

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan

Dalam konstruksi seperti gedung, jembatan, jalan raya, terowongan, dinding penahan, menara, tanggul, dan lain-lain, pondasi merupakan bagian terbawah yang sangat penting. Fungsinya adalah untuk menyalurkan beban vertikal dari struktur di atasnya, seperti kolom, dan juga menyalurkan beban horizontal ke dalam tanah (Pamungkas,2013).

Pondasi adalah struktur bagian paling bawah dari suatu konstruksi, seperti jembatan, jalan raya, terowongan, gedung, dinding penahan, menara, tanggul, dan lainnya, yang berfungsi untuk menyalurkan beban vertikal ke tanah melalui kolomnya. Untuk menjaga kestabilan bangunan yang ditahan, struktur bawah harus direncanakan dengan tepat. Jika ada kesalahan dalam perhitungan struktur bawah, bangunan yang kokoh di struktur atas akan runtuh, menyebabkan kematian (Pamungkas 2013).

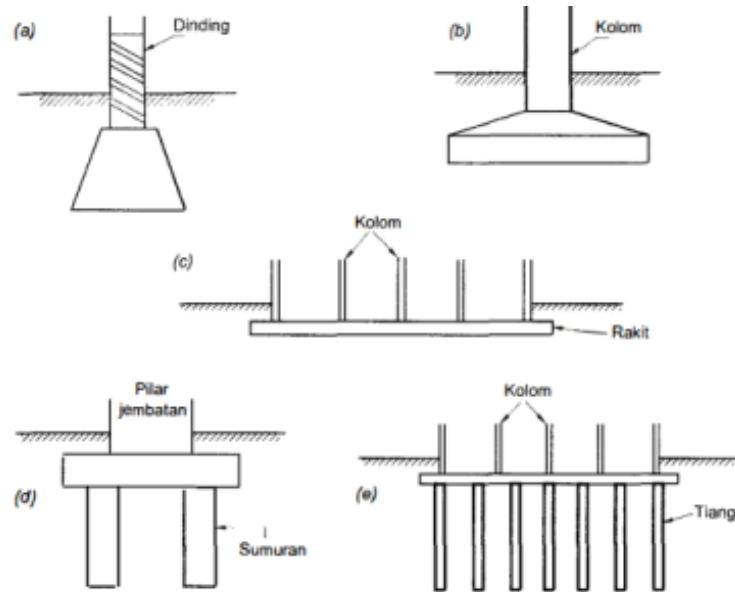
2.2 Macam-macam Jenis Pondasi

Pondasi adalah bagian terbawah bangunan yang menyalurkan beban konstruksi ke tanah atau batuan di bawahnya. Ada dua klasifikasi pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang secara langsung memikul beban, seperti pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi terapung. Pondasi dalam mengacu pada pondasi yang memindahkan beban konstruksi ke tanah keras atau batuan yang relatif jauh dari permukaan, seperti pondasi sumuran dan pondasi tiang (Hardiyatmo, 1996 : 62).

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 12 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**.

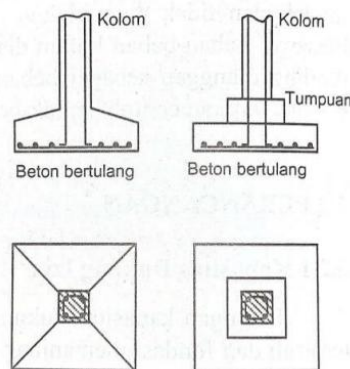


Gambar 2.1 Jenis-Jenis Pondasi Dangkal. (a) pondasi memanjang; (b) pondasi telapak; (c) pondasi rakit; (d) pondasi sumuran; (e) pondasi tiang

(Hardiyatmo, 2011: 104)

a. Pondasi Telapak

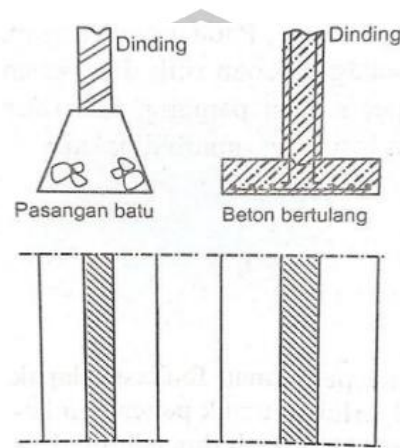
Pondasi telapak dipakai untuk membangun konstruksi dengan dua atau tiga lantai dan kedalaman kurang lebih 1 sampai 2 m. Akan tetapi, kedalaman harus mencapai hingga mencapai tanah keras. Pondasi tipe telapak dibuat dengan beton bertulang dan diletakkan tepat dibawah struktur kolom seperti pada **Gambar 2.2** (Hardiyatmo, 1996).



Gambar 2.2 Pondasi Telapak (Hardiyatmo, 1996)

b. Pondasi Memanjang

Pondasi dangkal yang berbentuk memanjang disebut pondasi memanjang atau pondasi menerus. Pondasi ini biasa digunakan untuk mendukung beban garis dan beban memanjang, seperti dinding dan kolom yang berdekatan **Gambar 2.3** (Hardiyatmo,1996).



Gambar 2.3 Pondasi Memanjang (Hardiyatmo, 1996)

c. 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).

d. Pondasi Sumuran

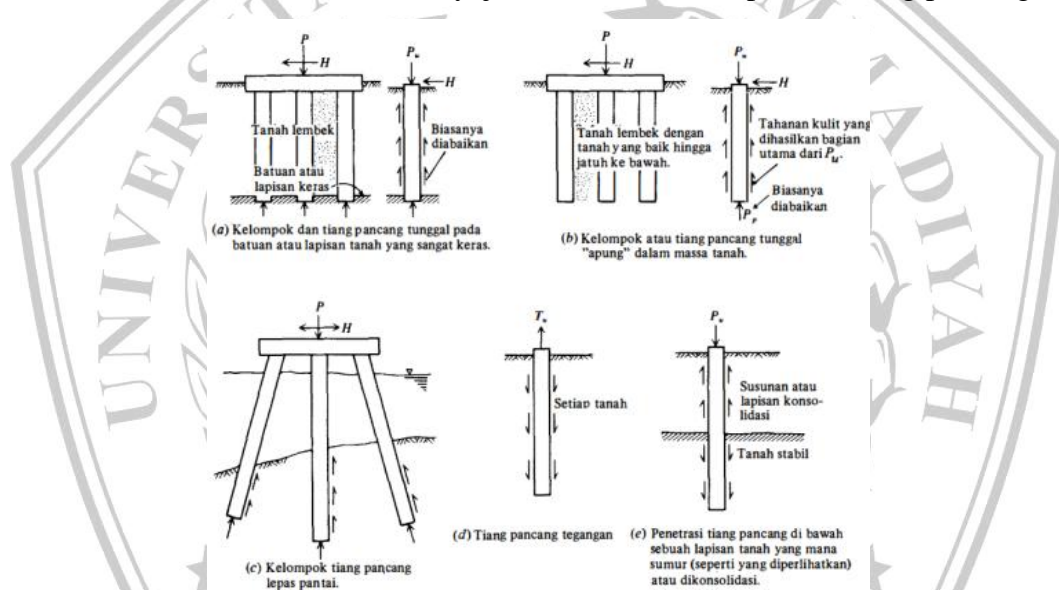
Pondasi sumuran atau kasion (*pier foundation/caisson*) yang merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam (Hardiyatmo, 2011: 103).

2.2.2 Pondasi Dalam (Deep Foundation)

Pondasi yang mentrasfer beban dari struktur atas ke tanah keras atau batuan yang terletak jauh dari permukaan disebut pondasi dalam atau pondasi dalam. (Hardiyatmo, 1996), seperti termasuk :

a. Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang umumnya digunakan untuk membawa beban- beban konstruksi tanah, ke dalam atau melalui sebuah lapisan tanah. Dalam hal ini beban vertikal dan lateral dapat terlihat. Selain itu tiang pancang juga digunakan untuk menahan gaya desakan ke atas, atau gaya guling, seperti untuk telapak ruangan bawah tanah dibawah bidang batas air jenuh atau menopang kaki- kaki menara terhadap guling. Fungsi lainnya yaitu untuk mengontrol penurunan bila kaki- kaki yang tersebar atau telapak berada pada tanah tepi atau didasari oleh sebuah lapisan yang kemampatannya tinggi dan juga sebagai faktor keamanan tambahan dibawah tumpuan tiang, khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potensial. (Bowles, 2000:235). Pada **Gambar 2.4** menyajikan contoh bentuk pondasi tiang pancang.



Gambar 2.4 Pondasi Tiang Pancang

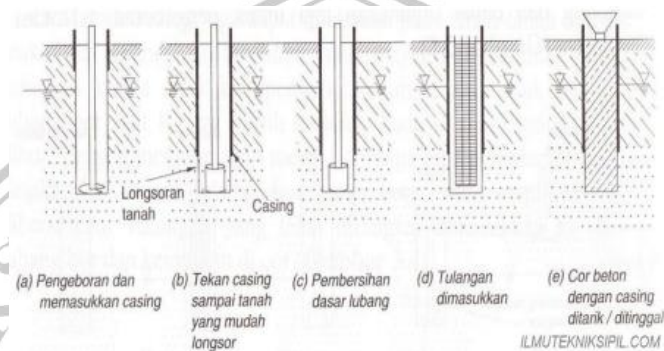
(Bowles, 2000:236)

b. Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

Tiang bor atau Bored Pile adalah pondasi yang dibuat dengan cara terlebih dahulu dibor ke dalam tanah dengan diameter tertentu kemudian dilakukan perkuatan dan penuangan pada titik tersebut. Keuntungan tiang bor adalah ramah lingkungan, karena pelaksanaannya tidak menimbulkan masalah kebisingan dan getaran seperti pondasi tiang pancang, dan pondasi ini juga sangat cocok untuk area proyek yang dibangun padat. Namun pelaksanaan pondasi ini membutuhkan

peralatan yang besar dan sangat dipengaruhi oleh kondisi cuaca pada saat penuangan (Hardiyatmo, 2015:398).

Langkah-langkah pengerjaan tiang bor diantaranya adalah (a) Pengeboran dan memasukkan casing, (b) Menekan casing hingga sampai kepada tanah yang mudah longsor, (c) Pembersihan dasar lubang, (d) Memasukkan tulangan yang dibutuhkan, dan (e) Mengecor beton dengan casing ditarik atau ditinggal. Langkah-langkah tersebut dapat dilihat melalui **Gambar 2.5**.



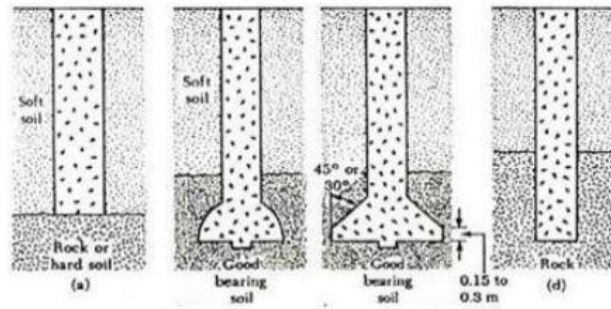
Gambar 2.5 Langkah-langkah pelaksanaan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

Sumber : (Hardiyatmo, 2015:400)

Kapasitas beban dihasilkan dari kapasitas beban ultimit dan kapasitas beban gesekan dihasilkan dari beban gesekan dan gaya rekat antara tiang bor dan tanah di sekitarnya. Struktur dasar ini digunakan pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga saat merencanakan celah, hasil akhirnya stabil dengan bantuan bor. Pondasi tiang bor diklasifikasikan menurut strukturnya untuk mentransfer beban statis ke lapisan tanah yang keras.

Pondasi bored pile diklasifikasikan sesuai dengan rancangan untuk meneruskan beban struktur ke lapisan tanah keras. Jenis-jenis pondasi bored pile dapat dilihat pada **Gambar 2.6**.

1. Tiang bor (*Bored Pile*) lurus untuk tanah keras.
2. Tiang bor (*Bored Pile*) yang ujungnya diperbesar berbentuk bel.
3. Tiang bor (*Bored Pile*) yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium.
4. Tiang bor (*Bored Pile*) lurus untuk tanah berbatu.



Gambar 2.6 Jenis-Jenis Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

Sumber : (Das, 1995)

2.3. Pemilihan Jenis Pondasi

Memilih jenis pondasi adalah salah satu langkah terpenting dalam desain bangunan. Sistem pondasi harus menahan beban bangunan di atasnya. Jika ada cacat struktural pada pondasi, misalnya retak atau pecah, dapat terjadi hal-hal seperti:

1. Kerusakan dinding, keretakan, ketidakseimbangan.
2. Lantainya retak, terkelupas dan bergelombang
3. Penurunan atap dan bagian bangunan lainnya.

Menurut Pamungkas & Harianti (2013 : 16-17) Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Ini dikarekan tidak semua jenis pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Misalnya pemilihan jenis pondasi tiang pancang di tempat padat penduduk tentu tidak tepat walaupun secara teknis cocok dan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Berikut ini adalah beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam menentukan jenis pondasi yang akan digunakan :

1. Keadaan tanah yang akan 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 telapak) dan pondasi strauss
 - b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa dipakai adalah

pondasi tiang minipile atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah pondasi.

- c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa digunakan adalah pondasi tiang pancang atau tiang bor bila mana tidak 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 biasa digunakan adalah pondasi kaisan terbuka tiang baja atau tiang yang di cor di tempat.
 - e. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa digunakan adalah tiang baja dan tiang beton yang di cor 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 suatu bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang ditanggung oleh pondasi), dan seberapa besar penurunan yang diijinkan terjadi pada pondasi.
 3. Faktor lingkungan
Factor lingkungan merupakan factor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan di mana suatu konstruksi tersebut dibangun. Apabila suatu konstruksi direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang, tetapi konstruksi terletak pada daerah padat penduduk, maka pada waktu pelaksanaan pemancangan pondasi pasti akan menimbulkan suara yang mengganggu penduduk sekitar.
 4. Waktu pekerjaan
Waktu pelaksanaan pengerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum. Pondasi tiang pancang yang membutuhkan banyak alat berat mungkin harus dipertimbangkan Kembali

apabila dilaksanakan pada jalan raya dalam kota yang dangat padat, karena akan menimbulkan kemacetan yang luar biasa.

5. Biaya

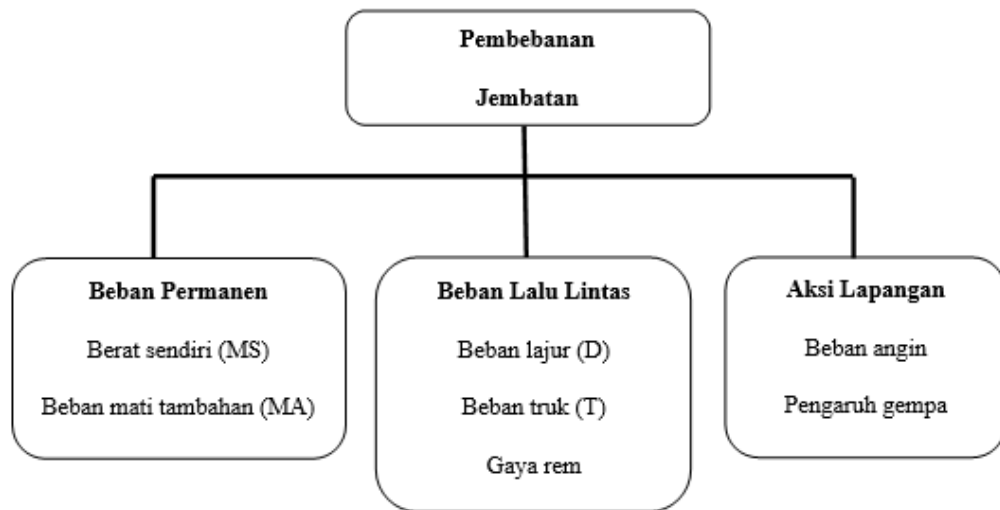
Jenis pondasi juga harus mempertimbangkan besar anggaran biaya konstruksi yang direncanakan, tetapi harus tetap mengutamakan kekuatan dari pondasi tersebut agar konstruksi yang didukung oleh pondasi tetap berdiri dengan naman. Analisis jenis pondasi yang tepat dan sesuai dengan kondisi tanah juga bisa menekan biaya konstruksi. Missal konstruksi struktur pada lokasi dimana kondisi tanah bagus dan cukup kuat bila menggunakan pondasi telapak saja tidak perlu direncanakan menggunakan pondasi tiang. Atau penggunaan pondasi tiang pancang jenis precast yang membutuhkan biaya yang tinggi dalam bidang pelaksanaan dan transportasi bisa diganti dengan pondasi tiang yang di cor di tempat dengan spesifikasi pondasi yang sama untuk menekan biaya.

2.3 Pembebanan Fly Over

Faktor penting dalam perencanaan struktur adalah pembebanan. Oleh karena itu, perlu untuk mengidentifikasi beban yang bekerja pada suatu struktur, seperti beban hidup, beban mati, dan beban gempa. Beban yang bekerja pada suatu struktur merupakan faktor yang menyebabkan tegangan dan regangan di dalam struktur. Aksi terpusat, momen, terbagi merata, tidak merata, simetri, dan anti-simetri adalah beberapa contoh gaya beban.

Secara umum bobot tak hidup (*dead load*), bobot hidup (*live load*), bobot gempa (*seismic load*), dan bobot angin adalah bobot yang berlaku pada suatu konstruksi (Pamungkas dan Harianti, 2002:3)

Dalam perencanaan struktur jembatan standar, aturan yang digunakan untuk menganalisis beban yang akan ditanggung adalah standar peraturan SNI 1725:2016 tentang pembebanan untuk jembatan. Faktor-faktor seperti fungsi, bentuk, dan jenis jembatan memiliki dampak signifikan dalam perencanaan beban yang diterapkan. Beban pada struktur jembatan dapat diklasifikasikan menjadi 3 tipe yang dapat dilihat pada **Gambar 2.7** :



Gambar 2. 7 Skema Pembebanan Jembatan

Sumber SNI 1725:2016

2.3.1 Beban Permanen

2.3.1.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri merujuk kepada beban yang ditanggung oleh komponen struktural seperti material dan bagian jembatan, yang dianggap sebagai elemen struktural bersama dengan elemen non-struktural yang dianggap tetap yang ditunjukkan pada **Tabel 2.1**.

Tabel 2. 1 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batan Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1.00	1.10	0.90
	Alumunium	1.00	1.10	0.90
	Beton Pracetak	1.00	1.20	0.85
	Beton dicor di tempat	1.00	1.30	0.75
	Kayu	1.00	1.40	0.70

Sumber SNI 1725:2016

2.3.1.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan merujuk pada bobot total material yang membentuk beban pada jembatan dan bukan merupakan bagian struktural, meskipun bobotnya bisa berubah seiring berjalannya waktu. Menurut SNI 1725:2016, faktor beban untuk beban mati tambahan yaitu seperti pada **Tabel 2.2**.

Tabel 2. 2 Faktor beban untuk beban mati tambahan

Tipe	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batan Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1.00 ⁽¹⁾	2.00	0.70
	Khusus (Terawasi)	1.00	1.40	0.80
<i>Catatan⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas</i>				

Sumber SNI 1725:2016

2.3.2 Beban Lalu Lintas

Dalam perencanaan jembatan, beban lalu lintas terdiri dari beban lajur "D" dan beban truk "T". Jembatan dengan bentang yang cukup panjang akan lebih terpengaruh oleh beban lajur "D", sedangkan jembatan dengan bentang yang lebih kecil dan sistem lantai deck akan lebih terpengaruh oleh beban truk "T".

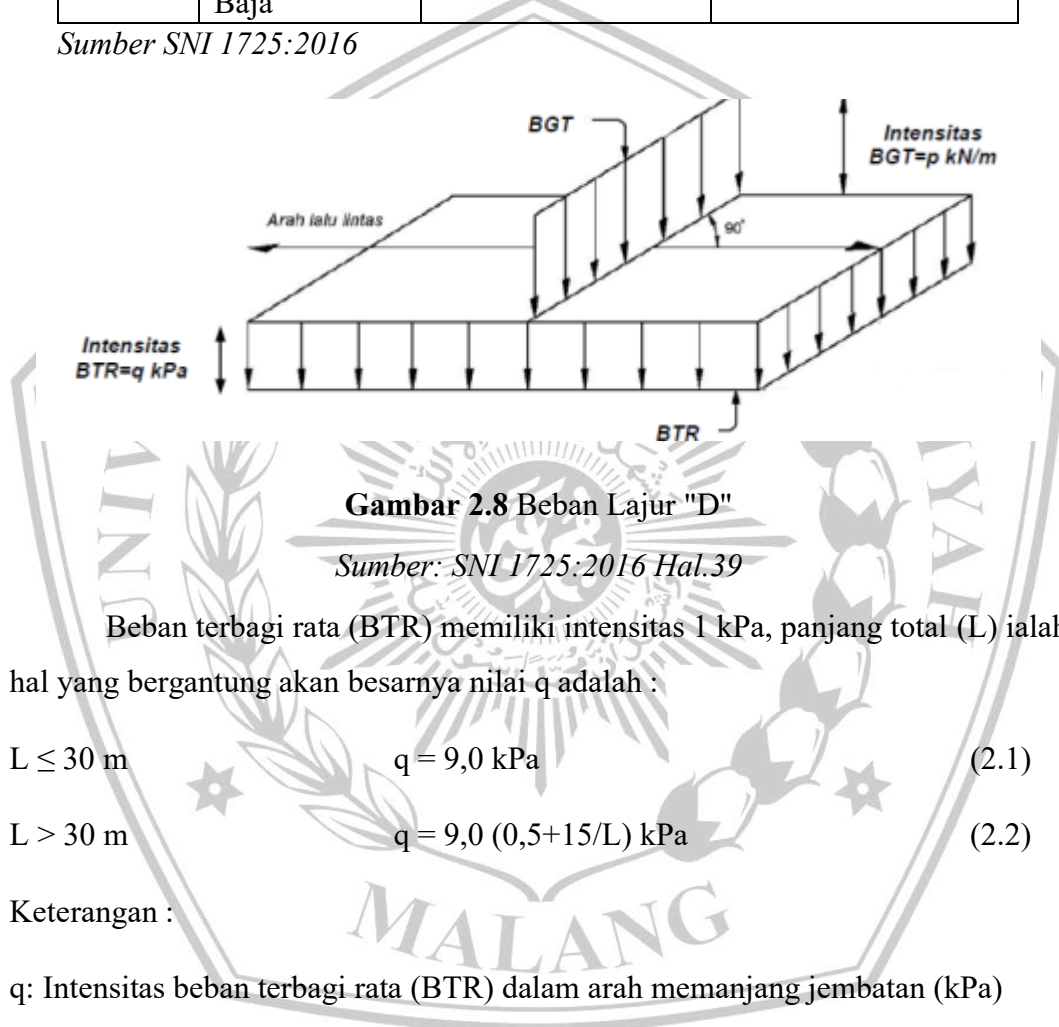
2.3.2.1 Beban Lanjur "D" (TD)

Beban yang merata yang dikombinasikan dengan beban garis tengah merupakan bagian dari beban pada jalur "D" yang terlihat pada **Gambar 2.8** dan **Gambar 2.9**. **Tabel 2.3** berisi faktor beban yang diterapkan pada jalur "D". Beban pada jalur "D" beroperasi di seluruh lebar jalur kendaraan dan memiliki dampak yang setara dengan rangkaian kendaraan sebenarnya pada jembatan. Total beban pada jalur "D" dapat beroperasi tergantung pada dimensi lebar jalur kendaraan.

Tabel 2.3 Faktor beban untuk beban lajur "D"

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1.00	1.80
	Boks Girder Baja	1.00	2.00

Sumber SNI 1725:2016



Gambar 2.8 Beban Lajur "D"

Sumber: SNI 1725:2016 Hal.39

Beban terbagi rata (BTR) memiliki intensitas 1 kPa, panjang total (L) ialah hal yang bergantung akan besarnya nilai q adalah :

$$L \leq 30 \text{ m} \quad q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.1)$$

$$L > 30 \text{ m} \quad q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kPa} \quad (2.2)$$

Keterangan :

q : Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L : Panjang total jembatan yang membebani (m)

Untuk perhitungan beban lajur "D" adalah :

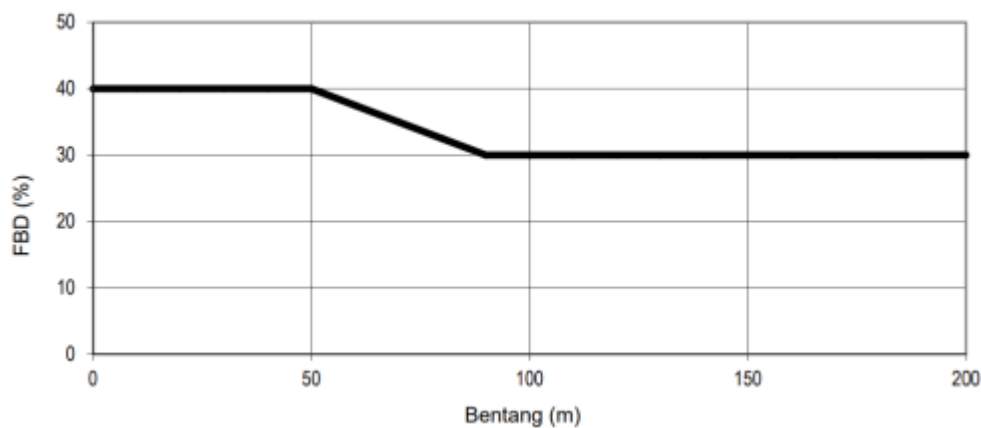
$$D_d = (q_{td} \times L) + P_{td} \quad (2.3)$$

$$0,5D = 0,5 \times D_{td} \quad (2.4)$$

Pada jembatan, beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas ρ 49,0 kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas. Untuk mendapatkan momen lentur negatif yang paling besar pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi yang berbeda dari arah melintang jembatan.

Faktor beban dinamis (FBD) dan jembatan adalah hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak. Bergantung pada frekuensi FBD dan frekuensi getaran lentur jembatan. Grafik berikut digunakan untuk menghitung nilai FBD seperti

Gambar 2.9:



Gambar 2.9 Faktor Dinamis untuk beban T untuk Pembebanan Lajur "D"

Sumber SNI 1725:2016 Hal. 45

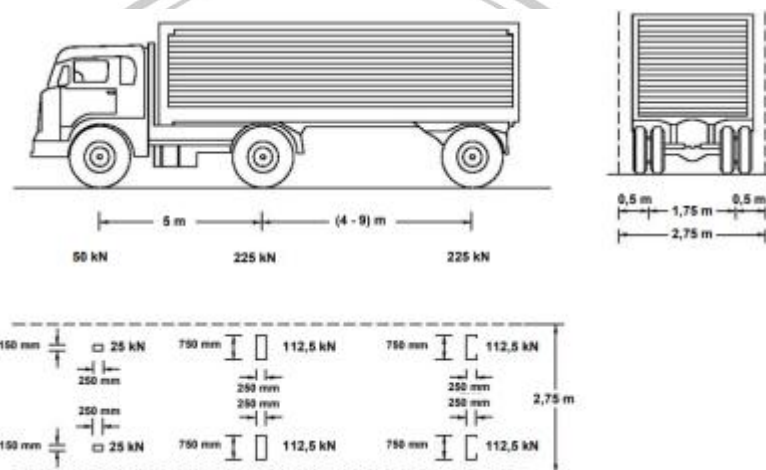
2.3.2.2 Beban Truck "T"

Beban truk "T", yang merupakan beban lalu lintas tambahan bersama dengan beban "D", tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Besarnya beban truk "T" ditampilkan pada **Gambar 2.10**, dan faktor beban untuk beban "T" ditampilkan pada **Tabel 2.4**.

Tabel 2.4 Faktor beban untuk beban "T"

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TT})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TT}^U)
Transien	Beton	1.00	1.80
	Boks Girder Baja	1.00	2.00

Sumber SNI 1725:2016 Hal.41



Gambar 2.10 Pembebanan truk "T" (500kN)

Seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.10, pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi-trailer dengan susunan dan berat gandar yang sama. Berat tiap-tiap gandar disebarkan menjadi dua beban yang sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan lantai. Untuk mempengaruhi jalur jembatan yang paling panjang, jarak antara dua gandar dapat diubah dari 4,0 m hingga 9,0 m.

2.3.2.3 Gaya Rem

Gaya rem tidak boleh melebihi 25% dari berat truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Semua lajur rencana yang dimuati lalu lintas dengan arah yang sama harus memiliki gaya rem. Percepatan lalu lintas ditetapkan sebagai gaya arah memanjang yang bekerja di permukaan jalan dan harus dievaluasi untuk kedua jurusan lalu lintas. Dengan titik tangkap setinggi 1,80 meter di atas permukaan lantai jembatan, gaya rem tersebut dianggap

bekerja secara horizontal dalam arah subu jembatan. Untuk menghitung gaya rem, faktor kepadatan lajur berlaku karena sudah diketahui.

2.3.3 Aksi Lapangan

2.3.3.1 Beban Angin

a. Tekanan angin horizontal

Angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) 90–126 km/jam dianggap sebagai penyebab tekanan angin.

Angin harus didistribusikan secara merata pada permukaan yang terekspos. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing, yang diposisikan tegak lurus terhadap arah angin. Untuk menghasilkan efek yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau bagian-bagiannya, arah ini harus diubah. Perencanaan dapat mengabaikan area yang tidak berkontribusi.

b. Tekanan angin Vertikal

Jembatan harus memiliki kapasitas untuk menahan gaya angin vertikal ke atas 9.6×10^{-4} MPa, dikalikan dengan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Keadaan Batas Kuat III dan Layan IV, yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, adalah satu-satunya keadaan yang memerlukan analisis gaya ini. Dalam kasus pembebanan di mana arah angin dianggap tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan, analisis ini akan terbatas. Gaya memanjang ini memiliki titik tangkap seperempat lebar jembatan dan memanfaatkan beban angin horizontal.

Dengan kecepatan dasar (V_b) 90–126 km/jam, tekanan angin yang digunakan harus tersebar merata di permukaan yang terkena angin. Luas area yang dihitung adalah luas area dari sistem lantai dan railing yang diletakkan tegak lurus terhadap arah angin. Persamaan berikut dapat digunakan untuk menghitung besarnya tekanan angin rencana dengan satuan Mpa.

$$V_{DZ} = 2,5 V_o (V_{10}/V_B) \ln (Z/Z_o) \quad (2.5)$$

Sumber SNI 1725:2016 Hal 55

$$P_D = P_B (V_{DZ}/V_B)^2 \text{ (ton)} \quad (2.6)$$

Sumber SNI 1725:2016 Hal 56

Keterangan:

V_{DZ} adalah kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V_{10} adalah kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

V_B adalah kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm, yang akan menghasilkan tekanan seperti yang disebutkan dalam 9.6.1.1 dan Pasal 9.6.2.

Z adalah elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm)

V_0 adalah kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 28, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_0 adalah panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada Tabel 28 (mm)

V_{10} dapat diperoleh dari:

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang,
- Survei angin pada lokasi jembatan, dan.
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B = 90$ s/d 126 km/jam.

P_B adalah tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam **Tabel 2.5** (MPa)

Tabel 2. 5 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (Mpa)	Angin Hisap (Mpa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0.0024	0.0012
Balok	0.0024	N/A
Permukaan datar	0.0019	N/A

Sumber SNI 1725:2016 Hal 56

Untuk struktur rangka dan pelengkung, gaya beban angin total tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap. Untuk balok atau gelagar, gaya beban angin tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm.

2.3.3.2 Pengaruh Gempa

Jembatan harus dirancang dengan cara yang meminimalkan kemungkinan runtuh, meskipun gempa dapat menyebabkan kerusakan besar dan gangguan pelayanan.

Dalam beberapa situasi, struktur mungkin perlu diganti secara parsial atau penuh. Pihak yang berwenang dapat menetapkan kinerja yang lebih baik, seperti kinerja operasional.

Berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen, beban gempa dihitung secara horizontal. Kemudian, faktor modifikasi respons (R_d) ditambahkan dengan formulasi berikut:

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R_d} \times W_t \quad (2.7)$$

Inersia penampang breast wall :

$$I_c = 1/12 \times b \times h^3 \quad (2.8)$$

Modulus elastisitas beton :

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_{c'}} \quad (2.9)$$

Nilai kekakuan :

$$K_p = 3 \times E_c \times I_c / h b w^3 \quad (2.10)$$

Waktu getar alami struktur :

$$T = 2 \pi \times \sqrt{\frac{W_{tp}}{g \times K_p}} \quad (2.11)$$

Sumber SNI 1725:2016 Hal 56

Keterangan :

EQ = Gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastis

R_d = Faktor modifikasi respons

W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (ton)

Peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan yang disesuaikan dengan daerah gempa dan periode ulang gempa yang direncanakan digunakan untuk menghitung koefisien respons elastik C_{sm}. Koefisien percepatan dari peta gempa dikalikan dengan faktor amplifikasi yang disesuaikan dengan kondisi tanah sampai kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan.

Untuk struktur jembatan, gaya gempa elastis harus dikombinasikan dengan cara berikut:

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x.

a. Kelas Situs Tanah

Klasifikasi situs ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium seperti pada **Tabel 2.6.** (SNI 2833:2016)

Tabel 2.6 Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	V_s (m/s)	N	Su (kPa)
A. Batuan Keras	$V_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < V_s \leq 750$	$N > 50$	$Su \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 \leq V_s \leq 350$	$15 \leq N \leq 50$	$50 \leq Su \leq 1000$
E. Tanah Lunak	$V_s < 175$	$N < 15$	$Su < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $> 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $Su < 25$ kPa 		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$m 		

Sumber: SNI 2833:2016

Catatan : N/A = Tidak dapat digunakan

Pada **Tabel 2.6**, nilai N adalah hasil uji penetrasi standar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dan harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut:

$$N = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m N_i} \quad (2.12)$$

Keterangan :

t_i = Tebal lapisan tanah ke- i

N_i = Nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke- i

b. Koefisien Respons Gempa Elastik

Menurut SNI 2833:2016, Koefisien Respons Gempa Elastik (C_{sm}) diperoleh berdasarkan 3 kondisi menurut besarnya periode sebagai berikut :

- 1) Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.13)$$

- 2) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} sama dengan S_{DS} .

- 3) Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik C_{sm} didapatkan dari persamaan :

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.14)$$

Keterangan :

C_{sm} : Koefisien respons gempa elastic

S_{DS} : Nilai spectra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0,2$ detik)

S_D : Nilai spectra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

T : Periode getar (detik)

c. Faktor Modifikasi Respons

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan factor modifikasi respons (R) sesuai dengan **Tabel 2.7** dan **Tabel 2.8**. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada Tabel 2.8 untuk hubungan struktur, sambungan monolit antara elemen struktur atau struktur, seperti hubungan kolom ke fondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk yang berhubungan. (SNI 2833:2016)

Tabel 2. 7 Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang	1,5	2,0	3,0
Tiang vertical	1,5	1,5	2,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5		
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertical	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Sumber : SNI 2833:2016

Catatan : Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Tabel 2. 8 Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan Elemen Struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1,0

Sumber : SNI 2833:2016

2.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan untuk struktur bawah didasarkan pada peraturan SNI 1725-2016, seperti pada **Tabel 2.9**.

Tabel 2.9 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayakan dan Ultimit

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EUn	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	YES			
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	YES			
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	YES			
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-			
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,4	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	YES			
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00		
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-		1,00	
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,3	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	YES			1,00
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-			
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	YES			
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	1	1,0			
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-			

Catatan: γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau
 γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Sumber : *SNI 1725:2016*

2.5 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah memiliki tujuan untuk memastikan bahwa sebelum memulai perencanaan bangunan, penting untuk mengetahui kondisi tanah dan jenis lapisannya agar tidak terjadi penurunan yang signifikan. Akibatnya, pondasi harus dibangun hingga kedalaman lapisan tanah keras.

Menurut Hardiyatmo (2014:47), tahapan penyelidikan tanah untuk perancangan pondasi meliputi beberapa langkah, yakni:

1. Melakukan pengeboran atau penggalian lubang uji.
2. Mengambil sampel tanah (sampling).
3. Melakukan pengujian sampel tanah di laboratorium atau di lapangan.
4. Menganalisis hasil uji tanah untuk merencanakan kapasitas dukung.

2.6 Tanah sebagai Dasar Pondasi

Hardiyatmo (1996:57) menjelaskan bahwa kondisi tanah di alam adalah campuran dari butiran mineral yang mengandung bahan organik, sehingga sangat penting untuk pekerjaan konstruksi. Tanah terbentuk dari batuan yang mengalami pelapukan, seperti pelapukan fisik maupun kimia. Tanah memiliki berbagai sifat teknis, kecuali sifat batuan induk yang berasal dari material asal dan sifat unsur-unsur lainnya.

Tanah memiliki tiga komponen, yaitu bahan padat, air, dan udara. Semuanya tidak dapat mempengaruhi tanah secara keseluruhan, tetapi air sangat mempengaruhi sifat teknis tanah, seperti halnya udara yang tidak dapat mempengaruhi tetapi air sangat mempengaruhi. Ruang di tanah di antara butiran dapat terisi air atau udara sebagian atau seluruhnya. Rongga tanah berada pada keadaan jenuh jika penuh dengan air. Jika penuh dengan udara dan air, rongga tersebut berada pada keadaan jenuh sebagian. Selain keadaan jenuh dan jenuh

sebagian, tanah juga dapat mengalami keadaan kering karena tanah tidak memiliki kadar air sama sekali atau nilai kadar airnya 0.

2.7 Kekuatan Tanah sebagai Dasar Pondasi

Kekuatan tanah sebagai dasar pondasi dipengaruhi oleh kelompok dan struktur lapisan tanah yang berubah karena air hujan dan cuaca. Perencanaan pondasi bergantung pada struktur tanah, dan semakin heterogen struktur tanah semakin sulit untuk direncanakan.

Beberapa hal digunakan dalam penyelidikan kekuatan tanah, yaitu:

- a. Tegangan tanah yang diizinkan
- b. Kondisi hidrologis tanah
 - a. Ketebalan dan kedalaman lapisan bumi yang akan digunakan untuk pondasi

Selain kekuatan dan kelemahan tanah, beberapa faktor dapat memengaruhi kekokohan lapisan tanah. Beberapa di antaranya adalah getaran kendaraan, alat berat, dan lain-lain; penurunan tanah akibat perubahan hidrologis, seperti penurunan kadar air tanah atau muka air tanah; erosi di tepi sungai; dan pergeseran atau longsor akibat tekanan berat; dan banjir.

Beberapa faktor di atas dapat menyebabkan penurunan tanah yang tidak dapat dihindari, pembuatan pondasi yang baik dapat mencegah atau memperkecil penurunan tanah.

2.8 Gaya-gaya Horizontal Tanah

- a. Gaya akibat tekanan tanah aktif :

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (2.15)$$

$$P_{a1} = K_a \times q \times h \times b \quad (2.16)$$

$$P_{a2} = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 \times b \quad (2.17)$$

- b. Gaya akibat tekanan tanah pasif :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (2.18)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times h^2 \times b \quad (2.19)$$

Keterangan :

K_a : Koefisien tekanan tanah aktif

K_p : Koefisien tekanan tanah pasif

P_a : Tekanan tanah aktif (ton)

P_p : Tekanan tanah pasif (ton)

φ : Sudut geser tanah ($^\circ$)

Q : Beban terbagi rata (t/m^2)

Γ : Berat volume tanah (t/m^3)

H : Tinggi tekanan tanah (m)

B : Lebar dasar tanah (m)

2.9 Gaya Lateral akibat gempa

Menurut SNI 2833:2016, tekanan tanah lateral akibat pengaruh gempa dapat dihitung dengan menggunakan pendekatan yang dikembangkan oleh Mononobe dan Okabe. Rumus gaya tekan tanah akibat pengaruh gempa (E_{AE}) adalah sebagai berikut :

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (1-k_v) \times K_{AE} \quad (2.20)$$

Dengan nilai koefisien tekanan aktif seismic (K_{AE}) adalah sebagai berikut :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \theta + \beta)} \times \left[1 + \frac{-2 \sqrt{\sin(\delta + \theta) \times \sin(\varphi - \theta - i)}}{\cos(\delta + \theta + \beta) \times \cos(i - \beta)} \right] \quad (2.21)$$

Keterangan :

\varnothing : Sudut geser internal tanah ($^\circ$)

K_h : Koefisien percepatan horizontal

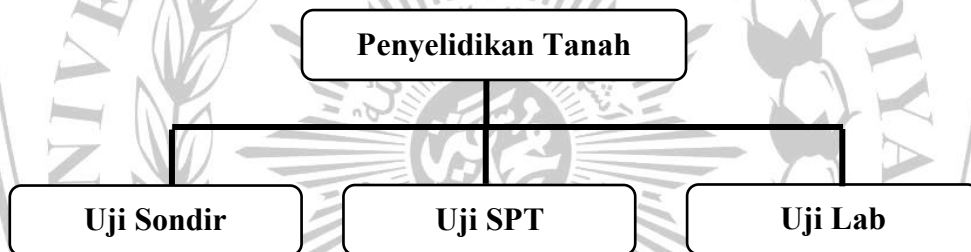
K_v : Koefisien percepatan vertical (umumnya diambil 0)

θ : Arc tan $\frac{K_h}{(1-k_v)}$

- δ : Sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan
- I : Sudut kemiringan timbunan
- β : Kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertical
- H : Tinggi tanah (m)
- γ : Berat jenis tanah (t/m^3)

2.10 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah memiliki tujuan untuk memastikan bahwa sebelum memulai perencanaan bangunan, penting untuk mengetahui kondisi tanah dan jenis lapisannya agar tidak terjadi penurunan yang signifikan. Akibatnya, pondasi harus dibangun hingga kedalaman lapisan tanah keras.



Gambar 2.11 Macam-Macam Penyelidikan Tanah

2.10.1 Uji Sondir (Cone Penetration Test)

Perlawanan konus (q_c), perlawanan geser (f_s), angka banding geser (R_f), dan geseran total tanah (T_f) adalah beberapa parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah di lapangan yang diukur melalui uji sondir. Metode ini digunakan untuk mendapatkan pemahaman teoritis tentang lapisan tanah yang merupakan bagian dari desain pondasi.

Pengujian sondir atau CPT dapat dengan mudah digunakan untuk mendapatkan dan menganalisis parameter tanah setiap lapisannya. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau hambatan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian dapat langsung dikaitkan dengan kapasitas dukung tanah.

ASTM D 3441-75T menetapkan alat sondir yang umum digunakan dan telah diterima secara luas, yaitu sondir dengan luas proyeksi ujung konus 10 cm^2 dan luas selimutnya 150 cm^2 , dan penetrasi hidrolik atau manual dengan kecepatan tidak lebih dari 2 cm/detik . Alat sondir terdiri dari konus dan bikonus yang diikat pada batang dalam penyanggah. Kemudian mesin sondir hidrolik dioperasikan secara manual. Mesin hidrolik berfungsi untuk menekan perangkat sondir ini ke dalam tanah.

Data uji sondir (CPT) yang dilakukan, dapat digunakan untuk:

- Menentukan kapasitas dukung yang diperbolehkan dan merancang tiang pancang.
- Membantu memperkirakan klasifikasi tanah dan menguatkan metode pengujian lainnya.

Tabel 2.10 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Data Sondir

Hasil Sondir		Klasifikasi
Qc	fs	
6.00	0.15-0.40	Humus, lempung sangat lunak
6.00-10.0	0.20	Pasir kelanauan lepas, pasir sangat lepas
	0.20-0.60	Lempung lembek, lempung kelanauan lembek
10.0-30.0	0.10	Kerikil lepas
	0.10-0.40	Pasir lepas
	0.40-0.60	Lempung atau lempung kelanauan
	0.80-2.00	Lempung agak kenyal
30.0-60.0	1.5	Pasir kelanauan, pasir agak padat
	1.0-3.0	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
60.0-150	1.0	Kerikil kepasiran lepas
	1.0-3.0	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padar dan lempung kelanauan

Sumber: (Simorangkir 2021)

Tabel 2.11 Lanjutan dari Tabel 2.10

	3.0	Lempung kekerikilan kenyal
150-300	1.0-2.0	Pasir padar, pasir berkerikilan, pasir kasar, pasir kelanauan sangat padat

Sumber: (Simorangkir 2021)

2.10.2 Uji SPT

Metode penyeldidikan tanah SPT menggunakan pukulan palu untuk menancapkan ujung batang pemancangan ke dalam tanah dan mengukur kedalaman penetrasi. Uji SPT terdiri dari dua tahap. Pertama, tabung belah dipukul ke dalam tanah dengan dinding tebal, dan kedua, kedalaman penetrasi diukur per jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah dengan kedalaman 300 mm secara vertikal. Palu yang digunakan dalam sistem beban jatuh memiliki berat 63,5 kg dan dijatuhkan secara berkala.

Lembaran drilling log, yang merupakan hasil dari pekerjaan bor dan SPT, berisi informasi seperti jenis tanah, warna, dan tingkat elastisitas dan ketebalan tiap lapisan tanah. Sampel contoh tanah asli atau sampel tidak terganggu (UDS) diambil, hasil uji SPT, letak muka air tanah, dan tanggal mulai dan akhir pekerjaan.

Tujuan dari jumlah pukulan sebanyak N adalah untuk mengetahui kerapatan relatif lapangan, terutama untuk jenis tanah berpasir atau kerikil.

Tabel 2.12 menunjukkan hubungan antara nilai N dan kerapatan relatif (D_r) yang diberikan oleh Terzaghi dan Peck (1948) untuk tanah pasir.

Tabel 2. 12 Hubungan nilai N dan kerapatan relatif (D) tanah pasir

Nilai N	Kerapatan Relatif
<4	Sangat tidak padat
4-10	Tidak padat
10-30	Kepadatan sedang
30-50	Padat
>50	Sangat Padat

Sumber: Hardiyatmo, 2014:48

2.10.3 Uji Laboratorium

Uji laboratorium digunakan untuk mengetahui sifat-sifat tanah dari setiap lapisan tanah yang dilakukan pengujian bor. Sampel tanah yang diambil dari setiap lapisan tanah yang diuji kemudian diuji triaksial untuk menghitung kohesi, sudut geser dalam, dan berat volume tanah.

Uji laboratorium ada empat metode yaitu Terzaghi, Mayerhof, Tomlinson, dan Lamda yang digunakan untuk menghitung daya dukung tanah ujung. Metode Terzaghi, Mayerhof, dan Tomlinson digunakan untuk menghitung daya dukung pondasi berdasarkan data laboratorium, sedangkan metode Lamda digunakan untuk menghitung daya dukung selimut pondasi.

2.11 Pondasi Tiang Pancang

Dalam kasus dimana tanah dasar di bawah bangunan sangat dalam atau tanah dasar tidak memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, tiang pancang dapat digunakan sebagai pondasi yang dapat memikul bangunan di atasnya. Pondasi tiang pancang memindahkan beban dari konstruksi di atasnya (*upper structure*) ke lapisan tanah yang lebih dalam (Sardjono 1991).

Kebanyakan tiang pancang dipancangkan ke dalam tanah, tetapi beberapa dicor di tempat dengan dibuatkan lubang terlebih dahulu dengan mengebor (seperti mengebor untuk penyelidikan tanah).

Pada umumnya, tiang pancang dipancangkan tegak lurus ke dalam tanah, jika diperlukan untuk menahan gaya horizontal, tiang pancang dapat dipancangkan secara miring, yang juga dikenal sebagai *batter pile*.

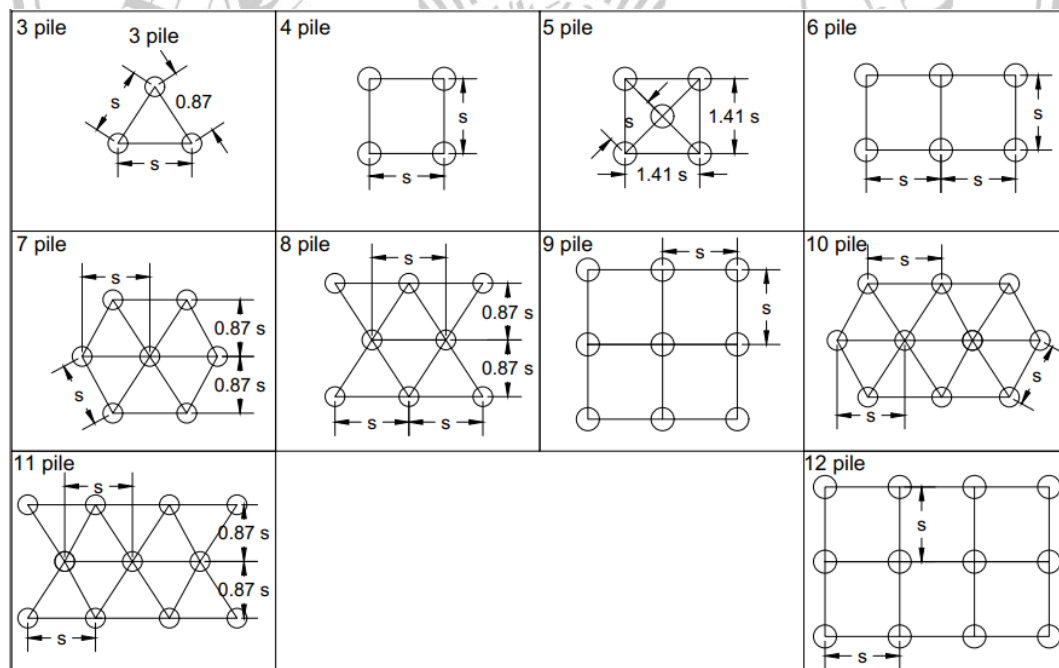
Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang pancang bergantung pada alat pancang yang digunakan dan bagaimana perencanaannya dilakukan.

Berikut beberapa tujuan dari penggunaan pondasi tiang pancang:

- Menyalurkan beban struktur atas ke tanah pendukung yang kuat atau tanah keras, di atas tanah yang cukup banyak mengandung air atau kondisi tanah yang lunak.
- Memadatkan tanah pasir untuk meningkatkan kapasitas tanah.
- Berfungsi sebagai pendukung pondasi bangunan di permukaan tanah yang mudah tergerus air.
- Menopang gaya horizontal dan miring.

2.12 Daya Dukung Kelompok Tiang

Nilai daya dukung izin tiang dihitung berdasarkan kekuatan izin tekan dan izin tarik, serta kondisi tanah dan kekuatan material. Kelompok tiang yang terdiri dari pile tekan memiliki daya dukung yang sama dengan daya dukung per tiang dikalikan jumlah tiang, tetapi kelompok tiang yang terdiri dari pile tarik memiliki daya dukung yang lebih kecil. Dapat ditunjukkan dari **Gambar 2.12**.



Gambar 2. 12 Tipe susunan tiang

2.12.1 Daya dukung izin tekan tiang

Kapasitas daya dukung tiang pancang berdasarkan dari data N-SPT

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum L_i f_i \times A_{st}}{FK2} \quad (2.22)$$

Keterangan:

P_a = Daya dukung izin tekan tiang

q_c = 20 N untuk silt/clay, 40 N untuk sand

A_p = Luas penampang tiang

L_i = Panjang segmen tiang yang ditinjau gaya geser pada selimut segmen tiang

FK_1, FK_2 = Faktor keamanan 3 dan 5

Sumber : Pamungkas (2013:43)

2.12.2 Daya dukung izin tarik tiang

Untuk menguraikan atau menganalisis daya dukung izin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah, gunakan rumusan berikut:

Data N-SPT (Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\sum L_i f_i \times A_{st}) \times 0,70}{FK_2} + W_p \quad (2.23)$$

Keterangan :

P_{ta} = Daya dukung izin tarik tiang

W_p = Berat pondasi

Sumber : Pamungkas (2013:51)

2.12.3 Kebutuhan jumlah tiang

Untuk mengetahui berapa banyak tiang yang diperlukan untuk suatu titik kolom, gaya aksial dibagi dengan daya dukung tiang.

$$N_p = \frac{P}{p_{all}} \quad (2.24)$$

Keterangan :

N_p = Jumlah tiang

P = Gaya aksial yang terjadi

P_{all} = Daya dukung izin tiang

Sumber : Pamungkas (2013:54)

2.12.4 Efisiensi Kelompok tiang

Karena daya dukung kelompok tiang tidak berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang, perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti yang baru dijelaskan pada Rumus 1.14 masih belum lengkap. Ini disebabkan oleh tumpang tindih dan intervensi garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan. Angka efisiensi biasanya digunakan untuk menunjukkan penurunan daya dukung kelompok tiang akibat tindakan kelompok ini. Menurut Uniform Building Code AASHTO, rumus Converse-Labbarre adalah dasar untuk menghitung efisiensi kelompok tiang:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \text{ mm}} \quad (2.27)$$

Keterangan :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

θ = Arc tg (D/S) (derajat)

D = Ukuran penampang tiang

s = Jarak antara tiang (as ke as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

n = Jumlah tiang dalam 1 baris

Sumber : Pamungkas (2013:55)

2.12.5 Perencanaan kelompok tiang

Perencanaan pondasi tiang pancang biasanya menggunakan banyak tiang bertujuan untuk menahan beban yang bekerja sama. Rumus daya di bawah ini mendukung izin kelompok tiang pada pondasi tiang pancang.

$$Q_{pg} = E_g \times n \times Q_{all} \quad (2.25)$$

Keterangan :

Q_{pg} = Daya dukung yang diizinkan untuk kelompok tiang (kg)

Q_{all} = Daya dukung izin vertical untuk tiang tunggal (kg)

E_g = Efisiensi kelompok tiang

N = Jumlah tiang

Sumber : Pamungkas (2013:57)

2.12.6 Reaksi Kelompok Tiang

Reaksi total atau beban aksial pada masing-masing tiang adalah jumlah dari reaksi akibat beban-beban V dan M , yaitu:

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \quad (2.26)$$

Keterangan :

Q_i : Reaksi tiang atau beban aksial tiang ke I (kN)

V : Jumlah gaya-gaya vertical (Kn)

$M_y = e_x V$: Jumlah momen terhadap sumbu -y (kN.m)

$M_x = e_y V$: Jumlah momen terhadap sumbu -x (kN.m)

e_x : Eksentrisitas searah sumbu -x (m)

n : Jumlah tiang dalam kelompok

x_i : Jarak searah sumbu x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang i

$\sum x^2$: Jumlah kwadrat dari sumbu x jarak tiap-tiap ke pusat kelompok tiang (m²)

$\sum y^2$: Jumlah kwadrat dari sumbu y jarak tiap-tiap ke pusat kelompok tiang (m²)

Pada perhitungan terdapat tiang miring. Gaya vertical yang didukung oleh tiang miring dengan kemiringan m vertical

2.12.7 Jarak antar tiang dalam kelompok

Menurut Hardiyatmo (2015:282), panjang tiang meningkatkan risiko kerusakan saat pemancangan (tiang pancang) atau pengeboran (tiang bor). Namun, Fellenius (2006) menyarankan jarak yang paling sedikit antara tiang dan panjangnya:

$$S = 2,5d + 0,02L \quad (2.28)$$

Keterangan:

s = jarak minimum sumbu tiang (m)

d = diameter atau lebar tiang (m)

L = kedalaman penetrasi tiang (m)

Yang lazim dipergunakan adalah ketentuan jarak antara masing – masing tiang diukur dari masing – masing sumbu tiang 2,5 atau 3 kali diameter tiang (Sardjono, 1991:13).

$$S \geq 2,5D \quad (2.29)$$

$$S \geq 3D \quad (2.30)$$

2.12.8 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok

Karena adanya beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh pembentukan tiang pada kelompok tiang, maka tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang harus diperiksa untuk memastikan bahwa setiap tiang masih dapat memikul beban pada bangunan atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban dan momen aksial yang diberikan akan didistribusikan ke kepala tiang dan badan tiang sesuai dengan rumus elastis dengan asumsi kepala tiang benar-benar keras, sehingga pengaruh gaya yang diterapkan tidak akan membuat kepala tiang menjadi keras, tidak bengkok atau deformasi, dapat dilihat melalui

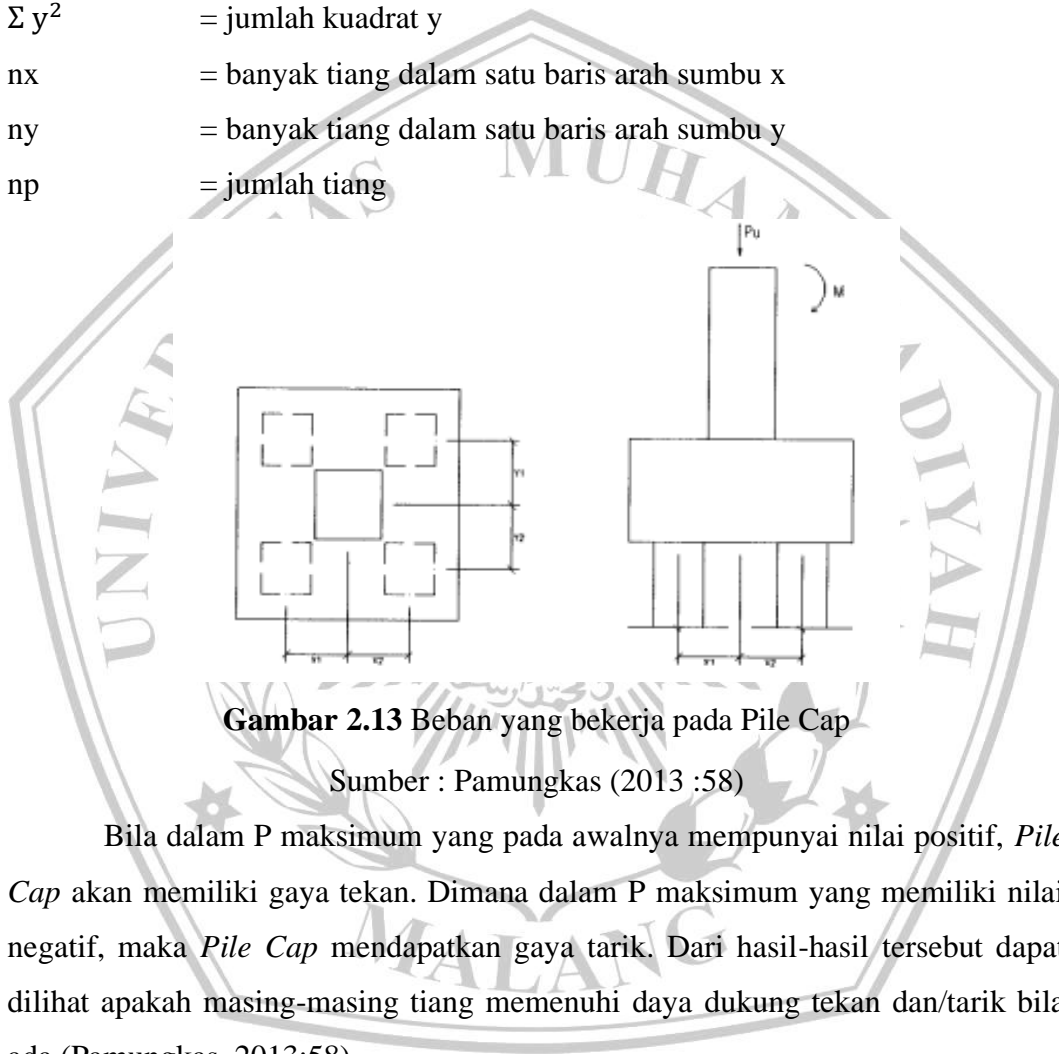
Gambar 2.9. (Pamungkas, 2013 : 57).

$$P_{maks} = \frac{Pu}{Np} \pm \frac{My \times X_{maks}}{Ny \Sigma X^2} \pm \frac{Mx \times Y_{maks}}{Nx \Sigma Y^2} \quad (2.31)$$

Dimana:

P maks = beban maksimum tiang

P_u	= gaya aksial yang terjadi (terfaktor)
M_y	= momen yang bekerja tegak lurus sumbu y
M_x	= momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
X_{max}	= jarak tiang arah sumbu x terjauh
Y_{max}	= jarak tiang arah sumbu y terjauh
Σx^2	= jumlah kuadrat x
Σy^2	= jumlah kuadrat y
n_x	= banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
n_y	= banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
n_p	= jumlah tiang



Gambar 2.13 Beban yang bekerja pada Pile Cap

Sumber : Pamungkas (2013 :58)

Bila dalam P maksimum yang pada awalnya mempunyai nilai positif, *Pile Cap* akan memiliki gaya tekan. Dimana dalam P maksimum yang memiliki nilai negatif, maka *Pile Cap* mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang memenuhi daya dukung tekan dan/tarik bila ada (Pamungkas, 2013:58).

2.12.9 Penurunan kelompok tiang

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

$$S = S_i + S_c \quad (2.32)$$

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (2.33)$$

$$S_c = \frac{H}{1+e} \cdot C_c \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (2.34)$$

Keterangan :

S = Penurunan total (m)

S_i = immediate settlement (m)

S_c = consolidation settlement (m)

B = lebar kelompok tiang (m)

q = tekanan yang terjadi (P_u/A)

E = modulus elastisitas tanah (kN/m^2)

μ_1 = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (**Gambar 2.14**)

μ_0 = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi (**Gambar 2.14**)

H = Ketebalan lapisan tanah (m)

C_c = indeks pemampatan

e = angka pori tanah

P_0 = tegangan efektif sebelum beban bekerja (kN/m^2)

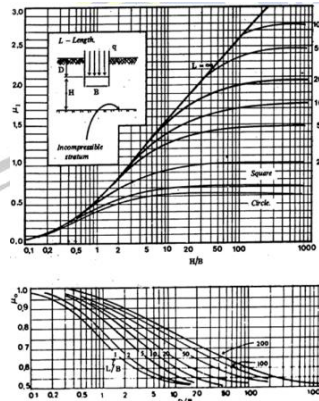
Δp = tambahan tegangan yang disebabkan oleh beban pondasi (kN/m^2)

Sumber : Pamungkas (2013:79)

Harga modulus deformasi E_u diperoleh dari kurva tegangan regangan (*stress strain curve*) yang dihasilkan dari percobaan pembebanan tekan pada tanah kondisi *undrained* pada Tabel 2.12. Biasanya lebih dapat diandalkan untuk mendapatkan harga E_u dari *plate bearing test* di dalam lubang bora atau *trial pits*. Cara lain untuk

mendapatkan E_u adalah menggunakan hubungan antara E_u dengan kekuatan geser *undrained* (*undrained shear strength*) C_u dari tanah liat.

$$E_u = 400.C_u \quad (2.35)$$



Gambar 2.14 Grafik hubungan μ_i , μ_0 , kedalaman pondasi (D_f) dan lebar pondasi

Tabel 2.13 di bawah merangkum kisaran nilai tipikal E (dalam MPa) untuk beberapa jenis tanah umum (berdasarkan literatur geoteknik modern).

Tabel 2.13 Modulus Elastisitas Tanah (E_s)

Macam Tanah	E (kN/m ²)
Lempung:	
Sangat lunak	300-3000
Lunak	2000-4000
Sedang	4500-9000
Keras	7000-20000
Berpasir	30000-42500
Pasir:	
Berlanau	5000-20000
Tidak padat	10000-25000
Padat	50000-100000
Pasir dan kerikil:	
Padat	80000-200000
Tidak padat	50000-100000
Lanau	2000-20000
Loess	15000-60000
Serpilh (<i>shales</i>)	140000-1400000

(Sumber: Mekanika Tanah 1, Hardiyatmo)

2.12.10 Penurunan Konsolidasi

1. Penurunan Konsolidasi Primer Terjadi karena akibat beban yang menekan tanah sehingga membuat keluarnya air dan udara dari tanah. Penurunan konsolidasi primer dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$Cc = 0,156 \times e_0 + 0,0107 \quad (2.36)$$

$$P'_o = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_{sat1} \times \gamma_w) \times h_2 + (\gamma_{sat2} \times \gamma_w) \times h_3 + (\gamma_{sat3} \times \gamma_w) \times h_4 \quad (2.37)$$

$$A_0 = B_0 \times L_0 \quad (2.38)$$

$$q = Pu/A_0 \quad (2.39)$$

$$L1 = L_0 + 2\left(\frac{1}{2}H \times \tan 30^\circ\right) \quad (2.40)$$

$$B1 = B_0 + 2\left(\frac{1}{2}H \times \tan 30^\circ\right) \quad (2.41)$$

$$A1 = L1 \times B1 \quad (2.42)$$

$$Sc = \frac{Cc \times h}{1+e_0} \text{Log} \frac{Po + \Delta p}{Po} \quad (2.43)$$

Keterangan:

- Cc : Indeks pemampatan
- H : Tebal lapisan tanah (m)
- Po : Tekanan awal akibat berat tanah (kN/m²)
- ΔP : Penambahan tekanan (kN/m²)
- Eo : Angka pori awal

2. Penurunan Konsolidasi Sekunder
Terjadi karena akibat perpindahan butiran partikel tanah menuju posisi yang lebih stabil.

2.12.11 Waktu Perurunan Pondasi

Persamaan yang digunakan dalam menentukan jangka waktu penurunan konsolidasi pondasi dapat dihitung dengan menggunakan rumus yang disarankan oleh Hardiyatmo (2015:310) seperti dibawah ini :

$$T_{90} = \frac{T_v \cdot Ht^2}{C_v} \quad (2.44)$$

$$St = Si + U \cdot Sc \quad (2.45)$$

Keterangan:

- St : total Penurunan (m)

- t : waktu konsolidasi (tahun)
 Tv : faktor waktu
 Ht : panjang lapisan drainase
 Cv : koefisien konsolidasi (m^2/det)

Besar nilai Tv berhubungan dengan besar persen konsolidasi yang ingin direncanakan, sebagaimana pada **Tabel 2.14**.

Tabel 2.14 Variasi Faktor Waktu (Tv) terhadap Derajat Konsolidasi (U)

U %	Tv
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,484
100	∞

Sumber : Das Braja M. (1995:207)

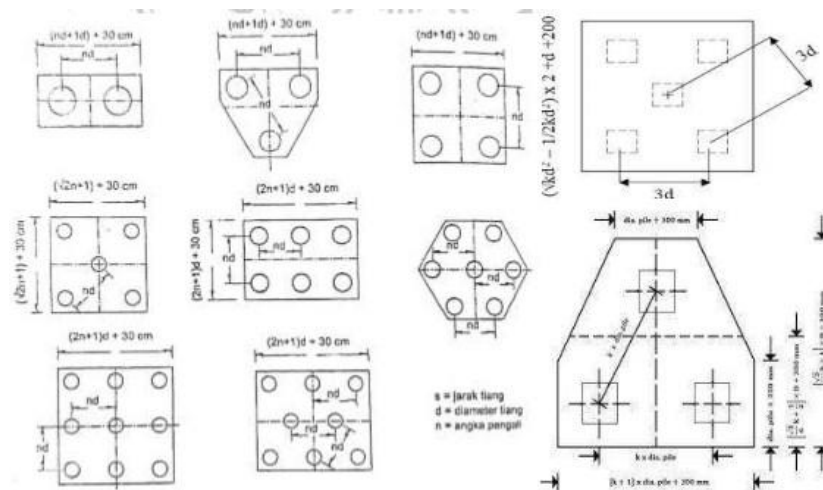
2.13 Perencanaan *Pile Cap*

Menurut Pamungkas (2013: 87), *Pile Cap* sendiri berfungsi untuk mengikat tiang- tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile Cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan *Pile Cap* dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

1. *Pile Cap* sangat kaku
2. Ujung atas tiang menggantung pada *Pile Cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *Pile Cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

2.13.1 Dimensi *Pile Cap*

Dimensi dari *Pile Cap* sangat bergantung pada jarak antar tiang dan banyaknya tiang yang dibutuhkan dalam satu kesatuan kelompok tiang. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya direncanakan dengan ketentuan $2,5D - 3D$ di mana D adalah diameter tiang (Hardiyatmo, 2015). Skema susunan perencanaan kelompok dapat dilihat seperti pada **Gambar 2.15**.



Gambar 2.15 Jarak antar Tiang dalam Kelompok

Sumber : Hardiyatmo, (2015:194) *Teknik Pondasi 2*

Menurut SNI 2847 (2002: 267) ketebalan pondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak diatas pancang. Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm.

Menurut Pamungkas (2013: 88) kuat geser telapak pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

1. Aksi balok satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.
2. Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum. Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *Pile Cap* sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak.

2.13.2 Penulangan *Pile Cap*

Menurut Pamungkas (2013: 94) Momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

1. Muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.

2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan
3. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Penulangan *Pile Cap* dapat direncanakan serupa dengan penulangan balok.

Perhitungan tulangan *Pile Cap* dapat ditentukan dengan beberapa langkah sebagai berikut :

1. Merencanakan *Pile Cap* dengan bentuk balok persegi

2. Menentukan berat *Pile Cap* (q_u)

$$q_u = A \times \text{Berat jenis beton} \quad (2.46)$$

3. Menghitung momen yang bekerja pada *Pile Cap* (M_u)

$$M_u = (n_y \cdot P_{\text{maks}} \cdot X_{\text{max}}) - \left(\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot x^2\right) \quad (2.47)$$

4. Menentukan Rasio tulangan Tarik

$$K \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi \times b_w \times d^2} \quad (2.48)$$

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \cdot \frac{K}{f_c'}} \quad (2.49)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y} \quad (2.50)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 \cdot f_y} \quad (2.51)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.52)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.53)$$

5. Melanjutkan perhitungan luas tulangan apabila harga rasio penulangan tarik sudah memenuhi persyaratan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{\text{rencana}} \quad (2.54)$$

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

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan} \quad (2.55)$$

7. Kontrol kapasitas momen

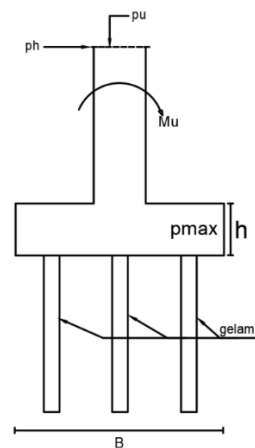
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w} \quad (2.56)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.57)$$

Keterangan

- M_u : momen yang terjadi pada balok (kg.m)
 M_n : kuat nominal penampang akibat lentur (kg.m)
 b : lebar balok (m)
 d : tinggi efektif (m) [h - 60 mm]
 h : tinggi balok (m)
 ϕ : faktor reduksi (0,8)
 f_c' : mutu beton (MPa)
 f_y : mutu tulangan (MPa)
 A_s : luas tulangan
 ρ : rasio tulangan tarik (%)
 β : rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek

Gambar 2.16 menunjukkan bahwa pile cap tidak hanya memikul gaya tekan vertikal, tapi juga momen akibat perbedaan gaya dan eksentrisitas.



Gambar 2.16 Momen yang Bekerja pada *Pile Cap*

2.13.3 Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Satu Arah

Menurut Pamungkas, (2013) perhitungan gaya geser yang bekerja terhadap satu arah pada penampang kritis dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.58)$$

$$V_u = n_y \cdot P_{max} \quad (2.59)$$

Kekuatan geser beton yang diperoleh harus memiliki nilai yang lebih besar daripada nilai dari gaya geser nominal penampang sehingga

$$V_n \leq V_c \text{ atau } V_u = \phi V_c + V_s \quad (2.60)$$

Keterangan:

V_u : gaya geser satu arah sejarak d dari muka kolom

V_c : geser beton

V_s : gaya geser tulangan

2.13.4 Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Dua Arah

Untuk nilai tahanan geser terhadap beton (V_c) yang bekerja dengan dua arah maka harus diambil nilai terkecil dari tiga persamaan dibawah ini:

$$\beta = \frac{b_k}{h_k} \quad (2.61)$$

$$b_0 = 2 \times (b_k + h_k) \quad (2.62)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.63)$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.64)$$

$$V_c = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.65)$$

Keterangan:

b_0 : keliling daerah kritis ($2 \cdot (b_k + h_k)$)

B_0 : h (sisi panjang kolom) b (sisi lebar kolom)

d : tinggi efektif penampang

b_w : lebar pondasi (m)

d : $h - d'$

h : tinggi pelat [m]

d' : selimut beton [m]

ϕ : 0,75 (reduksi kekuatan untuk geser)

λ : 1,0 untuk beton no

as : 40 (kolom interior), 30 (kolom tepi) , 20 (kolom sudut)

λ : 1,0

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

$$\phi V_c = \phi \cdot V_c \quad (2.66)$$

Dengan syarat :

$$\phi V_c > V_u$$

2.13.5 Tulang Susut

Berdasarkan SNI 2847:2013, tulangan susut diperlukan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik setelah proses pengikatan (*setting time*) berlangsung, dimana ada kemungkinan beton akan mengalami penyusutan dan mengurangi kualitasnya, tulangan susut dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$A_{ss} = 0,0014 \times b_w \times d_{ef} \quad (2.67)$$

$$A_{ss} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times 1000/150 \quad (2.68)$$

2.14 Perhitungan Tulangan Longitudinal

- Menentukan luas tulangan longitudinal (A_{st}) yang akan digunakan. Sesuai dengan SNI 2847:2019, luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,08 A_g$.

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2.69)$$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{st}^2 \times \rho \quad (2.70)$$

Keterangan:

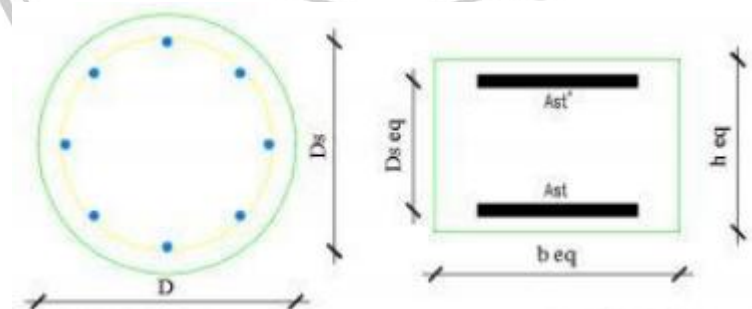
A_g : Luas penampang beton (mm²)

A_{st} : Luas penampang beton (mm²)

D : Diameter penampang beton (mm)

D_{st} : Diameter tulangan (mm)

- Penampang pondasi tiang pancang (*spun pile*) yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang segi empat guna untuk menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (*balance*) seperti pada **Gambar 2.17**.



Gambar 2.17 Penampang Lingkaran dan Penampang ekuivalen Panjang

- Tebal ekuivalen penampang segi empat

$$h_{eq} = 0,8 \times D \quad (2.71)$$

b) Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$b_{eq} = (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) / h_{eq} \quad (2.72)$$

c) Luas tulangan total A_{st} didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} \times A_{st} \quad (2.73)$$

d) Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.74)$$

3. Cek eksentrisitas rencana yang diberikan (e) dibandingkan terhadap eksentrisitas balance (e_b).

$$d_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \quad (2.75)$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.76)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.77)$$

$$E = \frac{M_u}{P_u} \quad (2.78)$$

Regangan pada baja tulangan :

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \times (C_b - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2})}{C_b} \quad (2.79)$$

Tegangan leleh baja tulangan :

$$f_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad (2.80)$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (balance) :

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y) \quad (2.81)$$

Momen dalam keadaan seimbang (balance) :

$$M_{ub} = 0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq} \times (\frac{1}{2} \times h_{eq} - \frac{1}{2} \times A_b) + A_s' \times f_s' \times (\frac{1}{2} \times h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2}) + A_s \times f_y \times (d_{eq} - \frac{1}{2} \times h_{eq}) \quad (2.82)$$

$$e_b = M_{ub} / P_{ub} \quad (2.83)$$

- Jika keadaan $P_u < P_b$ atau $e > e_b$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.
- Jika keadaan $P_u > P_b$ atau $e < e_b$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

2.7.6.1. Perhitungan Senggang

Dalam perencanaan senggang terdapat beberapa langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

- 1) Tinggi efektif penampang

$$d = D - 2dc \quad (2.84)$$

- 2) Luas penampang lintang kotor dari kolom

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 \quad (2.85)$$

- 3) Rasio tulangan spiral

$$\rho_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \left(\frac{f_{c'}}{f_{yt}} \right) \quad (2.86)$$

- 4) Perencanaan jarak senggang

$$a_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D_s^2 \quad (2.87)$$

$$s = \frac{4 \times a_s \times (D_c - d_s)}{\rho_s \times D_c^2} \quad (2.88)$$

2.15 Kontrol Spesifikasi Tiang Pancang

Analisa momen yang terjadi pada tiang pancang untuk control spesifikasi yang akan dipakai dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan. Pengangkatan dibedakan menjadi dua yaitu pengangkatan lurus dan miring.

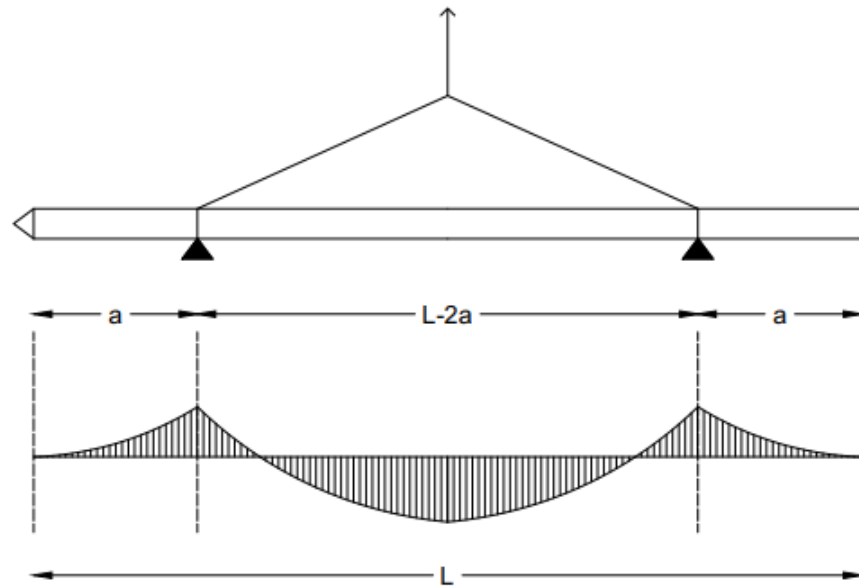
2.15.1 Pengangkatan Lurus

Kondisi pengangkatan lurus pada tiang pancang dapat dilihat pada

Gambar 2.18

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \quad (2.89)$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L-2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \quad (2.90)$$



Gambar 2. 18 Kondisi Pengangkata Lurus Tiang Pancang

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L-2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$4a^2 + 4a \cdot L - L^2 = 0 \quad (2.92)$$

2.15.2 Pengangkatan Miring

Kondisi pengangkatan miring pada tiang pancang dapat dilihat pada

Gambar 2.19

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \quad (2.93)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L-a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2}{L-2a}$$

$$= \frac{q \cdot (L-a)}{2} - \frac{q \cdot a^2}{2(L-2a)}$$

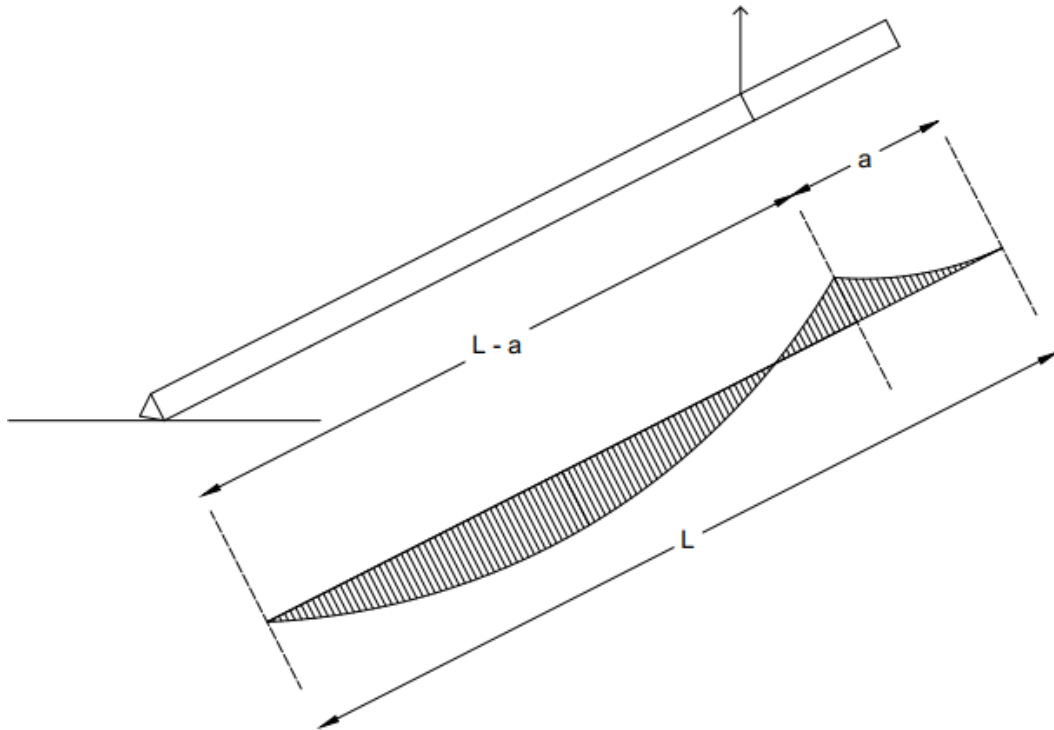
$$= \frac{q \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot q \cdot L}{2(L-a)}$$

$$M_x = R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 \quad (2.94)$$

Syarat Ekstrim :

$$\frac{dMx}{dx} = 0$$

$$R_1 - q \cdot x = 0 \quad (2.95)$$



Gambar 2. 19 Kondisi Pengangkatan Tiang Pancang secara Miring

Maka:

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.96)$$

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} - \frac{1}{2} q \left\{ \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right\}^2 = \frac{1}{2} q \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.97)$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{2} q \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)}$$

$$a = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4a.L + L^2 = 0 \quad (2.98)$$

Keterangan:

q : Berat sendiri tiang pancang (ton/m)

L : Panjang tiang pancang (m)

Dalam hal ini, hasil momen dari kedua pengangkatan yang terbesar adalah keadaan yang paling menentukan.

