

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perencanaan adalah kegiatan yang sangat pokok sebelum dilakukannya sebuah konstruksi. Dalam pekerjaan konstruksi kesalahan fatal dalam pelaksanaan proyek dapat menimbulkan kerugian yang cukup besar. Perencanaan yang dilakukan harus direncanakan dengan sangat matang dan terencana serta dapat menghemat biaya, waktu, dan tenaga. Terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan struktur yaitu beban struktur, kekuatan bahan, ketahanan bahan, dan keamanan dalam pelaksanaan. Pada tahap perencanaan pondasi tiang pancang gedung Graha Widyagama Mahakam Samarinda, perlu dilakukan studi pustaka yang bertujuan untuk memahami dan mengetahui jenis pondasi yang sesuai dengan keadaan tanah pada proyek.

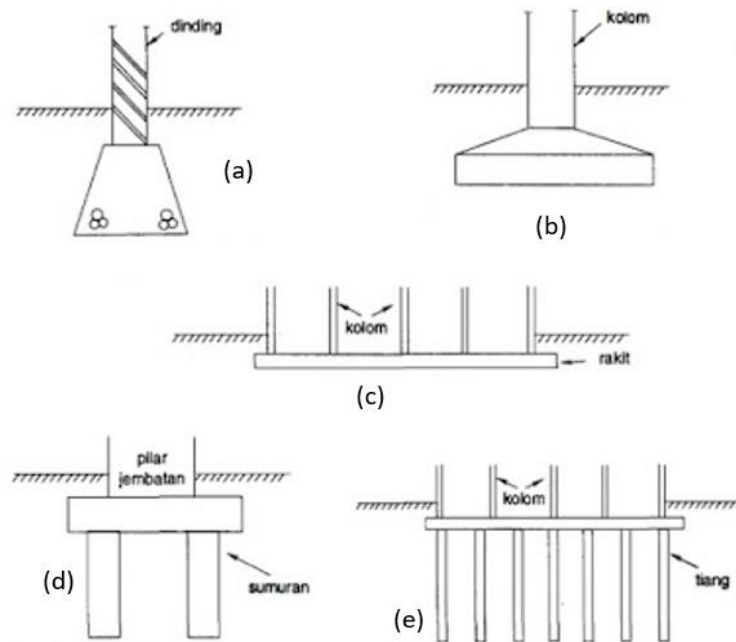
Pada proyek pembangunan gedung Graha Widyagama Mahakam Samarinda ini digunakan pondasi tiang pancang *spun pile*. Pondasi ini digunakan berdasarkan kedalaman tanah keras serta kondisi lingkungan. Pondasi tiang pancang dipakai untuk menahan suatu struktur yang lapisan tanah kerasnya terletak cukup dalam. Pada komponen tanah keras ini dapat diketahui melalui beberapa cara salah satunya dapat diketahui dari data sondir yang telah dilakukan sebelumnya. Hal lain yang menjadi pertimbangan pemilihan jenis pondasi ini yaitu proyek pembangunan gedung ini berada di lingkungan Universitas.

2.2 Jenis-jenis Pondasi

2.2.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal merupakan pondasi yang mendukung beban langsung yang apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam. Menurut Hadihardaja (1997: 3) apabila kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi, maka pondasi

tersebut dapat dikatakan sebagai pondasi dangkal, dan anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi ke tanah dibawahnya yang berupa lapisan penyangga (*bearing stratum*) lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal memiliki beberapa jenis yang disajikan pada **Gambar 2.1**:



Gambar 2.1 Jenis-Jenis Pondasi Dangkal. (a) pondasi memanjang; (b) pondasi telapak; (c) pondasi rakit; (d) pondasi sumuran; (e) pondasi tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 1996: 63)

2.2.1.1 Pondasi Memanjang

Pondasi memanjang atau pondasi kontinyu (*continuous footing*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom-kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berhimpit satu sama lain. (Hardiyatmo, 2011: 103)

2.2.1.2 Pondasi Telapak

Menurut Gunawan (1990: 30) pondasi telapak yang berdiri sendiri (*individual footing*) biasa digunakan untuk menumpu kolom bangunan,

tugu/menara, tangki air, pilar jembatan, cerobong asap dan konstruksi bangunan sipil lainnya. Pondasi telapak umumnya berbentuk bujur sangkar atau persegi panjang. Pada pondasi telapak yang mendukung beban sentris tanpa momen, bentuk pondasi dapat digunakan bentuk bujur sangkar.

2.2.1.3 Pondasi Rakit

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

2.2.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam pada prinsipnya adalah pondasi yang di dalam mendukung beban bangunan mengandalkan tahanan ujung dan tahanan gesek dindingnya (Hardiyatmo, 2011: 105). Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat di bawah konstruksi dengan tumpuan pondasi. Menurut Hadihardaja (1997: 6) pada kenyataannya pondasi panjang lebih mahal daripada pondasi tiang-tiang pendek yang dibentuk seperti kaki-kaki tersebar, bahkan mungkin lebih mahal daripada pondasi telapak. Oleh karena itu haruslah sangat berhati-hati dalam menentukan sifat tanah untuk kedalaman yang mungkin penting sehingga kita dapat menentukan secara tepat pondasi yang kita butuhkan tanpa berlebihan. Pondasi dalam memiliki beberapa jenis yaitu:

2.2.2.1 Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran atau kaison diartikan sebagai pondasi yang tersusun atas pipa beton yang ditanam dalam tanah membentuk sumur kemudian dicor di tempat menggunakan bahan batu belah dan beton sebagai isinya. Pondasi ini dapat diterapkan pada lahan-lahan konstruksi yang kedalaman lapisan tanah kerasnya berkisar 3-5 meter.

Peck, dkk (1953) dalam Hardiyatmo, H.C (2002: 80) memberi perbedaan antara pondasi sumuran dengan pondasi dangkal menurut nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B). Untuk pondasi sumuran $D_f/B > 4$, dan untuk pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$.

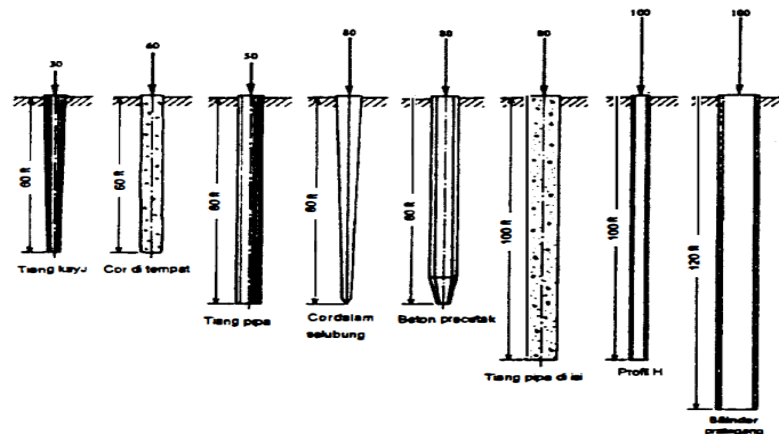
2.2.2.2 Pondasi Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk menopang bangunan jika permukaan tanah keras terletak sangat dalam. Pondasi tiang cocok diterapkan pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban horisontal, dapat juga mendukung bangunan dalam menahan gaya *uplift*. **Gambar 2.2** menunjukkan panjang maksimum dan beban maksimum untuk jenis-jenis pondasi tiang yang umum diterapkan di lapangan. Dalam mendesain pondasi tiang untuk suatu konstruksi mutlak diperlukan:

- Data tentang tanah dasar
Dalam hal ini perlu melakukan pengujian Sondir dan Boring untuk mendapatkan data tanah.
- Daya dukung tiang tunggal dan tiang kelompok
- Analisa gesekan negatif kulit tiang (*negative skin friction*), karena termasuk beban tambahan

Ada beberapa maksud digunakannya pondasi tiang, antara lain:

- Untuk memindahkan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat
- Untuk memindahkan beban ke tanah yang labil sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi mampu mendukung dengan cukup beban tersebut oleh gesekan kulit tiang dengan tanah di sekelilingnya
- Untuk mengangkerkan suatu konstruksi yang disebabkan oleh gaya uplift akibat pressure hidrostatik atau momen penggulingan
- Untuk menahan gaya lateral dan gaya yang arahnya diagonal
- Untuk memadatkan tanah yang dominan pasir, sehingga kapasitas dukungnya bertambah
- Untuk mendukung pondasi yang lapisan tanahnya mudah tergerus air



Gambar 2.2 Panjang maksimum dan beban maksimum untuk macam-macam tipe tiang yang umum di pakai dalam praktek (Carson, 1965)

(Sumber: Hardiyatmo, 2008: 62)

Tiang pancang (*spun pile*) merupakan struktur bawah pondasi yang berfungsi untuk meneruskan, memindahkan atau mentransferkan beban-beban dari struktur atas ke lapisan tanah keras yang dalam. Secara umum kebanyakan tiang pancang dalam pelaksanaan di lapangan langsung dipancangkan ke dalam tanah. Tiang pancang dipancangkan tegak lurus ke dalam tanah, tetapi jika diperlukan untuk menahan beban horisontal maka tiang pancang bisa dipancangkan miring (*batter pile*). Menurut Sardjono (1996: 1) pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk pondasi bangunan dimana tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk menopang berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam. Berikut macam-macam tiang pancang berdasarkan cara pemindahan beban:

1. *Point bearing pile (end bearing pile)*

Point bearing pile adalah tiang pancang dengan tahanan ujung yang meneruskan beban bangunan melalui ujung pondasi ke tanah keras.

2. Friction pile

Friction pile adalah tiang pancang yang meneruskan beban bangunan ke tanah melalui gesekan kulit tiang (*skin friction*) dengan tanah di sekelilingnya.

2.3 Pembebanan

2.3.1 Beban Mati atau *Dead Load (DL)*

Beban mati meliputi semua bagian komponen struktur yang bersifat tetap termasuk segala unsur tambahannya. Beban mati adalah berat total bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, *klading* gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727-2020). **Tabel 2.1** berikut menyediakan macam-macam berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung.

Tabel 2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

No.	Nama Material	Berat Isi	Satuan
1	Baja	7800	kg/m ³
2	Beton Bertulang	2400	kg/m ³
3	Kayu	800	kg/m ³
4	Pasir	1600	kg/m ³
5	Adukan Semen	21	kg/m ³
6	Dinding Bata 15 cm	250	kg/m ³
7	Dinding Bata 20 cm	450	kg/m ³
8	Plafond	18	kg/m ³
9	<i>Finishing</i> Lantai / cm tebal	24	kg/m ³
10	Partisi Ringan (<i>Gypsum</i>)	50	kg/m ³
11	<i>Ducting</i> Mekanikal	19,3	kg/m ³
12	Lapisan <i>Waterproofing</i>	5,1	kg/m ³

(Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung)

2.3.2 Beban Hidup atau *Live Load (LL)*

Beban hidup adalah beban yang dihasilkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang bukan termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir,

atau beban mati (SNI 1727-2020: 26). Besarnya beban hidup sesuai fungsi bangunan gedung yang telah disediakan pada **Tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Beban Hidup Ruang Pertemuan

Hunian atau penggunaan	Merata, L_0 psf (kN/m ²)
Gedung Pertemuan/ Aula	
Kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)
Lobi	100 (4,79)
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)
Panggung pertemuan	100 (4,79)
Lantai podium	150 (7,18)
	100 (4,79)
Tribun penonton stadion dan arena dengan kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)
Ruang pertemuan lainnya	100 (4,79)

(Sumber: SNI 1727-2020: 26)

2.3.3 Beban Angin atau *Wind Load* (WL)

Beban Angin atau *Wind Load* terbentuk akibat adanya desakan dari udara yang bersifat aktif dalam tahap pengerjaan sebuah konstruksi gedung. Beban angin dapat digolongkan menjadi dua golongan yaitu tekanan negatif dalam satuan kg/m² dan tekanan positif dalam satuan kg/m². Energi yang akan diperoleh dari angin yaitu energi kinetik dimana energi ini akan berganti menjadi energi potensial yang diwujudkan dalam tekanan hisapan maupun tekanan pada sebuah konstruksi bangunan yang letaknya di lintasan angin yang membuat angin berbelok dan terhenti. Patokan besarnya beban angin yang akan bertindak di sebuah konstruksi bangunan dipengaruhi oleh beberapa hal berikut seperti kekuatan struktur bangunan, bentuk serta ketinggian struktur bangunan, kekakuan struktur, kecepatan angin, rapat masa udara.

2.3.4 Beban Kombinasi Terfaktor

Komponen struktur dan bagian-bagian pondasi harus direncanakan sedemikian rupa sehingga mencapai kekuatan rencana yang sama atau bahkan melebihi besarnya beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi menurut SNI 1727 (2020: 13) pada **Tabel 2.3**:

Tabel 2.3 Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit

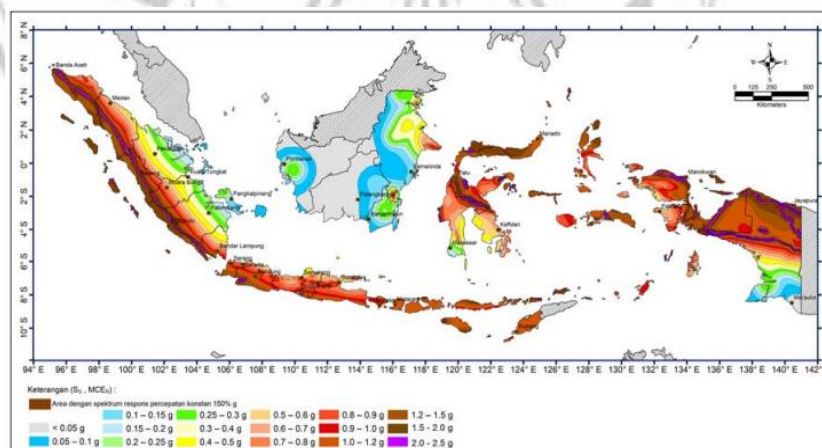
Beban	Metode Ultimit
Beban Mati	$1,4D$
Beban Hidup	$1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
Beban Angin	$1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$ $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$ $0,9D + 1,0W$
Beban Gempa	$1,2D + 1,0E + 1,0L$ $0,9D + 1,0E$

(Sumber: SNI 1727-2020: 13)

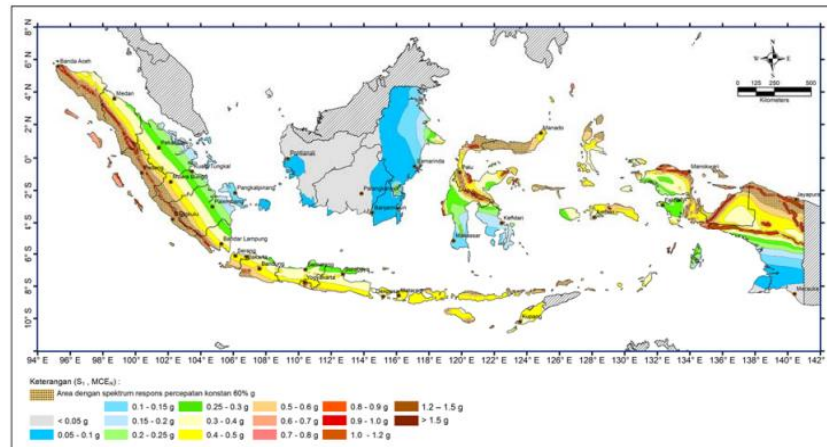
2.3.5 Beban Gempa atau *Earthquake* (E)

Beban gempa adalah beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung lain dengan menirukan pengaruh dari gerakan permukaan tanah akibat gempa itu. Peta-peta pergerakan tanah seismik dan koefisien risiko gempa tertinggi diperhitungkan, ditunjukkan seperti **Gambar 2.3** dan **Gambar 2.4** merupakan parameter respons spektral percepatan gempa oleh MCE_R ditetapkan dalam 0,2 detik $IS_S I$ untuk parameter respons spektral perencanaan gempa oleh MCR_R yang ditetapkan dalam 1 detik (S_s).

Menurut SNI 1726-2019: 13 menentukan tata cara pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai dan peralatannya secara umum.

**Gambar 2.3** S_s Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget MCE_R Kelas Situs S_B

(Sumber: SNI 1726-2019: 233)



Gambar 2.4 S₁ Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget MCE_R

Kelas Situs S_B

(Sumber: SNI 1726-2019: 234)

2.3.6 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Kategori risiko struktur bangunan untuk gedung dan non-gedung disajikan dalam **Tabel 2.4** pengaruh gempa terhadap struktur yang ditinjau harus dikalikan dengan faktor keutamaan (*I_e*) dalam **Tabel 2.5** (SNI 1726-2019: 24).

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

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Tabel 2.4 Lanjutan

Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:

- Bioskop
- Gedung pertemuan
- Stadion
- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat
- Fasilitas penitipan anak
- Penjara
- Bangunan untuk orang jompo

Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:

- Pusat pembangkit listrik biasa
- Fasilitas penanganan air
- Fasilitas penanganan limbah
- Pusat telekomunikasi

III

Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, 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.

Gedung dan non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:

- Bangunan-bangunan monumental
- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan
- Rumah ibadah
- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat
- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat
- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya
- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat
- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat
- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur 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

IV

Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV

(Sumber: SNI 1726-2019: 24-25)

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa, I_e

Kategori Risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726-2019: 25)

2.3.7 Koefisien Situs dan Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R)

Menurut SNI 1726-2019: 34 penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) **Tabel 2.6** dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v) **Tabel 2.7**. Pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan rumus pada **Persamaan 2.1a** dan **Persamaan 2.1b**:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad \dots[2.1a]$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad \dots[2.1b]$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik

F_a = koefisien perioda pendek

F_v = koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.6 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Tabel 2.6 Lanjutan

SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

(Sumber: SNI 1726-2019: 34)

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 2.7 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada perioda 1 detik, S ₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber: SNI 1726-2019: 34-35)

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S₁ dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons situs-spesifik

2.3.8 Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs diperoleh berdasarkan kondisi tanah di lapangan. Klasifikasi situs pada **Tabel 2.8** di bawah berlaku untuk tanah dengan kedalaman sampai 30 meter dari permukaan tanah.

Tabel 2.8 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	< 50

Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:

1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,
2. Kadar air, $w \geq 40\%$,
3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa

Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:

SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)

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 $\bar{S}_u < 50$ kPa

(Sumber: SNI 1726-2019: 29-30)

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

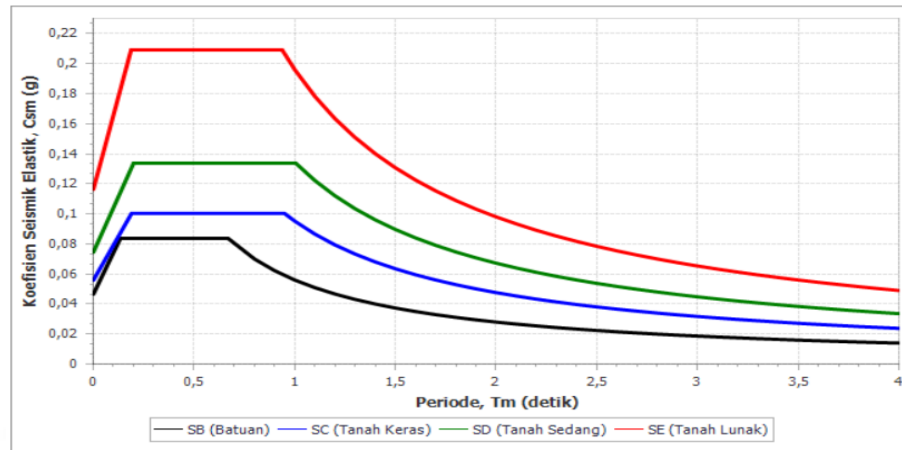
2.3.9 Parameter Percepatan Spektral Desain

Menurut SNI 1726-2019: 35 parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan pada **Persamaan 2.2**:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} ; S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad \dots[2.2]$$

Besarnya nilai S_S dan S_1 akan digunakan dalam memperhitungkan besarnya gaya yang disebabkan oleh beban lateral maupun beban gempa rencana yang diterima sebuah konstruksi gedung. Gaya lateral atau gaya geser tersebut dapat ditentukan dengan menggunakan analisa peta zona wilayah gempa yang berlaku. Besaran nilai data-data gempa dapat diperoleh dari SNI 1726-2019 ataupun bisa ditemukan dalam situs (lini.binamarga.pu.go.id/SpektrumRespons).

Grafik di bawah ini menunjukkan besarnya korelasi percepatan respon spektral dengan periode getar gempa di Kota Samarinda berdasarkan klasifikasi tanah yang dapat dilihat pada **Gambar 2.5**:



Gambar 2.5 Grafik Percepatan Respons Spektra Gempa Wilayah Kota Samarinda
(Sumber: <https://lini.binamarga.pu.go.id>)

2.3.10 Spektrum Respon Desain

Nilai percepatan spektral S_a sebagai nilai parameter S_{D1} dalam periode 1 detik ataupun periode 2 detik, dan parameter dan S_{M1} diperoleh 1,5 kali dari tiap-tiap S_{DS} dan S_{D1} , maka diambil nilai yang terbesar dari parameter-parameter tersebut. Untuk nilai S_{MS} dan S_{D1} ditetapkan tidak boleh kurang dari 80 persen.

Spektrum-spektrum respons pada desain wajib diteruskan sesuai dengan ketentuan yaitu:

- Spektrum respons percepatan desain S_a yang periodanya lebih kecil dari T_0 maka akan diambil dari persamaan.
- Nilai S_a sama dengan S_{DS} apabila nilai spektrum respons percepatan desain periodenya lebih besar atau sama dengan T_0 , serta lebih kecil ataupun sama dengan T_S .
- Spektrum respons percepatan desain dapat ditentukan menurut **Persamaan 2.3** jika perioda yang terjadi lebih besar dari nilai T_S .

$$S_a = S_{D1} \quad \dots[2.3]$$

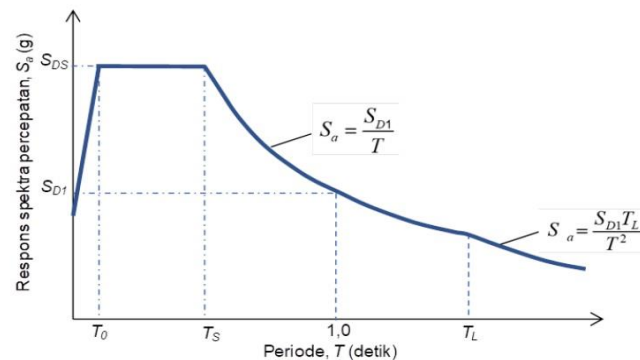
dimana:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda respons spektral fundamental struktur (detik)

Spektrum respon desain digambarkan pada **Gambar 2.6**:



Gambar 2.6 Spektrum respons desain

(Sumber: SNI 1726-2019: 36)

2.3.11 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019: 37 sebuah konstruksi gedung ataupun non gedung harus dikategorikan berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya S_{DS} dapat dilihat pada **Tabel 2.9** dan S_{D1} dapat dilihat pada **Tabel 2.10**.

Tabel 2.9 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

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

(Sumber: SNI 1726-2019: 37)

Tabel 2.10 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

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

(Sumber: SNI 1726-2019: 37)

2.3.12 Pemilihan Sistem Struktur

Menurut SNI (1726-2019: 49-51) sistem penahan-gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d , dan Ω_D harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam **Tabel 2.11**.

Tabel 2.11 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gempa

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

Tabel 2.11 Lanjutan

8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4 ^{1/2}	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5 ^{1/2}	48	48	30	TI	TI

(Sumber: SNI 1726-2019: 49-51)

2.3.13 Periode Fundamental Pendekatan

Menurut SNI 1726-2019: 71 periode fundamental pendekatan struktur, T, di dalam pedoman yang mendasari dalam jenis dipelajari memakai milik struktur dan kelompok deformasi elemen penahan dalam perhitungan yang diuji. Periode suatu prinsip dasar struktur T tidak bisa melampaui hasil konstanta variabel batasan di suatu periode yang dihitung (Cu) di **Tabel 2.12** sedangkan Ct dan x pada **Tabel 2.13** dan periode fundamental perancangan, Ta mampu dianalisa pada **Persamaan 2.4** dan Tmax dianalisa pada **Persamaan 2.5**:

$$T_a = C_t \times h \frac{x}{n} \dots[2.4]$$

Dan tidak boleh melebihi:

$$T_{max} = C_u \cdot T_a \dots[2.5]$$

Keterangan:

Ta = periode fundamental pendekatan (detik)

Tmax = periode fundamental pendekatan maximum (detik)

Hn = ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi

Cu = Koefisien batas atas pada periode yang dihitung

Ct & x = ditentukan dalam **Tabel 2.12**

Tabel 2.12 Koefisien batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: SNI 1726-2019: 72)

Tabel 2.13 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan α

Tipe struktur	C_t	α
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentrisitas	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap teknik	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

(Sumber: SNI 1726-2019: 72)

2.3.14 Geser Dasar Seismik

Menurut SNI 1726-2019: 69 geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus sesuai dengan **Persamaan 2.6**:

$$V = C_s \times W \quad \dots[2.6]$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan

W = berat seismik efektif (K_n)

2.3.15 Perhitungan Koefisien Respon Seismik

Dalam **Persamaan 2.7** nilai C_s tidak boleh melebihi.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \dots[2.7]$$

dimana:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

2.3.16 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Menurut SNI 1726-2019: 73 gaya gempa lateral (F_x) dalam satuan berat kN yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dengan rumus dari **Persamaan 2.8** dan nilai faktor distribusi vertikal (C_{vx}) dari **Persamaan 2.9**:

$$F_x = C_{vx} \times V \quad \dots[2.8]$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad \dots[2.9]$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

F_x = gaya gempa lateral (kN)

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

$w_i ; w_x$ = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau x

$h_i ; h_x$ = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = eksponen terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

= untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$

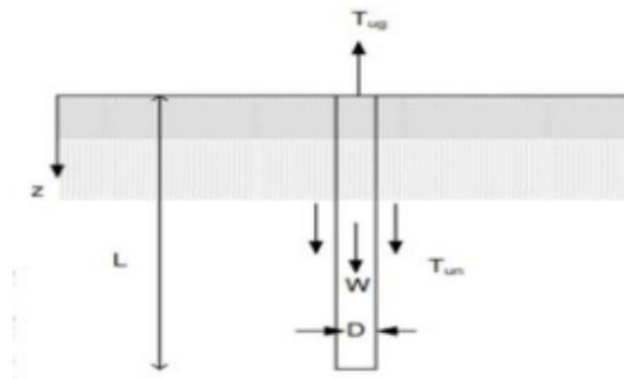
= untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$

= untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 sampai 2,5 detik, harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.4 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Menurut Nakazawa dan Sosrodarsono (2000: 96) dalam (Milzam, 2018) mengungkapkan bahwa pada tiang, umumnya gaya longitudinal (gaya tekan pemancangan maupun gaya tariknya) dan gaya orthogonal terhadap batang (gaya horizontal pada tiang tegak) dan momen lentur yang bekerja pada ujung tiang seperti, gaya luar yang bekerja pada keliling tiang selain dari kepala tiang seperti yang diperlihatkan pada **Gambar 2.7**, pondasi tiang pancang harus direncanakan sedemikian rupa sehingga daya dukung tanah pondasi, tegangan pada tiang dan pergeseran kepala tiang akan lebih kecil dari batas-batas yang diizinkan. Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang adalah berat sendiri bangunan yang berada di atasnya, tekanan tanah, beban hidup, dan tekanan air, dan gaya luar yang bekerja langsung pada tubuh tiang.

1. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan pondasi antara lain: Tiang yang kualitas dari bahannya atau tiang yang diameternya berbeda maka tidak boleh digunakan untuk pondasi yang sama.
2. Jika diperkirakan akan terjadinya suatu penurunan (*settlement*) akibat dari pemampatan (*consolidation*) maka dipakai tiang diagonal pada tanah pondasi.
3. Tiang untuk kepala jembatan (*abutment*) pada lapisan tanah berjenis lembek menderita beban eksentris tak bergerak, sehingga perencanaan harus dengan teliti.



Gambar 2.7 Beban yang bekerja pada tubuh tiang

(Sumber: Pamungkas, 2013: 58)

2.5 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang

Kapasitas dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2011). Jika di dalam kapasitas dukung pondasi dangkal satuannya adalah satuan tekanan (kPa) maka di dalam kapasitas dukung tiang pancang satuannya adalah satuan gaya (kN). Menurut Pamungkas (2013: 42) dalam (Milzam, 2018) mengungkapkan bahwa daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal ini sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri. Ada beberapa daya dukung yang akan diperhitungkan dalam studi ini yaitu:

2.5.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula dari **Persamaan 2.10**:

Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$Q_a = \frac{A_p \cdot q_c}{3} + \frac{A_{st} \cdot l \cdot c}{5} \quad \dots[2.10]$$

dimana:

Q_a = daya dukung ijin tekan tiang

q_c = tahanan ujung konus sondir

- A_p = luas penampang tiang
 c = *cleef*
 L = kedalaman tiang
 A_{st} = keliling penampang tiang

2.5.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Untuk menentukan besarnya daya dukung ijin tarik pondasi tiang pancang terhadap kuat tanah maka digunakan **Persamaan 2.11**:

$$Q_{ta} = \frac{(A_{st} \times l \times c) \times 0,70}{5} + W_p \quad \dots[2.11]$$

dimana:

Q_{ta} = daya dukung ijin tarik

W_p = berat pondasi

2.5.3 Daya Dukung Horizontal

Dalam analisis gaya horizontal, tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan penutup tiang (*pile cap*). Karena itu, tiang dibedakan menjadi dua, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

McNulty (1965) mendefinisikan bahwa tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) pada *pile cap* paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas.

Dengan metode Broms untuk tiang panjang dalam tanah kohesif, tahanan terhadap gaya lateral akan ditentukan oleh momen maksimum yang dapat ditahan tiangnya sendiri (M_y) (Hardiyatmo, H.C. 2008: 216). Pada **Persamaan 2.12** nilai f

didefinisikan sebagai letak momen maksimum, dan dimana pada kedalaman ini gaya lintang pada tiang sama dengan nol.

$$f = \frac{H_u}{9 \cdot C_u \cdot D} \quad \dots[2.12]$$

Pada **Persamaan 2.13** dan **Persamaan 2.14** adalah persamaan daya dukung horizontal untuk tiang pendek:

$$H_u = 9 \cdot C_u \cdot D \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad \dots[2.13]$$

$$M_{\max} = H_u \left(\frac{L_p}{2} - \frac{3D}{2} \right) \quad \dots[2.14]$$

Keterangan:

C_u = kohesi *undrained* (kNm^2)

Q_c = tahanan ujung konus sondir

d = kedalaman tiap lapisan (cm)

H_u = gaya tahanan lateral ultimit (kN)

L_p = panjang tiang tertanam

D = diameter tiang

2.6 Menentukan Jumlah Tiang

Jumlah tiang yang dibutuhkan untuk menahan beban yang bekerja tergantung pada besarnya beban aksial maksimum yang diberikan struktur atas. Pada **Persamaan 2.15**, jumlah tiang (n) dapat dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung ijin satu tiang.

$$n = \frac{P_{\max}}{Q_a} \quad \dots[2.15]$$

Keterangan:

P_{\max} = gaya aksial maksimum yang bekerja (ton)

Q_a = daya dukung satu tiang (ton)

2.7 Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti yang dijelaskan pada **Sub Bab 2.6** masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukan berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam satu angka efisiensi.

Pada **Persamaan 2.16** dan **Persamaan 2.17** adalah perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO*:

$$\theta = \arctan \frac{\text{Dimensi}}{s} \quad \dots[2.16]$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \quad \dots[2.17]$$

Keterangan:

E_g = efisiensi kelompok tiang

θ = $\arctan (D/s)$ ($^\circ$)

D = ukuran penampang tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam satu kolom

n = jumlah tiang dalam satu baris

2.8 Daya Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi dinyatakan dalam **Persamaan 2.18**:

$$Q_g = E_g \times n \times Q_a \quad \dots[2.18]$$

Keterangan:

Q_g = daya dukung kelompok tiang (ton)

Q_a = daya dukung satu tiang (ton)

E_g = efisiensi kelompok tiang

n = banyaknya tiang

2.9 Distribusi Tekanan pada Pondasi Tiang

2.9.1 Kelompok Tiang yang Menerima Beban Satu Arah

Pada **Persamaan 2.19** merupakan rumus distribusi tekanan kelompok tiang yang menerima beban satu arah (Sardjono, 1996: 55):

$$P_{\max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} \quad \dots[2.19]$$

Keterangan:

P_{\max} = beban maximum yang diterima tiang pancang (ton)

ΣV = jumlah total beban vertikal/normal (ton)

n = banyaknya tiang pancang

M = momen yang bekerja pada kelompok tiang (tm)

X_{\max} = jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang (*pile group*)

n_y = banyak tiang dalam satu baris sumbu Y (tegak lurus bidang momen)

x^2 = jumlah kuadrat jarak tiang-tiang ke pusat berat kelompok tiang

2.9.2 Kelompok Tiang yang Menerima Beban Dua Arah

Pada **Persamaan 2.20** merupakan rumus distribusi tekanan kelompok tiang yang menerima beban dua arah (Sardjono, 1996: 57):

$$P_{\max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \quad \dots[2.20]$$

Keterangan:

P_{\max} = beban maximum yang diterima tiang pancang (ton)

ΣV = jumlah total beban vertikal/normal (ton)

n = banyaknya tiang pancang dalam kelompok

M_x = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X (tm)

M_y = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y (tm)

X_{\max} = jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang pada sumbu X

Y_{\max} = jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang pada sumbu Y

n_x = banyak tiang dalam satu baris sumbu X

n_y = banyak tiang dalam satu baris sumbu Y

Σx^2 = jumlah kuadrat absis-absis tiang pancang

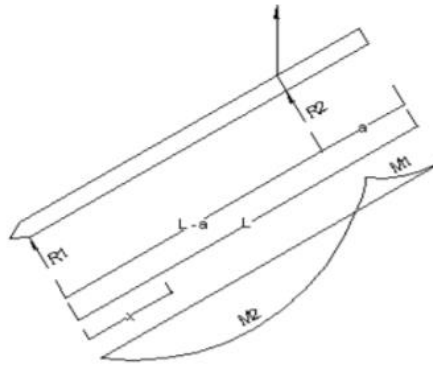
Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang pancang

2.10 Penulangan Tiang Pancang

Penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan kekuatan pada waktu pengangkatan tiang. Pengangkatan dibedakan menjadi dua yaitu pengangkatan satu titik dan pengangkatan dua titik.

1. Pengangkatan Satu Titik

Penulangan tiang pancang dengan cara pengangkatan satu titik seperti **Gambar 2.8**.



Gambar 2.8 Pengangkatan Tiang Satu Titik

(Sumber: Prasetyo 2020)

Syarat ekstrim: $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$R_1 - gx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{g} = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L - a)} \quad \dots[2.21]$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad \dots[2.22a]$$

$$M_{\max} = M_2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L - a)} \quad \dots[2.22b]$$

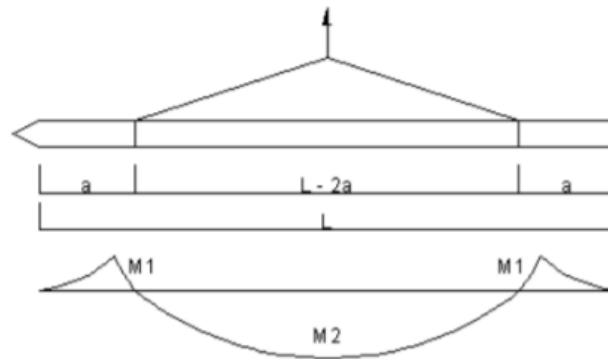
$$M_x = R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \quad \dots[2.22c]$$

$$R_1 = \frac{g \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot g \cdot L}{2(L - a)} \quad \dots[2.23]$$

2. Pengangkatan Dua Titik

Penulangan tiang pancang dengan cara pengangkatan dua titik seperti

Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Pengangkatan Tiang Dua Titik

(Sumber: Prasetyo 2020)

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad \dots[2.24a]$$

$$M_1 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad \dots[2.24b]$$

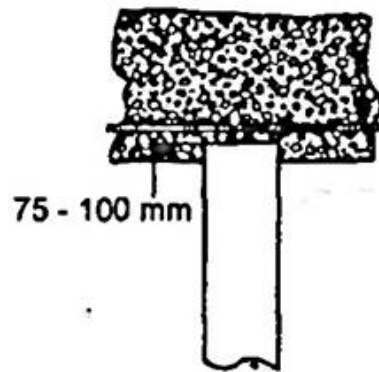
Keterangan:

L = panjang tiang pancang (m)

g = berat tiang pancang per satuan panjang

2.11 Pile Cap

Di atas kelompok tiang (*pile group*) biasanya dibuat suatu konstruksi poer atau plat yang mempersatukan kelompok tiang, konstruksi tersebut dinamakan plat *pile cap*. Pada **Gambar 2.10** ikatan tiang dengan plat penutup tiang (*pile cap*) berfungsi untuk meneruskan dan menyebarkan beban dari kolom ke tiang-tiang. Tomlinson (1977) dalam Hardiyatmo, H.C. (2008: 291) menyarankan jarak ujung atas tiang sampai dasar plat penutup tiang (*pile cap*) diambil 75 mm sampai 100 mm.



Gambar 2.10 Ikatan tiang dengan plat penutup tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2008: 292)

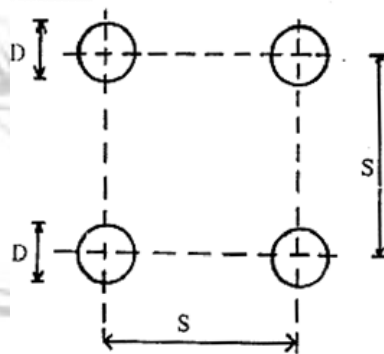
Dimensi *pile cap* dipengaruhi oleh beberapa hal, diantaranya jumlah tiang dan jarak antar tiang. Jarak antar tiang dalam kelompok tiang menurut Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan pada **Persamaan 2.25**:

$$S \geq 2,5 - 3,0 D \quad \dots[2.25]$$

Keterangan:

S = jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*) dapat dilihat pada **Gambar 2.11**

D = diameter tiang



Gambar 2.11 Jarak antar tiang dalam kelompok

(Sumber: Sardjono, 1988: 67)

2.11.1 Penulangan *Pile Cap*

Penulangan pile cap dianggap sama dengan penulangan balok pada umumnya. Perencanaan tulangan pile cap mempunyai beberapa tahapan yaitu:

1. Rencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad \dots[2.26]$$

Keterangan:

M_u = momen pada balok (kg/m)

b = lebar balok (m)

d = tinggi efektif (m)

= h – 90 mm

h = tinggi balok atau plat (m)

2. Rasio penulangan diperoleh dengan persamaan:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad \dots[2.27]$$

$$\beta = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(f_c' - 30)}{7} \quad \dots[2.28]$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \quad \dots[2.29a]$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad \dots[2.29b]$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \dots[2.29c]$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad \dots[2.29d]$$

Keterangan:

F_c' = mutu beton (Mpa)

F_y = mutu baja tulangan (Mpa)

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik harus memenuhi syarat berikut: $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

3. Bila harga rasio penulangan tarik memenuhi syarat maka dilanjut dengan perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho \times b \times d_{rencana} \quad \dots[2.30]$$

Keterangan:

A_s = luas tulangan (m^2)

ρ = rasio tulangan tarik

4. Dengan hasil luas tulangan, maka dapat ditinjau dengan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan hasil hitungan luas tulangan.

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

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{tulangan} \quad \dots[2.31]$$

6. Hitung tinggi balok tegangan ekuivalen beton (a).

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \dots[2.32]$$

7. Hitung momen nominal penampang (M_n)

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \dots[2.33]$$

8. Hitung momen tahanan penampang ($\emptyset M_n$)

$$\emptyset M_n = 0,85 \cdot M_n \quad \dots[2.34]$$

2.12 Geser Satu Arah

Jika hanya gaya geser dan lentur yang bekerja, maka kuat yang disumbangkan beton adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad \dots[2.35]$$

Keterangan:

V_u = gaya geser jarak d dari muka kolom (kN)

V_c = gaya geser yang disumbangkan beton (kN)

b_w = lebar pondasi (m)

$d = h - d'$

h = tinggi pelat (m)

d' = tebal selimut beton (m)

$\lambda = 1,0$ (untuk beton normal)

Apabila gaya geser nominal penampang sejarak d dari muka kolom lebih kecil atau sama dengan kuat geser beton ($V_u \leq \phi V_c$), maka digunakan tulangan geser minimum.

2.13 Geser Dua Arah

Untuk geser dua arah, tahanan geser beton yang bekerja harus diambil nilai terkecil dari beberapa persamaan:

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) \cdot 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad \dots[2.36]$$

Dimana:

$$\begin{aligned} b_o &= \text{keliling daerah kritis} \\ &= 2 (b_o + h_o) \quad \dots[2.37] \end{aligned}$$

$$\beta_0 = \frac{h}{b} \quad ; h \text{ (sisi panjang kolom)} \quad \dots[2.38]$$

; b (sisi pendek kolom)

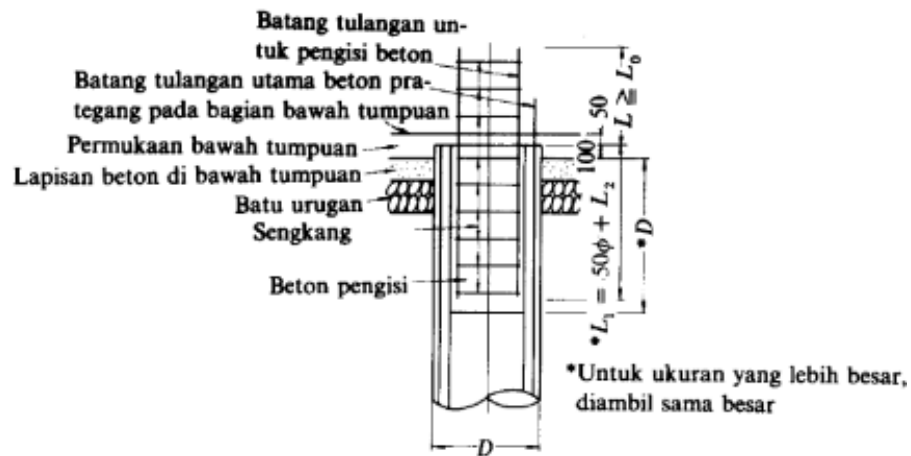
d = tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang:

$$V_{c2} = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad \dots[2.39]$$

2.14 Sambungan Tiang Pancang dan *Pile Cap*

Rencana sambungan tiang pancang dengan *pile cap* direncanakan dengan mengacu pada **Gambar 2.12**. Sambungan direncanakan pada bagian yang terbenam dengan menggunakan tulangan beton dimana tiang masih mampu menahan momen yang terjadi.



Gambar 2.12 Sambungan tiang pracetak dengan *pile cap*

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 1980: 123)

2.14.1 Beton Pengisi

Beton pengisi merupakan bagian yang direncanakan sebagai penampang beton bertulang. Luas tulangan longitudinal komponen struktur tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g .

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_2^2 \quad \dots[2.40]$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \text{ mm} \quad \dots[2.41]$$

Dimana:

A_g = Luas penampang beton (mm²)

A_{st} = Luas tulangan (mm²)

D = Diameter penampang beton (mm)

D_{st} = Diameter tulangan (mm)

n = Jumlah tulangan

Kekuatan tiang dengan eksentrisitas besar dalam perencanaannya melalui beberapa tahapan perhitungan:

1. Penampang lingkaran beton pengisi diekivalenkan menjadi penampang segi empat guna menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (*balance*).
 - a. Tinggi ekivalen, $h_{eq} = 0,80 \times d_{tiang}$ [2.42]

$$b. \text{ Lebar ekivalen, } beq = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dtiang}{0,80 \times dtiang} \quad \dots[2.43]$$

c. Luas tulangan total (Ast) didistribusikan dua lapis, $As = As' = \frac{1}{2} \times Ast$

$$d. \text{ Jarak antar lapis tulangan, } D_{seq} = \frac{2}{3} \times Ds \quad \dots[2.44]$$

$Ds =$ tinggi efektif selimut ke pusat tulangan (mm)

$$= d_{tiang} - (2 \text{ decking} + \frac{1}{2} \text{ } \emptyset \text{ tulangan} + \emptyset \text{ sengkang}) \quad \dots[2.45]$$

2. Cek eksentrisitas rencana (e) terhadap eksentrisitas balance (eb)

$$Cb = \frac{600}{600 + Fy} \times d_{eq} \quad \dots[2.46]$$

$$Ab = \beta_1 \times Cb \quad \dots[2.47]$$

Regangan pada tulangan baja,

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \times (Cb - \frac{H_{eq} - D_{seq}}{2})}{Cb} \quad \dots[2.48]$$

Tegangan leleh tulangan baja,

$$fs' = Es \times \epsilon_s' \quad \dots[2.49]$$

$Es =$ modulus elastis baja = 200.000 Mpa

Gaya tekan aksial dalam keadaan balance/seimbang,

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times Ab \times Beq) + (As' \times fs' - As \times fy) \quad \dots[2.50]$$

Momen dalam keadaan balance/seimbang,

$$M_{ub} = [(0,85 \times f_c' \times Ab \times Beq) \times (\frac{1}{2} H_{eq} - \frac{1}{2} Ab)] + [As' \times fs' \times (\frac{1}{2} D_{seq})] + [As \times fy \times (\frac{1}{2} D_{seq})] \quad \dots[2.51]$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad \dots[2.52]$$

$$eb = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \quad \dots[2.53]$$

2.14.2 Panjang Beton Pengisi

Panjang beton pengisi yang diisyaratkan menurut Sosrodarsono dan Nakazawa (1994) mengikuti persamaan dibawah ini:

$$L1 = 50 \times \emptyset \quad \dots[2.54]$$

Keterangan:

$L1 =$ panjang penambahan beton (mm)

$\emptyset =$ diameter tulangan longitudinal untuk pengisi beton (mm)

2.14.3 Panjang Jangkar Penyaluran

Untuk kondisi tarik, panjang penyaluran tidak boleh kurang dari 300 mm dan dihitung mengikuti persamaan:

$$L_d = \frac{f_y}{1,10 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t \times \Psi_e \times \Psi_s}{\frac{C_b + K_{tr}}{D_b}} \times D_b \quad \dots[2.55]$$

Keterangan:

F_y = kuat tarik baja tulangan biasa (Mpa)

λ = beton ringan $\lambda = 0,7$ dan beton normal $\lambda = 1,0$

F_c' = tegangan tekan beton (Mpa)

Ψ_t = jika tulangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300 mm beton segar dicor di bawah panjang penyaluran atau sambungan, $\psi_t = 1,3$. Untuk situasi lainnya, $\psi_t = 1,0$.

Ψ_e = untuk batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3D_b$, atau spasi bersih kurang dari $6D_b$, $\psi_e = 1,5$. Untuk semua batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi lainnya, $\psi_e = 1,2$. Untuk tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng, $\psi_e = 1,0$. Hasil ψ_e = tidak perlu lebih besar dari 1,7.

Ψ_s = untuk batang tulangan atau kawat ulir D 19 atau yang lebih kecil, $\psi_s = 0,8$. Untuk batang tulangan D 22 dan yang lebih besar, $\psi_s = 1,0$.

C_b = yang lebih kecil dari jarak dari pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan (mm)

D_b = diameter tulangan pokok (mm)

Untuk nilai-nilai ruas pengeangan, $\frac{C_b + K_{tr}}{D_b}$ tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5. Diiijinkan untuk menggunakan $K_{tr} = 0$ sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal. Nilai K_{tr} juga dapat dihitung dengan persamaan:

$$K_{tr} = \frac{40 \times A_{tr}}{S \times n} \quad \dots[2.56]$$

Keterangan:

A_{tr} = luas penampang total semua tulangan transversal dalam spasi s (mm^2)

S = spasi pusat ke pusat tulangan longitudinal (mm)

n = jumlah batang tulangan atau kawat yang disambung atau disalurkan sepanjang bidang pembelahan

Untuk kondisi tekan, panjang penyaluran tidak boleh kurang dari 200 mm dan dihitung kemudian dipakai nilai terbesar dari dua persamaan:

$$L_{d1} = \frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c}} \times D_b \quad \dots[2.57]$$

$$L_{d2} = 0,043 \times f_y \times D_b \quad \dots[2.58]$$

Keterangan:

f_y = kuat tarik baja tulangan biasa (Mpa)

λ = beton ringan $\lambda = 0,7$ dan beton normal $\lambda = 1,0$

f_c' = tegangan tekan beton (Mpa)

D_b = diameter tulangan pokok (mm)

2.15 Penurunan Tiang

Saat pondasi tiang dibebani, tanah dibawah ujung tiang akan mengalami penurunan. Penurunan (*settlement*) dibagi menjadi 2 macam, yaitu: penurunan segera (*immediate settlement*), penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*). Penurunan total merupakan jumlah dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi.

2.15.1 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan segera atau penurunan elastis adalah penurunan akibat massa tanah yang tertekan dan terjadi segera setelah terjadi pemberian beban. Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956) dalam Hardiyatmo H.C. (2002: 233) memberikan **Persamaan 2.59** untuk penurunan segera:

$$S_i = \mu_1 \times \mu_0 \times \frac{q \times B}{E} \quad \dots[2.59]$$

Keterangan:

S_i = penurunan segera

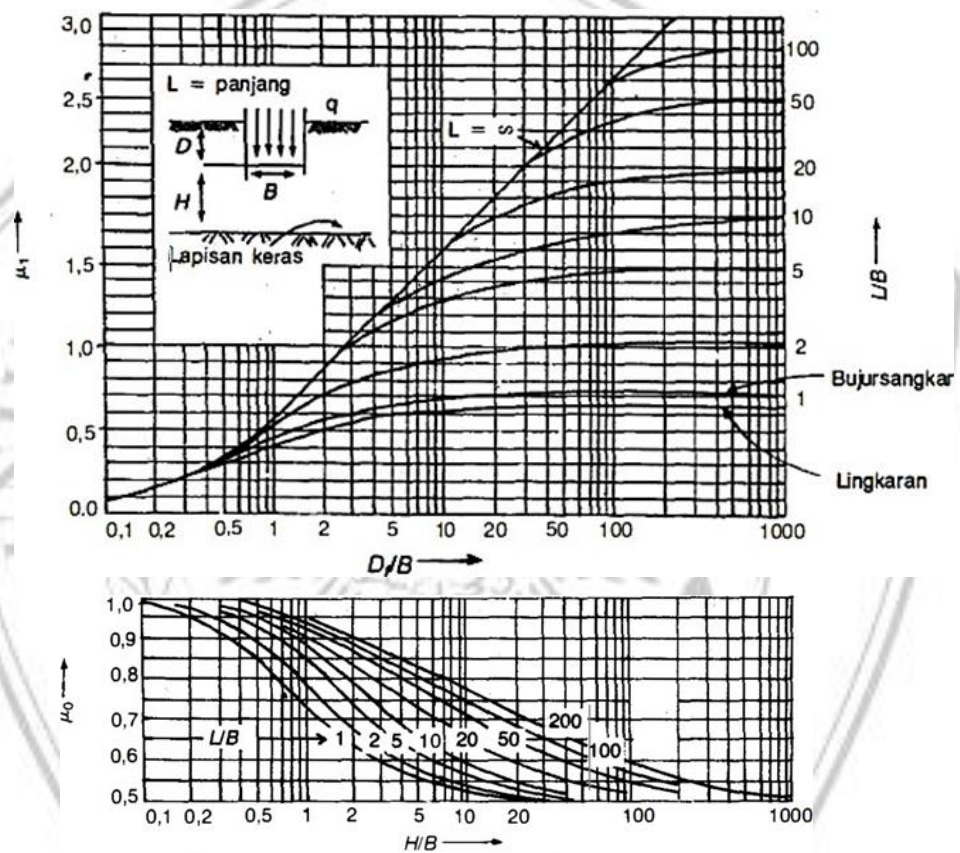
μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dapat dilihat pada **Gambar 2.13**

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f dapat dilihat pada **Gambar 2.13**

q = tekanan pondasi *netto* (pondasi dipermukaan $q = q_n$)

B = lebar pondasi

E = modulus elastis tanah



Gambar 2.13 Grafik untuk nilai-nilai μ_0 dan μ_1 (Janbu, Bjerrum dan Kjemsli, 1956)

(Sumber: Hardiyatmo, 2014: 285)

Nilai Modulus merupakan sifat-sifat elastis pada tanah yang penting karena umumnya dipakai untuk menghitung perkiraan-perkiraan penurunan pondasi. Nilai perkiraan modulus elastis tanah dapat ditentukan dengan melihat **Tabel 2.14**.

Tabel 2.14 Nilai modulus (Es) untuk macam-macam jenis tanah

Tanah	Es	
	Ksf	Mpa
Lempung		
Sangat lunak	50 – 250	2 – 15
Lunak	100 – 500	5 – 25
Sedang	300 – 1000	15 – 50
Keras	1000 – 2000	50 – 100
Berpasir	500 – 5000	25 – 250
Pasir		
Berlanau	150 – 450	5 – 20
Lepas	200 – 500	10 – 25
Padat	1000 – 1700	50 – 80
Pasir dan kerikil		
Lepas	1000 – 3000	50 – 150
Padat	2000 – 4000	100 – 200
Serpih	3000 – 300000	150 – 5000
Lanau	40 – 400	2 – 20

(Sumber: Bowles, 1988: 94)

2.15.2 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi umumnya terjadi pada lapisan tanah kohesif (*clay/lempung*). Penurunan konsolidasi terjadi akibat pengurangan kelebihan tekanan air pori yang meninggalkan rongga pori pada lapisan tanah yang tertekan. **Persamaan 2.60** penurunan konsolidasi dengan menggunakan indeks pemampatan (C_c) adalah sebagai berikut (Sosrodarsono & Nakazawa, 2000: 30):

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} \times \log \frac{P_{0+\Delta P}}{P_0} \times H \quad \dots[2.60]$$

Keterangan:

- S_c = penurunan konsolidasi
 H = tebal lapisan
 C_c = kompresibilitas
 P_0 = tegangan yang ada, sebelum ada beban luar
 ΔP = tambahan tegangan akibat beban luar
 e_0 = Void ratio

Pada **Persamaan 2.61** nilai C_c adalah kemiringan garis penurunan dari garis konsolidasi tanah teoritis atau sama dengan garis konsolidasi asli. Garis konsolidasi laboratorium biasanya lebih landai dari garis konsolidasi lapangan, karena

dipengaruhi tidak sempurna keasliannya misalnya kurang baiknya prosedur pengambilan sampel. (Santosa, dkk. 1998: 35)

$$C_c = 0,15 \times (e_0 - 0,35) \quad \dots[2.61]$$

2.15.3 Penurunan Izin

Berdasarkan RSNI Geoteknik: 178, besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan struktur atas dan bangunan di sekitar yang perlu ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Penurunan izin pondasi untuk bangunan tinggi yang disyaratkan $<15 \text{ cm} + b/600$, b dalam satuan cm.

