)	-
Garasi/parkir	40 (1,92)	-
Gudang di atas langit-langit ringan	125 (6,00)	-
Gudang di atas langit-langit berat	250 (11,97)	-

Sumber : PPIUG (2020 : 26)

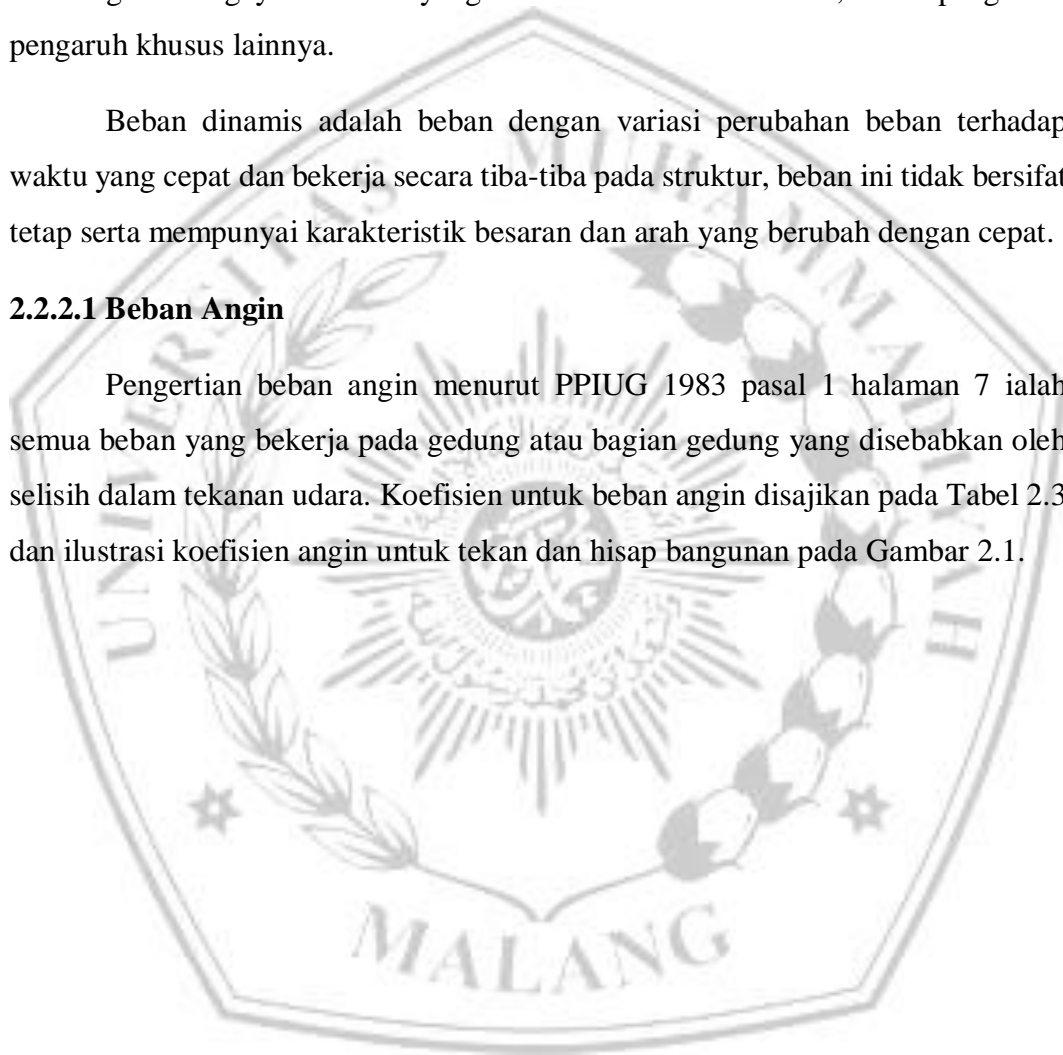
### 2.2.1.3 Beban Khusus

Menurut pasal 1 PPIUG 1983 halaman 7, beban khusus ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan fondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

Beban dinamis adalah beban dengan variasi perubahan beban terhadap waktu yang cepat dan bekerja secara tiba-tiba pada struktur, beban ini tidak bersifat tetap serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat.

#### 2.2.2.1 Beban Angin

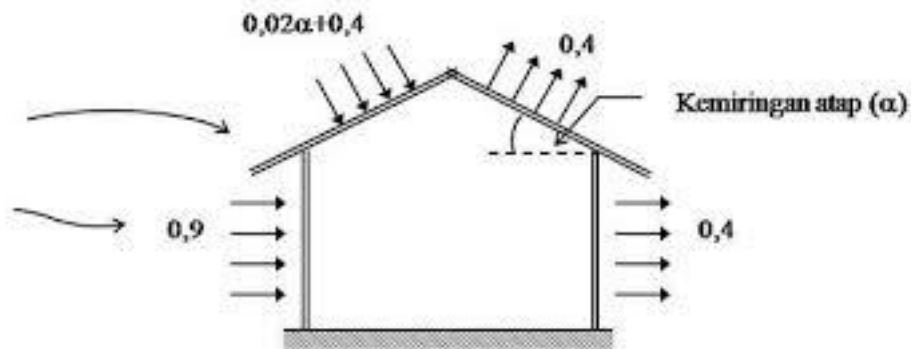
Pengertian beban angin menurut PPIUG 1983 pasal 1 halaman 7 ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Koefisien untuk beban angin disajikan pada Tabel 2.3 dan ilustrasi koefisien angin untuk tekan dan hisap bangunan pada Gambar 2.1.



**Tabel 2.3** Koefisien Angin

<b>Jenis Gedung/Struktur</b>	<b>Posisi Tinjauan</b>	<b>Koefisien</b>
Gedung Tertutup :- Dinding vertikal	di pihak angin	+0,9
	di belakang angin	0,4
	sejajar arah angin	0,4
Gedung Tertutup - Atap segitiga	di pihak angin ( $\alpha < 65^\circ$ )	(0,02 s.d 0,4)
	di pihak angin ( $65^\circ < \alpha < 90^\circ$ )	+0,9
	di belakang angin (semua sudut)	-0,4
	bidang atap di pihak angin ( $\alpha < 65^\circ$ )	(0,02 s.d 0,4)
Gedung Tertutup - Atap segitiga majemuk	bidang atap di pihak angin	+0,9
	bidang atap di belakang angin	-0,4
	bidang atap vertikal di belakang angin	-0,4
Gedung terbuka sebelah	bidang dinding dalam di pihak angin	+0,6
	bidang dinding dalam di belakang angin	-0,3

Sumber : PPIUG (2020 : 26)



**Gambar 2.1** Koefisien angin untuk tekanan & hisapan pada bangunan

#### 2.2.2.2 Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah di bawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah, struktur atas akan bergoyang. Goyangan tersebut dimodelkan sebagai beban horizontal terhadap struktur atas gedung atau bangunan, dan kemudian diformulasikan sebagai beban gempa rencana (Pamungkas, 2013: 4). Beban gempa perlu diperhatikan pada perencanaan bangunan untuk memperoleh reaksi maksimum yang bekerja. Perhitungan beban gempa akan mengacu pada SNI 1726:2019.

##### a) Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan (SNI 1726:2019)

Faktor keutamaan gempa dan kategori risiko struktur bangunan berkaitan dengan tingkat risiko yang diperbolehkan pada bangunan yang direncanakan sesuai dengan fungsinya, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan  $I_e$  sebagaimana terdapat pada SNI 1726 (2019:24). Penentuan kategori risiko dan faktor keutamaan gempa tersaji pada Tabel 2.4 dan Tabel 2.5.

**Tabel 2.4** Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

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:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	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"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non-gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar</p>	III

**Tabel 2.4** (Lanjutan) Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non-gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	III
<p>Gedung dan non-gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, termasuk fasilitas manufaktur, proses, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak, yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non-gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non-gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Sumber : SNI 1726 (2019 ; 24)

**Tabel 2.5** 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 )

**b) . Klasifikasi Situs (SNI 1726:2019)**

Klasifikasi situs merupakan pedoman untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai Tabel 2.6.

**Tabel 2.6** Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	N atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	$\geq 1500$	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	$> 50$	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	$< 175$	$< 15$	$< 50$
	Setiap profil lapisan 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 niralar $S_u \leq 25$ kPa.		

**Tabel 2.6** (Lanjutan) Klasifikasi Situs

SF (tanah khusus) adalah tanah yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0.	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan indeks plastisitas PI > 75) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan Su < 50 kPa
--	---

**Sumber** : SNI 1726 (2019:29)

Menurut SNI 1726 : 2019 untuk lapisan tanah kohesif, lapisan batu dan lapisan tanah non-kohesif, nilai N ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum \frac{n}{i} = d_i}{\sum \frac{n}{i} = 1 \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.1)$$

Keterangan :

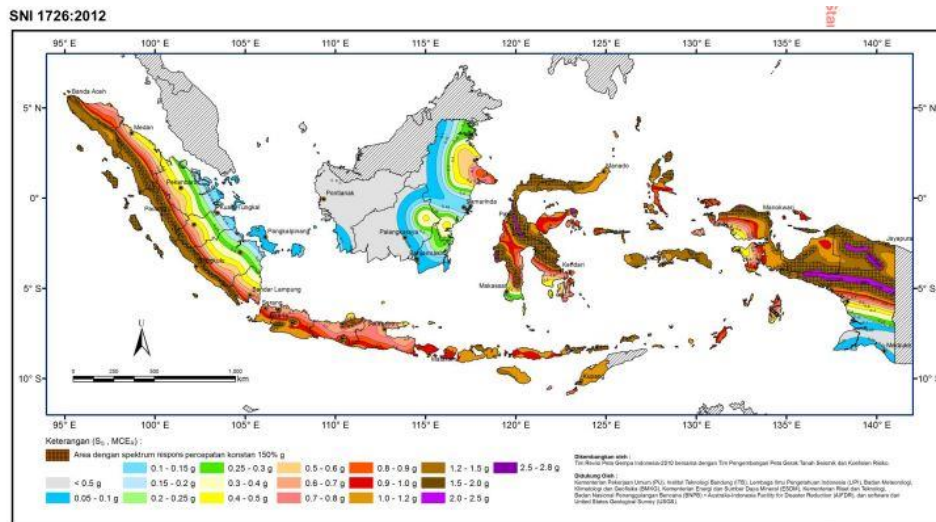
$d_i$  = tebal lapisan antara kedalaman 0 – 30 meter

$N_i$  = Nilai tahanan penetrasi standar 60% energi (N60)

**c). Parameter Percepatan Gempa ( $S_{m1}$  dan  $S_{m2}$ ) dan percepatan gempa desain ( $S_{d1}$  dan  $S_{d2}$ )**

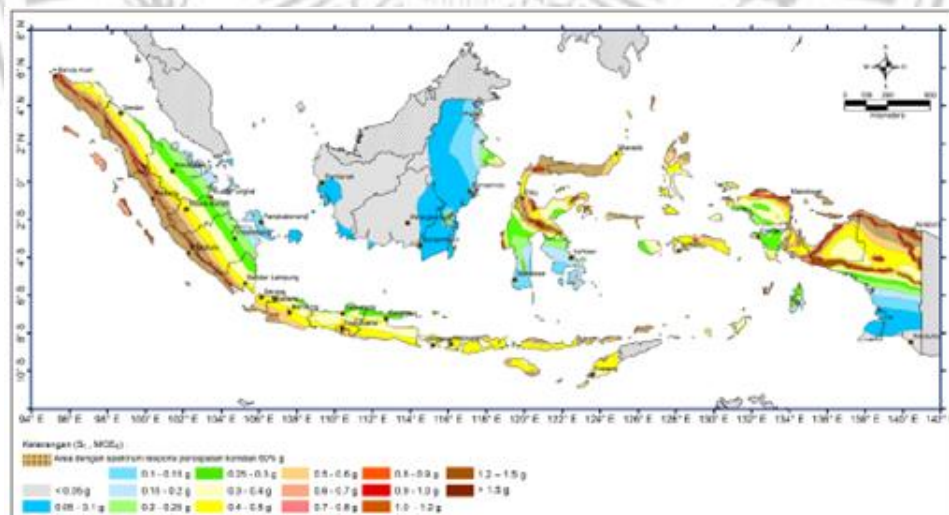
Data zona wilayah gempa digunakan untuk menentukan besaran dari nilai spectrum  $S_s$  dan  $S_1$  yang nantinya diperlukan untuk menghitung gaya geser akibat beban lateral (gempa) yang diterima oleh bangunan. Data gempa dapat diperoleh dari SNI 1726:2019 atau bisa didapatkan melalui situs Desain Spektra Indonesia ([puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011)).

Denah peta persebaran gempa untuk menentukan nilai respons spectrum disajikan pada Gambar 2.2 dan Gambar 2.3.



**Gambar 2.2** Ss Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko target (MCER) Kelas Situs

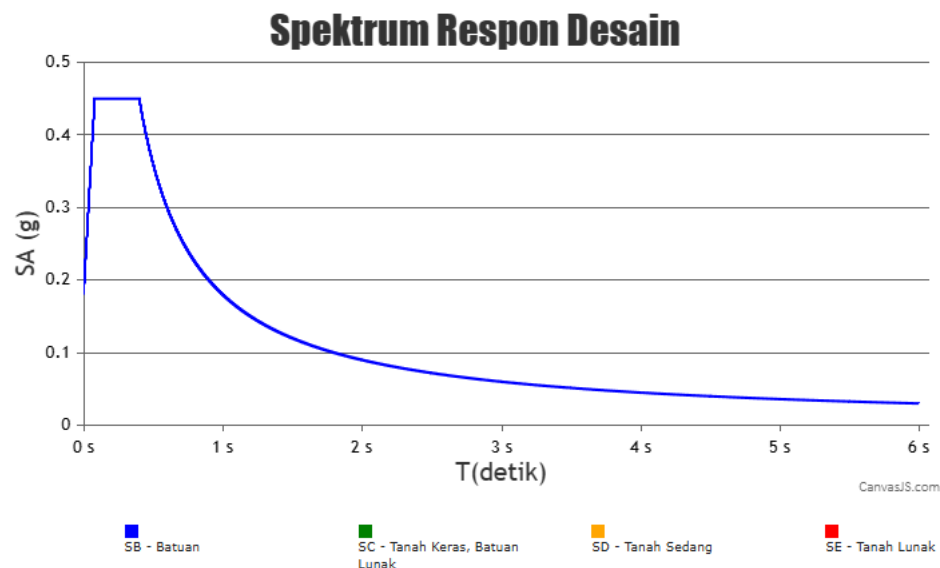
(Sumber : SNI 1726 -2109 )



**Gambar 2.3** S1 Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko target (MCER) Kelas Situs

(Sumber : SNI 1726 -2109 )

Berikut Grafik hubungan percepatan respon. Spectral terhadap periode wilayah Kabupaten Bondowoso berdasarkan klasifikasi tanah disajikan pada gambar 2.4



**Gambar 2.4** Spektrum Respon Desain Kota Bondowoso

**Sumber :** <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>

Grafik Percepatan respon spectral pada wilayah kota bondowoso diatas terbentuk dari hubungan antara beberapa parameter perhitungan beban gempa yang kemudian diklasifikasikan berdasarkan jenis tanah pada lokasi proyek. Data hasil analisa pada situs tersebut disesuaikan dengan kondisi tanah pada lokasi perencanaan proyek.

#### **d). Kategori Desain Seismik**

Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.7 untuk periode pendek dan Tabel 2.8 untuk periode 1 detik.

**Tabel 2.7** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

Sumber : SNI 1726 (2019 : 37)

**Tabel 2.8** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai SD1	Kategori Risiko I	Kategori Risiko II atau III	Kategori Risiko IV
$SD1 < 0,067$	A	A	A
$0,067 \leq SD1 < 0,133$	B	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,20$	C	C	D
$0,20 \leq SD1$	D	D	D

Sumber : SNI 1726 (2019 : 37)

Untuk menentukan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 3 m, maka dapat menggunakan persamaan berikut :

$$T_a = 0,1 N \quad (2.2)$$

Keterangan :

N : Jumlah Tingkat

### e). Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )

Berdasarkan SNI 1726:2019 pada halaman 70, koefisien respons seismik ( $C_s$ ) dapat ditentukan dengan rumus:

$$C_s = \frac{S_{ds}}{R \left( \frac{l_e}{l_e} \right)} \quad (2.3)$$

Keterangan:

SDS : parameter percepatan respons spectral desain dalam rentang periode pendek seperti ditentukan dalam 0 atau 0

R : koefisien modifikasi respons

$l_e$  : faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 0

### f). Gaya Geser Dasar Seismik

Untuk mencari gaya V dalam arah yang sudah ditetapkan maka dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut seperti yang tertera pada SNI 1726:2019 halaman 69:

$$V = C_s \times W \quad (2.4)$$

Keterangan:

$C_s$  : koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan 0

W : berat seismik efektif menurut 0

### g). Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ) yang akan didistribusikan ke semua titik dan tingkat dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.5)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum \frac{n}{i} = 1 W_i h_i^k} \quad (2.6)$$

Keterangan:

$C_{vx}$  : faktor distribusi vertikal

$V$  : gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$w_i$  dan  $w_x$  : bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$  (m)

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

$k$  : eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

- Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$
- Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$
- Untuk struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik,  $k = 2$  atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

## 2.3 Analisis pada Struktur Bawah

Struktur bawah (lower structure) merupakan bagian-bagian bangunan yang terletak di bawah permukaan tanah yang berfungsi untuk meneruskan semua beban bangunan di atasnya ke tanah di bawahnya dengan stabil dan aman. Perencanaan struktur bawah untuk suatu konstruksi bangunan dengan tepat mutlak diperlukan untuk dapat menjaga kestabilan konstruksi yang ditahan. Kesalahan dalam perhitungan struktur bawah akan menyebabkan bangunan yang kokoh pada struktur atas menjadi runtuh dan berakibat fatal bagi penghuninya.

### 2.3.1 Pondasi

Pondasi ialah suatu bagian dari sistem struktur bawah dari suatu konstruksi (gedung, jembatan, jalan raya, terowongan, dinding penahan, menara, tanggul, dll) yang mampu menahan berat sendirinya dan menahan seluruh beban gaya dari struktur atas, dan kemudian menyalurkan beban vertikal di atasnya maupun beban horizontal ke lapisan tanah dan batuan yang terdapat di bawahnya. Dengan begitu pondasi sebagai struktur yang terletak pada posisi paling bawah yang mampu menahan segala beban dari seluruh beban di atasnya.

Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut; hal ini dikarenakan tidak semua pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat.

Menurut Pamungkas (2013:16) ada beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi, antara lain:

1. Keadaan tanah yang dipasang pondasi
  - a). Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2–3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipilih sebaiknya jenis pondasi dangkal (pondasi jalur atau pondasi tapak dan pondasi strauss)
  - b). Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang minipile atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah podsol

c). Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang pancang atau pondasi bor bilamana tidak boleh terjadi penurunan. Bila terdapat batu besar pada lapisan tanah, pemakaian kaisan lebih menguntungkan.

d). Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 30 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah pondasi kaisan terbuka tiang baja atau tiang cor di tempat

e). Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (upper structure)

Kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan atau urgensi, jenis bahan bangunan yang dipakai dan seberapa besar penurunan yang diijinkan pada pondasi.

3. Faktor lingkungan

Faktor lingkungan merupakan faktor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan di mana suatu konstruksi tersebut dibangun. Mengingat dalam mengerjakan suatu pembangunan perlu memperhatikan kondisi lingkungan sekitar, sehingga dengan adanya batasan ini tidak mengganggu keadaan sekitar dan tidak membahayakan aktivitas di sekitar lingkungan pembangunan.

4. Waktu pekerjaan

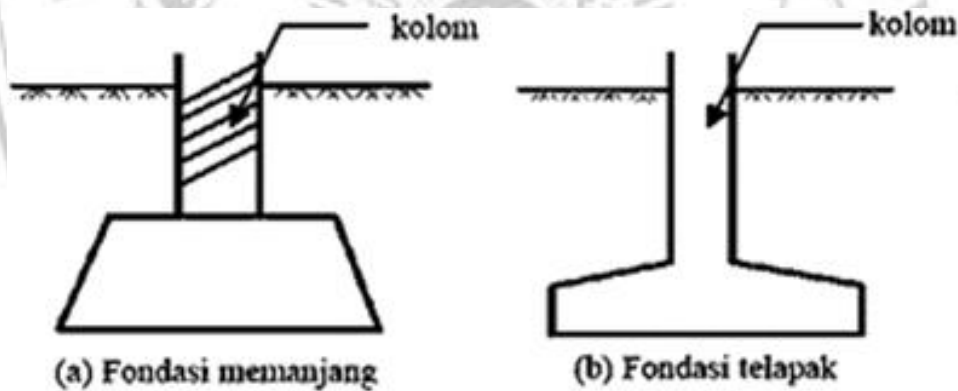
Waktu pelaksanaan pengerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum.

## 5. Biaya

Jenis pondasi juga harus mempertimbangkan besar anggaran biaya konstruksi yang direncanakan, tetapi harus tetap mengutamakan kekuatan dari pondasi tersebut agar konstruksi yang didukung pondasi tetap berdiri dengan aman.

### 2.3.2 Klasifikasi Pondasi Dangkal (Shallow Foundation)

Secara umum, pondasi untuk suatu konstruksi dibedakan menjadi dua macam, yaitu pondasi dangkal (shallow foundation) dan pondasi dalam (deep foundation). Terzaghi mendefinisikan sebuah pondasi tergolong sebagai pondasi dangkal apabila perbandingan antara kedalaman pondasi dan lebar pondasi lebih kecil atau sama ( $D_f \leq B$ ), maka konstruksi pondasi yang diletakkan pada dasar tanah tersebut dapat dinamakan pondasi dangkal. Adapun yang termasuk ke dalam jenis/tipe pondasi dangkal yaitu pondasi telapak, pondasi memanjang, pondasi telapak dan pondasi rakit seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.5.



**Gambar 2.5** Macam – Macam Tipe Pondasi Dangkal  
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

### 2.3.3 Jenis-Jenis Pondasi Telapak

- a) Pondasi Telapak (*Spread Footing*) merupakan pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.
- b) Pondasi Telapak Persegi Panjang (*Continous footing*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding bangunan yang memanjang atau digunakan untuk mendukung sederatan kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan berhimpit satu sama lain

#### 2.3.3.1 Pondasi Telapak (*Spread Footing*)

Pondasi telapak bujur sangkar (*Spread Footing*) adalah jenis pondasi dangkal yang berbentuk persegi dengan luas tapak yang dirancang untuk mendistribusikan beban aksial dari kolom ke tanah di bawahnya secara merata. Pondasi ini umum digunakan pada bangunan bertingkat rendah hingga sedang, di mana kondisi tanah relatif baik di dekat permukaan. Bentuk bujur sangkar digunakan ketika beban dari kolom simetris atau hampir sama dalam kedua arah horizontal. Pondasi ini termasuk dalam pondasi individual yang efisien dalam mentransfer beban bangunan ke tanah dasar. (Sumber: Hardiyatmo, Hary Christady. 2010. Mekanika Tanah II. UGM Press)

#### 2.3.3.2 Keuntungan Pondasi Telapak (*Spread Footing*)

Keuntungan utama dari pondasi telapak adalah kesederhanaan dalam pelaksanaan di lapangan, biaya konstruksi yang relatif rendah, dan efisiensi dalam distribusi beban ke tanah dasar. Selain itu, pondasi ini memerlukan peralatan yang minimal dan waktu pelaksanaan yang lebih singkat dibandingkan dengan pondasi dalam. Pondasi telapak juga memudahkan dalam perawatan dan inspeksi struktur bawah bangunan.

#### 2.3.3.3 Metode Pendesainan Pondasi Telapak (*Spread Footing*)

Ada dua metode yang dapat digunakan untuk mendesign struktur pondasi telapak yaitu metode Konvensional dalam Perencanaan Pondasi Telapak dan Soil Line Method :

#### **2.3.3.3.1 Metode Konvensional dalam Perencanaan Pondasi Telapak (*Spread Footing*)**

Metode konvensional dalam perencanaan pondasi telapak melibatkan analisis daya dukung tanah berdasarkan teori-teori klasik seperti Terzaghi, serta penghitungan tegangan tanah maksimum yang diizinkan. Perhitungan dilakukan secara manual dengan mempertimbangkan faktor keamanan terhadap keruntuhan geser dan keluluhlantahan, serta memastikan penurunan yang terjadi masih dalam batas yang diizinkan. Metode ini banyak digunakan dalam praktek rekayasa geoteknik karena kesederhanaannya dan kemampuannya memberikan hasil yang cukup akurat untuk kondisi tanah umum.

#### **2.3.3.3.2 Metode Soil Line Method (*Spread Footing*)**

Soil Line Method adalah metode grafik dalam perencanaan pondasi telapak yang mempertimbangkan kombinasi antara daya dukung tanah dan stabilitas pondasi terhadap beban eksentris. Metode ini menggunakan garis tanah (*soil line*) sebagai pendekatan visual untuk menentukan distribusi tekanan kontak pada permukaan pondasi. Metode ini sangat berguna dalam kondisi di mana terdapat eksentrisitas beban atau momen, sehingga distribusi tekanan tidak merata. Dengan menggunakan diagram interaktif antara beban, eksentrisitas, dan daya dukung tanah, perencana dapat mengevaluasi kestabilan pondasi secara praktis.

#### **2.3.3.4 Pondasi Telapak memanjang (*Continous footing*)**

Pondasi telapak persegi panjang adalah jenis pondasi dangkal yang memiliki bentuk memanjang ( $\text{panjang} > \text{lebar}$ ) dan digunakan untuk mendukung kolom bangunan yang menerima beban tidak simetris atau memiliki jarak yang berdekatan dalam arah tertentu. Pondasi ini biasanya digunakan jika kolom berada dekat batas tanah atau saat beban dari kolom memiliki rasio dimensi yang tidak seimbang, sehingga dibutuhkan distribusi beban yang lebih lebar dalam satu arah.

### **2.3.3.5 Keuntungan Pondasi Telapak Persegi Panjang (*Continuous footing*)**

Keuntungan utama dari pondasi telapak persegi panjang adalah kemampuannya menyesuaikan distribusi beban bangunan yang tidak merata atau memanjang, serta lebih efektif dalam mengakomodasi jarak antar kolom yang terbatas. Selain itu, pondasi ini memudahkan pelaksanaan konstruksi pada lahan yang memiliki keterbatasan ruang, misalnya di dekat batas kavling, tanpa mengurangi kestabilan struktur.

### **2.3.3.6 Metode Pendesainan Pondasi Telapak (*continuous Footing*)**

Ada dua metode yang dapat digunakan untuk mendesign struktur pondasi telapak yaitu metode Konvensional dalam Perencanaan Pondasi Telapak dan Soil Line Method :

#### **2.3.3.6.1 Metode Konvensional dalam Perencanaan Pondasi Telapak (*Countinuos Footing*)**

Metode konvensional dalam desain pondasi telapak persegi panjang mengacu pada teori daya dukung tanah (misalnya Terzaghi) dan menggunakan pendekatan manual untuk menentukan ukuran pondasi yang sesuai. Analisis ini mencakup pemeriksaan stabilitas terhadap geser, momen, dan penurunan diferensial, serta mempertimbangkan faktor keamanan terhadap daya dukung ultimate.

#### **2.3.3.6.2 Metode Soil Line Method (*Countinuos Footing*)**

Metode Soil Line digunakan sebagai pendekatan grafik untuk mengevaluasi distribusi tekanan tanah di bawah pondasi yang menerima beban eksentris atau momen. Dalam metode ini, kurva tekanan tanah digambarkan dengan mempertimbangkan pusat beban dan panjang pondasi, sehingga memungkinkan perencana untuk memeriksa apakah tekanan tanah masih dalam batas aman. Metode ini bermanfaat untuk mengevaluasi kombinasi beban kompleks yang tidak dapat dianalisis hanya dengan pendekatan konvensional.

## 2.4 Kapasitas Dukung Tanah

Daya dukung tanah merupakan kemampuan suatu tanah untuk dapat menahan dan mendukung beban yang berasal dari struktur bangunan baik berupa struktur atas maupun struktur bawah dengan syarat tanpa menyebabkan terjadi keruntuhan geser atau kerusakan pada struktur gedung. Daya dukung yang diperbolehkan untuk pondasi telapak ditentukan berdasarkan besar kekuatan ijin tarik kekuatan ijin tekan, hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material pondasi itu sendiri sebagaimana didefinisikan oleh pamungkas (2013 : 42 )

Kapasitas dukung ( $qs$ ) ditentukan dari kapasitas dukung ( $qult$ ) dibagi dengan factor aman yang sesuai. Dalam analisa pondasi telapak terdapat beberapa metode analisa yang umum digunakan yaitu analisa *Terzaghi* dan analisa *Mayerhof*.

### 2.4.1 Daya Dukung Terzaghi

Terzaghi (1943) memberikan pengaruh bentuk daya dukung ultimit yang didasarkan pada analisis pondasi memanjang sebagaimana **Tabel 2.9**.

**Tabel 2.9** Kapasitas Dukung Ultimit Terzaghi (1943) yang dipengaruhi Bentuk Pondasi

Bentuk Pondasi	Kapasitas dukung ultimit ( $q_u$ )
Pondasi Bujur Sangkar	$q_{un} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot (N_q - 1) + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
Pondasi Lingkaran	$1,3 c N_c + p_o N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma$
Pondasi Empat Persegi Panjang	$c N_c (1+0,3 B/L) + p_o N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma (1-0,2 B/L)$

Sumber : Hardiyatmo (2012 : 122)

Keterangan:

$c$  : kohesi (kN/m<sup>2</sup>)

$p_o$  : tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : berat volume tanah yang dipertimbangkan terhadap kedudukan airtanah (kN/m<sup>2</sup>)

Df : kedalaman pondasi (m)

Bw : lebar pondasi (m)

L : panjang pondasi (m)

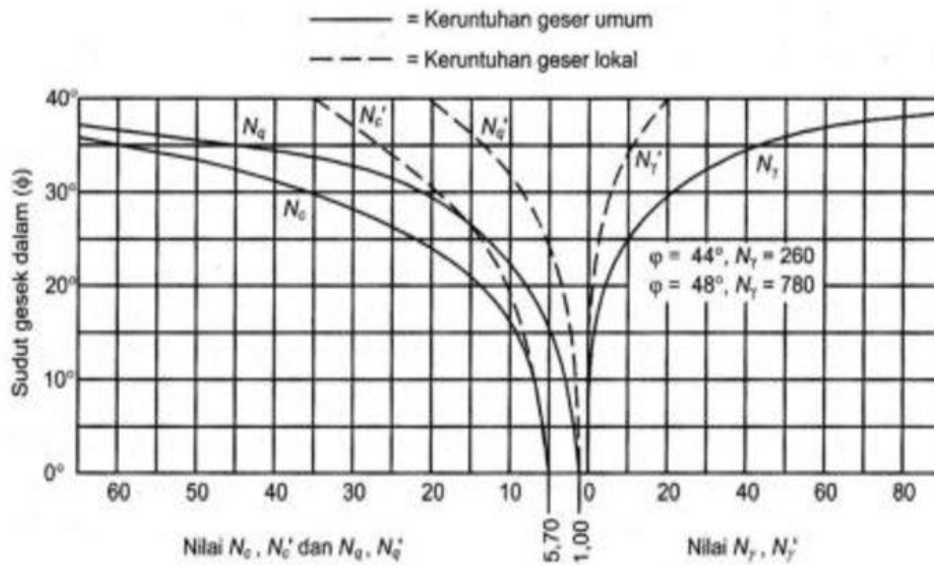
Nc, N $\gamma$ , Nq : faktor daya dukung Terzaghi sesuai Gambar 2.16 atau Tabel 2.10

**Sumber** : Hardiyatmo (2011:122)

**Tabel 2.10** Nilai Faktor Kapasitas Dukung Terzaghi (1943)

$\phi$	Nc (Geser Umum)	Nq (Geser Umum)	N $\gamma$ (Geser Umum)	Nc (Geser Lokal)	Nq (Geser Lokal)	N $\gamma$ (Geser Lokal)
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.2	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	28.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7

**Sumber** : Hardiyatmo (2011:121)



**Gambar 2.6** Grafik Hubungan  $\phi$  dan  $N_c$ ,  $N_q$  dan  $N_\gamma$

**Sumber :** Hardiyatmo (2011:121)

#### 2.4.2 Daya Dukung Mayerhof

Sedangkan Mayerhof (1955) dalam Hardiyatmo (2011) menyarankan dalam metodenya, untuk menghitung kapasitas dukung perlu mempertimbangkan faktor bentuk pondasi, kemiringan beban, dan besar kuat geser tanah diatas pondasi. Sehingga persamaan Mayerhof sebagai berikut.

$$q_{un} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + p_0 (N_q - 1) \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (2,7)$$

Keterangan :

$c$  : kohesi ( $\text{kN/m}^2$ )

$p_0$  : tekanan overburden pada dasar pondasi ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  : berat volume tanah yang dipertimbangkan terhadap kedudukan air tanah  
( $\text{kN/m}^3$ )

$B$  : lebar efektif pondasi (m)

$s_c, s_\gamma, s_q$  : faktor bentuk pondasi sebagaimana Tabel 2.12

$d_c, d_\gamma, d_q$  : faktor kedalaman pondasi sebagaimana Tabel 2.13

$i_c, i_\gamma, i_q$  : faktor kemiringan beban sebagaimana Tabel 2.14

$N_c, N_\gamma, N_q$  : faktor daya dukung Mayerhof sesuai Tabel 2.11

**Sumber** : Hardiyatmo (2011:147)

**Tabel 2.11** Nilai Faktor Kapasitas Dukung Mayerhof (1963), Hansen (1961) dan Vesic (1973)

$\phi$	Mayerhof (1963)			Hansen (1961)			Vesic (1973)		
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
13	9,81	3,26	0,74	9,81	3,26	0,78	9,81	3,26	1,97
14	10,87	3,59	0,77	10,87	3,59	0,82	10,87	3,59	2,29
15	11,98	3,94	0,80	11,98	3,94	0,87	11,98	3,94	2,65
16	13,15	4,32	0,84	13,15	4,32	0,92	13,15	4,32	3,04
17	14,39	4,74	0,88	14,39	4,74	0,97	14,39	4,74	3,47
18	15,68	5,20	0,93	15,68	5,20	1,03	15,68	5,20	3,93
19	17,05	5,70	0,98	17,05	5,70	1,09	17,05	5,70	4,42
20	18,48	6,26	1,04	18,48	6,26	1,16	18,48	6,26	4,95
21	19,98	6,87	1,10	19,98	6,87	1,23	19,98	6,87	5,51
22	21,56	7,53	1,16	21,56	7,53	1,30	21,56	7,53	6,10
23	23,21	8,24	1,23	23,21	8,24	1,37	23,21	8,24	6,73
24	24,94	9,00	1,30	24,94	9,00	1,45	24,94	9,00	7,39
25	26,75	9,81	1,38	26,75	9,81	1,53	26,75	9,81	8,08

**Sumber** : Hardiyatmo (2011:150)

**Tabel 2.12** Faktor Bentuk Pondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor Bentuk	Nilai	Keterangan
Sc	$1 + 0,2 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang $\varphi$
	$1 + 0,1 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
Sq = Sy	1	Untuk $\varphi = 0$

Sumber : Hardiyatmo (2011:152)

**Tabel 2.13** Faktor Kedalaman Pondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor Bentuk	Nilai	Keterangan
dc	$1 + 0,2 (D/B) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang $\varphi$
dq = dy	$1 + 0,1 (D/B) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Sumber : Hardiyatmo (2011:152)

**Tabel 2.14** Faktor-faktor Kemiringan Beban (Mayerhof, 1963)

Faktor Bentuk	Nilai	Keterangan
Ic = Ie	$(1 - \delta^\circ/90^\circ)$	Untuk sembarang $\varphi$
	$(1 - \delta^\circ/\varphi)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
Iv	1	Untuk $\varphi = 0$

Catatan:  $\delta$  = sudut kemiringan beban terhadap garis vertikal

Sumber : Hardiyatmo (2011:152)

## 2.5 Kontrol Tegangan dibawah Pondasi

Tegangan yang terjadi pada tanah dasar pondasi terjadi karena adanya tekanan dari berat tanah diatasnya atau bias disebut dengan tekanan *overburden* ( $P_0$ ). Besar tekanan *overburden* pada suatu tanah dipengaruhi oleh ketinggian mutakhir air tanah. Setelah itu, ketika tanah disebut dibebani oleh suatu struktur diatasnya, maka akan terjadi tegangan tanah tambahan (*stress increment*).

Kontrol tegangan dilakukan untuk memastikan bahwa distribusi tekanan antara pondasi dan tanah tidak menimbulkan tegangan Tarik (negatif) serta tetap dalam batas aman terhadap daya dukung tanah. Tegangan pondasi tidak selalu merata, terutama jika ada momen akibat beban eksentrik. Oleh karena itu perlu dihitung tegangan maksimum ( $q_{maks}$ ) dan minimum ( $q_{min}$ ) dibawah pondasi.

### 2.5.1 Rumus Kontrol Tegangan Maksimum dan Minimum

$$q_{maks} = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} \right) \quad (2.8)$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B} \right) \quad (2.9)$$

**Sumber :** Hardiyatmo (2011 : 425)

Keterangan :

P = Beban Vertikal dari Struktur

A = Luas Pondasi

L = Panjang Pondasi

B = Lebar Pondasi

M<sub>x</sub> = Momen terhadap sumbu x

M<sub>y</sub> = Momen terhadap sumbu y

e<sub>x</sub> = Eksentrisitas arah x

e<sub>y</sub> = Eksentrisitas arah y

## 2.6 Kontrol Geser Pondasi Telapak

Kontrol geser pada pondasi telapak adalah suatu langkah perencanaan struktural yang bertujuan untuk memastikan bahwa pondasi mampu menahan gaya-gaya geser akibat beban vertikal yang diteruskan dari struktur atas ke tanah, tanpa mengalami keruntuhan geser. Terdapat dua jenis kontrol geser yang umum dilakukan, yaitu geser satu arah (*one-way shear*) yang menyerupai mekanisme geser pada balok, dan geser dua arah (*two-way shear* atau *punching shear*) yang terjadi mengelilingi kolom, menyerupai gaya tembus. Keduanya perlu dianalisis agar pondasi tidak mengalami kegagalan struktural akibat gaya potong melebihi kapasitas geser beton yang tidak bertulangan. Kontrol ini penting dilakukan terutama pada pondasi dangkal seperti pondasi telapak, untuk memastikan keamanan dan stabilitas bangunan.

### 2.6.1 Kontrol Geser Satu Arah (*One-Way Shear*)

Kontrol geser satu arah (*one-way shear*) dilakukan untuk memastikan bahwa pondasi tidak mengalami keruntuhan akibat gaya geser yang bekerja sepanjang bidang kritis yang sejajar dengan arah pembebanan, umumnya di dekat sisi kolom. Keruntuhan geser satu arah terjadi seperti pada elemen balok.

Bidang kritis untuk geser satu arah diambil pada jarak  $d$  (jarak efektif) dari tepi kolom sepanjang arah gaya geser. Gaya geser maksimum dihitung dari selisih gaya tekan tanah (reaksi pondasi) dikurangi beban yang langsung diteruskan oleh kolom sampai bidang kritis tersebut. SNI 2847:2019

- Rumus Geser 1 arah

$$V_u = q_{maks} \times L_{geser} \times B \quad (2,10)$$

- Rumus kapasitas geser beton menurut ( $V_c$ ) SNI 2847:2019 :

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (2.11)$$

Keterangan :

$V_u$  = gaya geser ultimit (dari selisih reaksi tanah di luar bidang kritis)

$V_c$  = kapasitas geser beton tanpa tulangan geser

$f_c'$  = kuat tekan beton (MPa)

$\lambda$  = 1 (beton normal)

$b$  = lebar efektif penampang (biasanya sepanjang bidang kritis)

$d$  = tinggi efektif pondasi (dari permukaan sampai tulangan tarik)

Jika  $V_u \leq V_c$  maka pondasi aman terhadap geser satu arah.

### 2.6.2 Kontrol Geser Dua Arah (*Two-Way Shear / Punching Shear*)

Kontrol geser dua arah (punching shear) dilakukan untuk menganalisis potensi keruntuhan geser yang melingkar di sekitar kolom yang menembus pondasi. Bidang geser dua arah berbentuk persegi panjang atau lingkaran yang mengelilingi kolom pada jarak  $d$  dari muka kolom. SNI 2847:2019

➤ Rumus gaya geser dua arah :

$$V_u = P_u - q_{ult} \cdot (B + d)^2 \quad (2.12)$$

➤ Rumus keliling kritis  $b_0$  :

$$b_0 = 2 \cdot (L_{kolom} + d) + 2 \cdot (B_{kolom} + d) \quad (2.13)$$

➤ Rumus kapasitas geser beton  $V_c$

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (2.14)$$

Kemudian dilakukan reduksi kekuatan  $\phi = 0,75$

Jika  $V_u \leq V_c$  maka aman terhadap kegagalan geser dua arah.

Keterangan :

$V_u$  = gaya geser ultimit (dari selisih reaksi tanah di luar bidang kritis)

$V_c$  = kapasitas geser beton tanpa tulangan geser

$f_c'$  = kuat tekan beton (MPa)

$\lambda$  = 1 (beton normal)

$b$  = lebar efektif penampang (biasanya sepanjang bidang kritis)

$d$  = tinggi efektif pondasi (dari permukaan sampai tulangan tarik)



## 2.7 Penurunan Pondasi

Penurunan pondasi merupakan salah satu aspek penting dalam perencanaan pondasi yang bertujuan untuk mengetahui seberapa besar perubahan elevasi pondasi akibat beban yang bekerja. Penurunan yang terjadi pada pondasi telapak terbagi menjadi dua jenis, yaitu penurunan segera (*immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*). Penurunan segera terjadi akibat deformasi elastis tanah granular seperti pasir, sedangkan penurunan konsolidasi terjadi akibat keluarnya air dari pori-pori tanah berbutir halus seperti lanau atau lempung.

Penurunan digunakan untuk menunjukkan perpindahan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Apabila seluruh permukaan tanah yang berada di bawah dan di sekeliling bangunan mengalami penurunan secara seragam dan tidak berlebihan, maka penurunan yang terjadi pada bangunan tersebut tidak akan terlihat oleh pandangan mata dan menyebabkan kerusakan bangunan (Hardiyatmo, 2011:252).

Terdapat 3 penurunan yang terjadi pada tanah ketika dibebani yaitu, penurunan segera, penurunan konsolidasi dan penurunan ijin. Total penurunan yang terjadi merupakan jumlah total akumulasi dari beberapa penurunan tersebut. Jika dinyatakan dalam persamaan, maka penurunan total dapat dihitung sebagaimana berikut :

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (2.15)$$

Keterangan :

S : Penurunan Total (mm)

$S_i$  : Penurunan Segera (mm)

$S_c$  : Penurunan Konsolidasi Primer (mm)

$S_s$  : Penurunan Konsolidasi sekunder (mm)

### 2.7.1 Penurunan segera (immediate settlement)

Penurunan segera (immediate settlement) adalah penurunan yang terjadi segera setelah beban diberikan pada tanah. Penurunan ini terjadi tanpa adanya perubahan volume air dalam pori tanah dan umumnya terjadi pada tanah berbutir seperti pasir atau lanau yang jenuh sebagian. Penurunan ini berlangsung dengan cepat, biasanya dalam waktu yang singkat setelah konstruksi dimulai.

(Sumber: Hardiyatmo, 2011:283)

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \frac{qB}{E} \quad (2.16)$$

Keterangan :

$S_i$  = penurunan segera (m)

$\mu_1$  = faktor koreksi jenis tanah

$\mu_0$  = faktor koreksi kedalaman pondasi

$qB$  = tekanan yang bekerja di bawah pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

$E$  = modulus elastisitas tanah (kN/m<sup>2</sup>)

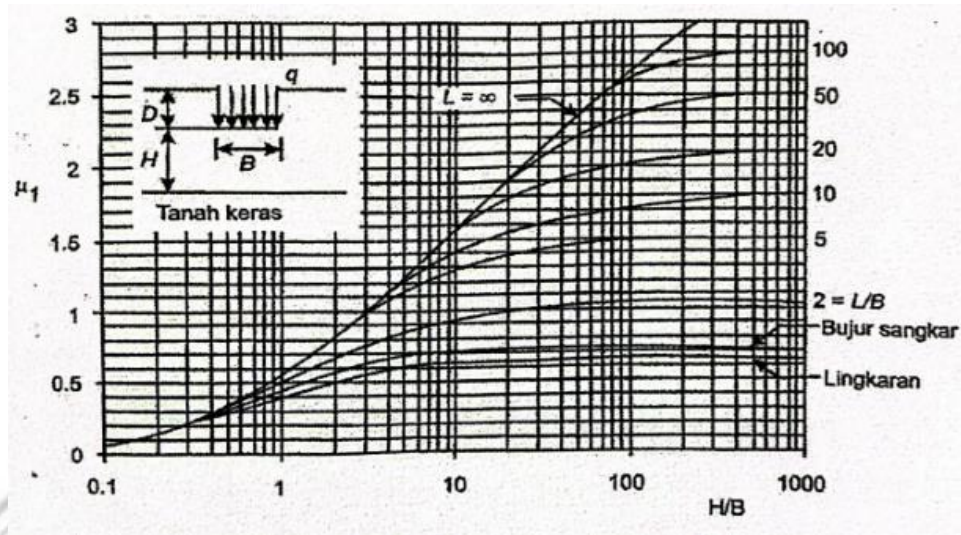


**Tabel 2.15** Perkiraan Modulus Elastis (E)

Macam Tanah	E (kN/m <sup>2</sup> )
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3.000
Lunak	2.000 – 4.000
Sedang	4.500 – 9.000
Keras	7.000 – 20.000
Berpasir	30.000 – 42.500
Pasir	
Berlanau	5.000 – 20.000
Tidak padat	10.000 – 25.000
Padat	50.000 – 100.000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80.000 – 200.000
Tidak padat	50.000 – 140.000
Lanau	2.000 – 20.000
Loose	15.000 – 60.000
Serpih	140.000 – 1.400.000

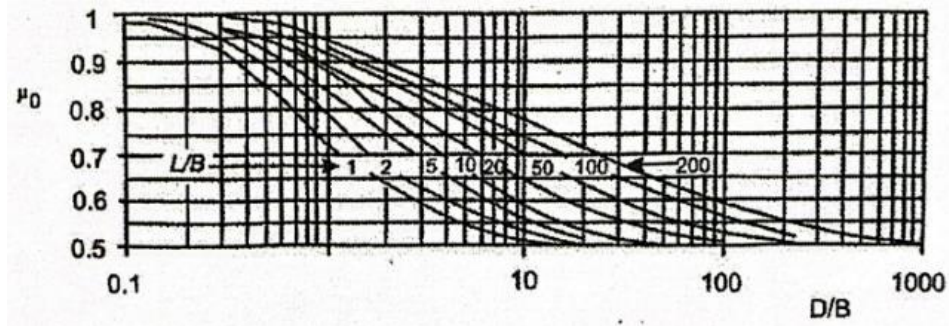
**Sumber:** Hardiyatmo (2011:281)

Grafik factor koreksi lapisan kedalaman tanah tersaji pada gambar 2.7 dan grafik factor koreksi lapisan kedalaman pondasi tersaji pada 2.8



**Gambar 2.7** Grafik Faktor Koreksi Lapisan Kedalaman Tanah

Sumber : Hardiyatmo (2011 : 285)



**Gambar 2.8** Grafik Faktor Koreksi Lapisan Kedalaman Pondasi

Sumber : Hardiyatmo (2011 : 285)

### 2.7.2 Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi adalah penurunan yang terjadi akibat keluarnya air dari pori-pori tanah berbutir halus, seperti tanah lempung, sebagai respons terhadap beban luar yang bekerja. Proses ini berlangsung secara perlahan dan memerlukan waktu yang relatif lama karena kecepatan aliran air melalui pori-pori sangat kecil. Penurunan ini menyebabkan perubahan volume tanah secara permanen karena terjadinya pemadatan struktur tanah. Sumber: Hardiyatmo, 2011:283

Deformasi yang terjadi pada lapisan tanah, dalam hal ini penurunan selain disebabkan oleh distorsi (perubahan bentuk tanpa dibarengi perubahan volume) atau elastisitas tanah dapat juga disebabkan oleh keluarnya air dari dalam pori tanah. Penurunan lapisan tanah yang diakibatkan oleh keluarnya air dari pori tanah tersebut dinamakan penurunan konsolidasi yang memerlukan waktu yang relatif lebih lama karena sangat tergantung dari permeabilitas tanah.

Tanah yang memiliki butiran halus (fine grained soils) seperti tanah lempung, kecepatan keluarnya air dari pori tanah sangat kecil dibandingkan dengan kecepatan keluarnya air dari tanah yang berbutir kasar (coarse grained soils) seperti tanah lanau dan pasir. Besar penurunan yang terjadi juga bergantung dari lamanya waktu pembebanan.

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \text{Log} \left( \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \right) \quad (2.17)$$

Keterangan :

$S_c$  = penurunan konsolidasi (m)

$H$  = tebal lapisan tanah yang mengalami konsolidasi (m)

$e_0$  = angka pori awal

$C_c$  = indeks kompresi

$P_0$  = tegangan efektif awal (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta p$  = tambahan tegangan akibat beban pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

### 2.7.3 Penurunan Ijin

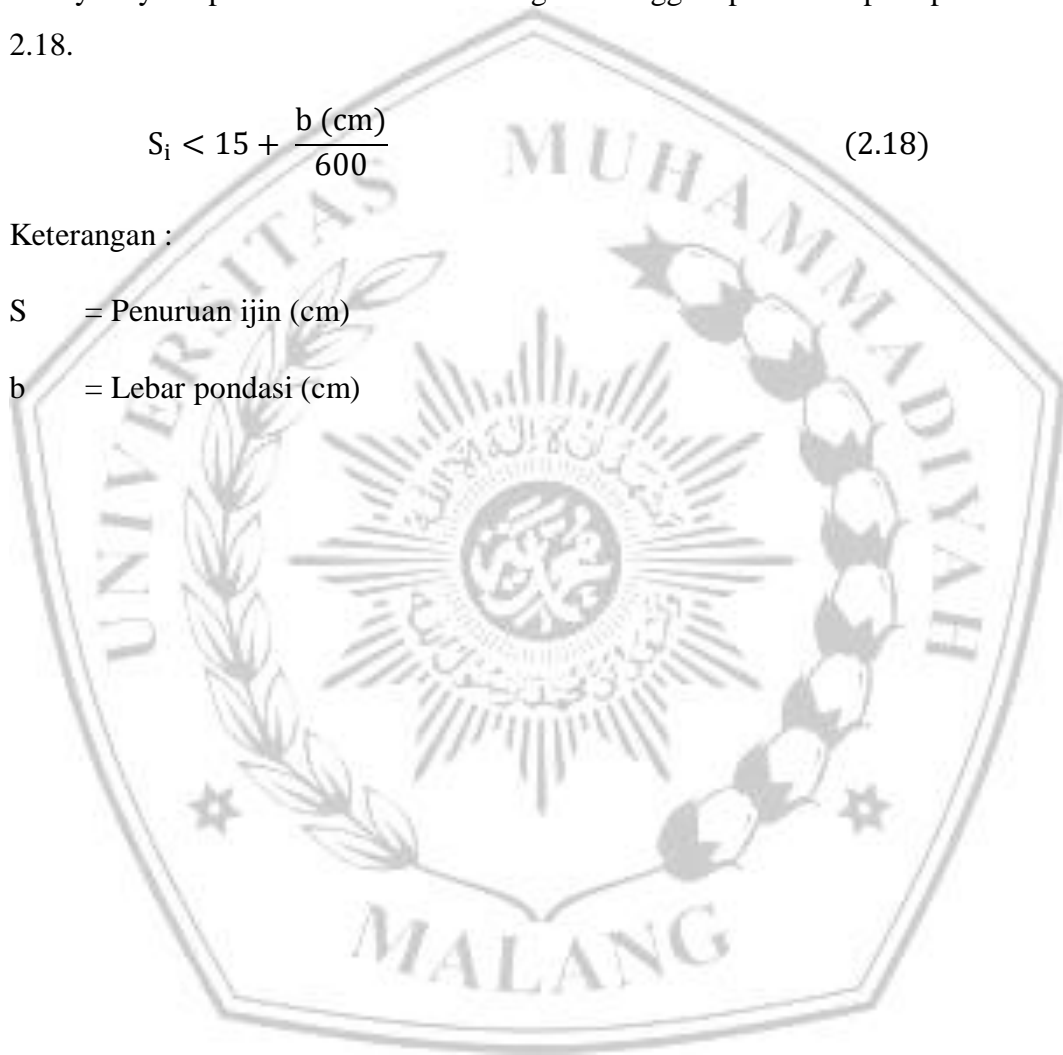
Menurut SNI Geoteknik (2017:178), pasal 9.2.4.3 besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Syarat penurunan izin untuk bangunan tinggi dapat dilihat pada persamaan 2.18.

$$S_i < 15 + \frac{b \text{ (cm)}}{600} \quad (2.18)$$

Keterangan :

S = Penurunan ijin (cm)

b = Lebar pondasi (cm)



## 2.8 Penulangan Pondasi Telapak (*Spread Footing*)

Penulangan pondasi telapak merupakan proses pemberian tulangan baja pada pondasi yang berfungsi untuk meningkatkan kekuatan struktur dalam menahan beban dari atas bangunan serta gaya-gaya lain seperti gaya geser dan momen. Tulangan ini berperan penting dalam mencegah keretakan dan keruntuhan beton akibat tegangan tarik yang bekerja pada pondasi. Pondasi telapak umumnya diberi tulangan bawah sebagai tulangan utama untuk menahan tegangan tarik akibat lentur, dan kadang-kadang juga diberi tulangan atas jika pondasi menerima momen negatif atau gaya tarik dari bawah. Penempatan dan jumlah tulangan ditentukan berdasarkan hasil perhitungan struktur sesuai standar desain seperti SNI atau peraturan teknis lainnya agar pondasi mampu bekerja secara aman dan efisien. Perencanaan penulangan pondasi telapak bertujuan untuk menentukan jumlah dan luas tulangan lentur yang diperlukan agar pondasi mampu menahan momen ultimate dari struktur atas, serta mengendalikan retak akibat susut dan suhu pada pelat pondasi. Penulangan ini harus memenuhi ketentuan kuat lentur sesuai SNI 2847:2019 dan tidak boleh kurang dari batas minimum yang disyaratkan.

### 2.8.1 Perencanaan Penulangan Plat Pondasi Telapak

- **Rumus Luas Tulangan Lentur Pelat ( $A_s$ ) ( SNI 2847:2019 )**

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad (2.19)$$

- **Rumus Tulangan Minimum Plat (  $A_{s \text{ min}}$  )**

(Sumber : SNI 2847 : 2019 Pasal 9.6.1.2 )

$$A_{s \text{ min}} = 1,4 \cdot \frac{b \cdot d}{f_y} \quad (2.30)$$

- **Rumus Tulangan Susut Minimum**

(Sumber : SNI 2847 : 2019 Pasal 24.4.3.1 )

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot t, \text{ dengan } \rho_{\text{min}} = 0,0018 \quad (2.31)$$

## 2.8.2 Rumus Penulangan Balok Pengikat

### ➤ Rumus Luas Tulangan Lentur Balok ( $A_s$ )

Sumber: Dipohusodo, I. (2007), *Struktur Beton Bertulang*,

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j \cdot d} \quad j = 0,9 \quad (2.32)$$

### ➤ Rumus Gaya Geser Balok

Sumber: Hary Christady Hardiyatmo (2013), *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*.

$$V_u = \frac{q \cdot l}{2} \quad (2.33)$$

### ➤ Rumus Kapasitas Geser Beton

Sumber: SNI 2847:2019, Pasal 22.5.5.1.

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad (2.34)$$

### ➤ Rumus Tulangan Geser Minimum

Sumber: SNI 2847:2019, Pasal 9.7.6.2.2.

$$A_{v \min} = \frac{0,062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot s}{f_y} \quad (2.35)$$

## 2.8.3 Rumus Penulangan Kolom C1

### ➤ Rumus $A_s$ Minimum & Maksimum Kolom

Sumber: SNI 2847:2019, Pasal 10.7.3.

$$A_{s \min} = 0,01 \cdot A_g, \quad A_{s \max} = 0,08 \cdot A_g \quad (2.36)$$

### ➤ Rumus Kapasitas Tekan Kolom

Sumber: Dipohusodo, I. (2007), *Struktur Beton Bertulang*, Bab Kolom.

$$P_u = 0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s \quad (2.37)$$