

BAB II LANDASAN TEORI

2.1. Analisis Stabilitas Konstruksi

Dalam perencanaan bangunan bendung gerak (*barrage*) dan bangunan penguras (*sluice gate*) perlu adanya analisis mengenai kestabilan dari konstruksi maupun kekuatan daya dukung tanah yang harus menahan beban bangunan yang berada di atasnya. Kekuatan tanah tergantung pada jenis dan sifat-sifatnya serta kekakuannya terhadap pengaruh-pengaruh luar.

Faktor-faktor yang berpengaruh terhadap stabilitas keamanan konstruksi bangunan bendung gerak (*barrage*) dan bangunan penguras (*sluice gate*) adalah sebagai berikut:

1. Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
2. Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
3. Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah pondasi

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi bangunan perlu dilakukan anggapan atau asumsi keadaan normal (tanpa gempa dan keadaan gempa). Adapun setiap keadaan tersebut masih perlu diadakan tinjauan dengan 4 kondisi yaitu :

1. Kondisi I : saat muka air normal (tanpa gempa)
2. Kondisi II : saat muka air normal (gempa)
3. Kondisi III : saat muka air banjir Q_{PMF} (tanpa gempa)
4. Kondisi IV : saat muka air banjir Q_{PMF} (gempa)

Perhitungan stabilitas bertujuan untuk menentukan ukuran (dimensi) bendung gerak (*barrage*) dan bangunan penguras (*sluice gate*) agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja pada keadaan apapun juga. Pembebanan yang bekerja pada bendung gerak (*barrage*) dan bangunan penguras (*sluice gate*) adalah sebagai berikut :

1. Beban vertikal
 - a) Gaya berat dari bendung gerak (*barrage*), bangunan penguras (*sluice gate*) dan pintu air.
 - b) Pilar (jembatan kendaraan, rumah operasi dan jembatan pelayanan)
2. Tekanan air (statis dan dinamis)
3. Tekanan tanah (aktif dan pasif)
4. Gaya angkat (*uplift*)

Dinding penahan adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat dimana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Dinding penahan ini dibangun untuk melindungi kemiringan tanah dan melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh.

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi dinding penahan perlu dilakukan anggapan atau asumsi keadaan normal (tanpa gempa dan keadaan gempa). Adapun setiap keadaan tersebut masih perlu diadakan tinjauan dengan 4 kondisi yaitu :

1. Kondisi I : saat muka air normal (tanpa gempa)
2. Kondisi II : saat muka air normal (gempa)
3. Kondisi III : saat muka air banjir Q_{PMF} (tanpa gempa)
4. Kondisi IV : saat muka air banjir Q_{PMF} (gempa)

Beban yang diperhitungkan untuk perencanaan dinding penahan adalah sebagai berikut:

1. Berat sendiri dinding penahan
Berat sendiri dinding penahan yang digunakan dalam perhitungan kemantapan (*stability*) adalah berat dinding penahan itu sendiri dan berat tanah pada bagian atas tumit pelat lantai
2. Tekanan tanah (aktif dan pasif)
3. Beban pembebanan
Apabila permukaan tanah di belakang dinding akan digunakan untuk jalan raya atau lainnya, maka pembebanan itu harus dimasukkan dalam perhitungan. Beban dianggap sebesar 1 ton/m^2 dalam hal pembebanan kendaraan
4. Tekanan air (statis dan dinamis)
5. Gaya angkat (*uplift*)

2.1.1. Stabilitas Terhadap Guling

Penggulingan (*overturning*) pada bangunan dapat terjadi apabila gaya horizontal yang menimbulkan momen horizontal (M_h) tidak dapat ditahan oleh momen pelawan sebagai akibat gaya vertikal (M_v). Apabila momen vertikal tidak dapat menahan maka bangunan mengalami kerusakan berupa terguling.

Dalam perhitungan stabilitas terhadap bahaya guling dilakukan anggapan kondisi dalam keadaan normal dan saat gempa terjadi, sehingga kerusakan bangunan dapat dihindarkan.

Dalam kondisi normal (tanpa gempa) dan kondisi gempa dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

- a. Kondisi normal (tanpa gempa) menggunakan faktor keamanan sebagai berikut:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,5 \quad (2-1)$$

- b. Kondisi gempa adalah menggunakan faktor keamanan sebagai berikut:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,2 \quad (2-2)$$

dimana:

SF = angka keamanan (*safety factor*)

M_v = momen vertikal semua gaya terhadap gaya titik guling (ton.m)

M_h = momen horizontal semua gaya terhadap titik guling (ton.m)

2.1.2. Stabilitas Terhadap Geser

Gaya horizontal dapat menyebabkan penggeseran pada bangunan. Gaya horizontal menggeser di bagian pondasi. Akibat adanya gaya vertikal, terjadi gaya perlawanan geseran yang bekerja sepanjang pondasi. Kestabilan konstruksi terhadap geser yang disebabkan oleh gaya horizontal aktif atau gaya geser dihitung dengan rumus:

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \quad (2-3)$$

dimana:

SF = faktor keamanan (*safety factor*)

f = koefisien gesekan

∑V = jumlah gaya vertikal (ton)

∑H = jumlah gaya horizontal (ton)

Dimana untuk keadaan normal, $SF \geq 1,5$ dan untuk keadaan gempa $\geq 1,2$.

Tabel 2.1. Harga-harga Perkiraan untuk Koefisien Gesekan

Bahan	Koefisien Gesekan (f)
Pasangan batu pada pasangan pondasi	0,60 - 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

Sumber: Kriteria Perencanaan-02, 1986: 146

2.1.3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung

Letak arah resultan gaya horizontal dan gaya vertikal berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Bangunan akan stabil apabila arah resultan gaya terletak di dalam batas $1/6 B$ ke kanan maupun ke kiri titik tengah panjang pondasi. Perhitungan eksentrisitas menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \quad (2-4)$$

a. Jika $e \leq B/6$, maka:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma \quad (2-5)$$

b. Jika $B/6 < e < B/3$, maka:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \sum V}{L X} < \sigma \quad (2-6)$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) \quad (2-7)$$

dimana:

σ = besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)

e = eksentrisitas pembebanan

σ_{izin} = daya dukung tanah izin

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

B = lebar pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

A = luas dasar pondasi per meter panjang (m^2)

X = lebar efektif dari kerja reaksi pondasi (m)

Daya dukung tanah izin (q_a) didefinisikan sebagai tekanan maksimum yang diperbolehkan bekerja di atas tanah. Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan ke tanah di bawahnya, karena yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang besar bahkan mengakibatkan keruntuhan pondasi.

Dalam perencanaan konstruksi bangunan, aspek geoteknik dan stabilitas sangat diperlukan pemahaman terhadap interpretasi data geoteknik dari percobaan laboratorium maupun investigasi geoteknik di lapangan. Salah satu aspek investigasi geoteknik di lapangan yang perlu diketahui dan dipahami adalah pengujian penetrasi standart (*Standart Penetration Test*, N SPT). Pengujian ini dilakukan karena sulitnya

memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler. Sifat-sifat tanah ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif secara langsung di lapangan.

Punmia (1973) mengusulkan persamaan kapasitas dukung izin neto yang dikaitkan dengan nilai SPT dan sekaligus bergantung pada faktor kedalaman pondasi, sebagai berikut :

$$q_a = 3,5 \cdot (N - 3) \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 R_{w2} \cdot R_d \left(\frac{t}{m^2} \right) \quad (2-8)$$

dimana:

q_a = kapasitas dukung izin neto dalam satuan t/m^2 , untuk penurunan sebesar 2,5 cm (1").(t/m^2)

N = nilai standart penetrasi

R_{w2} = faktor reduksi air = 0,5

R_d = faktor kedalaman = $\left(1 + \frac{D}{B} \right) \leq 2,0$

B = lebar pondasi (m)

D = kedalaman pondasi (m)

Nilai N yang diperoleh dari pengujian SPT di lapangan, sebelum digunakan dalam perhitungan perlu dilakukan koreksi terlebih dahulu. Hal ini berhubungan dengan kondisi dari alat, prosedur kerja, jenis tanah maupun tekanan *overburden* yang terjadi. Jika tanahnya mengandung tanah pasir sangat halus atau pasir berlanau yang terendam air, maka nilai N SPT yang ada harus direduksi menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \quad (2-9)$$

dimana:

N' = nilai N yang tercatat dari hasil pengujian di lapangan (nilai $N > 15$ pukulan)

2.1.4. Gaya Angkat (*Uplift*)

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Adanya gaya angkat ke atas akan mengurangi berat bangunan, padahal makin berat bangunan akan semakin stabil terhadap geseran. Lane mengusulkan untuk menghitung panjang lintasan air rembesan pada tanah pondasi pada arah horizontal menggunakan sepertiga lintasan rembesan vertikal. Perhitungan gaya angkat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_x = H_x - \left(\frac{l_x}{l_o} \right) \cdot \Delta H \quad (2-10)$$

dimana :

P_x = gaya angkat pada x (*uplift*) (ton/m)

H_x = tinggi energi di hulu bendung (m)

l_x = panjang lintasan air rembesan pada titik x (m)

l_o = panjang total lintasan air rembesan (m)

ΔH = perbedaan muka air hulu dan hilir bendung gerak (m)

2.1.5. Angka Keamanan Untuk Tebal Lantai

Tebal lantai perlu diperhatikan keamanannya untuk menghindari terjadinya kerusakan pada lantai tersebut. Ketebalan lantai dapat dikontrol menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$dx \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma} \quad (2-11)$$

dimana :

dx = tebal lantai pada titik x (m)

P_x = gaya angkat pada titik x (ton/m²)

W_x = kedalaman air pada titik x (m)

γ = berat jenis bahan (ton/m³)

S = faktor keamanan

Dimana untuk keadaan normal, $S = 1,5$ dan untuk keadaan banjir $S = 1,2$.

2.1.6. Dasar Perhitungan Pembebanan

Analisis terhadap stabilitas bangunan perlu mempertimbangkan pembebanan yang diterima oleh bangunan. Faktor pembebanan pada bangunan berpengaruh terhadap gaya-gaya yang bekerja pada bangunan. Pembebanan terbagi menjadi pembebanan vertikal dan pembebanan horizontal.

2.1.6.1. Beban Vertikal

Dalam perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada bendung gerak (*barrage*) secara vertikal adalah:

1. Berat Bangunan

Bangunan memiliki berat yang sangat berpengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan. Persamaan yang digunakan untuk menghitung berat bangunan adalah sebagai berikut:

$$W_c = \gamma_{\text{bahan}} \cdot V \quad (2-12)$$

dimana:

W = berat sendiri (ton)

V = volume bahan (m^3)
 γ_{bahan} = berat jenis bahan (t/m^3)

2. Berat Air

Air memiliki berat yang berpengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan.

Persamaan yang digunakan untuk menghitung berat air adalah sebagai berikut :

$$W = \gamma_w \cdot V \quad (2-13)$$

dimana:

W = berat sendiri (ton)
 V = volume bahan (m^3)
 γ_{air} = berat jenis air (t/m^3)

3. Gaya Angkat (*Uplift*)

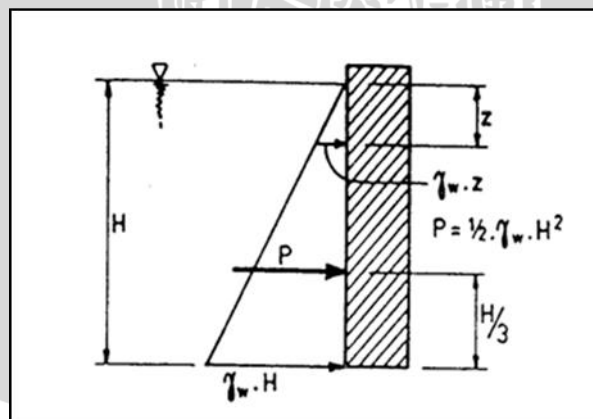
Perhitungan gaya angkat (*uplift*) yang bekerja menggunakan rumus Lane seperti terdapat pada persamaan (2-10).

2.1.6.2. Beban Horizontal

Perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada bendung gerak (*barrage*) secara horizontal yaitu :

1. Tekanan Hidrostatik

Tekanan hidrostatik merupakan gaya horizontal akibat air di hulu dan hilir bendung gerak (*barrage*). Tekanan air merupakan fungsi kedalaman di bawah permukaan air dan bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan (Gambar 2.1).



Gambar 2.1. Tekanan Air pada Dinding Tegak

Sumber : Kriteria Perencanaan 06 : 21

Tekanan hidrostatik menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2-14)$$

dimana:

P_w = tekanan hidrostatis (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

H = kedalaman air (m)

2. Tekanan Hidrodinamis

Tekanan hidrodinamis merupakan air yang menekan bangunan apabila kecepatan datang cukup tinggi dan oleh sebab itu tinggi energi besar, maka akan terdapat tekanan yang makin besar pada bagian-bagian dinding. Tekanan ini merupakan air yang menekan bangunan apabila ada gempa.

Tekanan hidrodinamis menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot H_1^2 \quad (2-15)$$

dimana :

P_d = tekanan hidrodinamis (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

K_h = koefisien gempa horizontal

H_1 = tinggi air dari dasar (m)

3. Tekanan Tanah Aktif

Tekanan aktif merupakan tekanan yang timbul pada saat tanah bergerak di arah yang sama dengan perpindahan struktur penahan. Perhitungan tekanan tanah aktif seperti pada persamaan berikut :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{sub} \cdot H^2 \quad (2-16)$$

dimana:

P_a = tekanan tanah aktif (ton)

γ_{sub} = berat jenis tanah efektif (ton/m^3)

H = tinggi tanah (m)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif normal

$$= \sin \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \quad (2-17)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\alpha - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\delta - \theta)} \right]} \quad (2-18)$$

dimana:

ϕ = sudut geser dalam tanah ($^\circ$)

θ = sudut kemiringan permukaan dinding penahan terhadap garis vertikal

α = sudut kemiringan tanah timbunan terhadap garis horizontal

δ = sudut geser antara tanah dengan dinding penahan

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\alpha - \delta - \Psi)}{\cos \Psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \Psi) \left[1 + \frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha - \delta - \Psi)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad (2-19)$$

dimana:

$$\Psi = \tan^{-1} k \quad (k = \frac{k_h}{1 - k_v})$$

k_h = koefisien gempa horizontal

k_v = koefisien gempa vertikal

δ = sudut geser antara tanah dengan dinding penahan

4. Tekanan Tanah pasif

Tekanan pasif merupakan perlawanan yang timbul pada saat struktur bergerak melawan tanah. Perhitungan tekanan tanah aktif seperti pada persamaan berikut:

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_{sub} \cdot H^2 \quad (2-20)$$

dimana :

P_p = tekanan tanah pasif (ton)

γ_{sub} = berat jenis tanah efektif (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

C = kohesi tanah (ton/m²)

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

$$= \frac{\cos^2(\alpha + \delta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 + \frac{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \delta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad (2-21)$$

θ = sudut geser dalam tanah (°)

2.2. Perencanaan Pondasi Tiang

2.2.1. Pondasi Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang berdasarkan metode pelaksanaannya terbagi menjadi pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor. Pondasi tiang pancang dipasang dengan cara dipukul ke dalam tanah. Sedangkan pondasi tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Tiang ini biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor.

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat menjadi 2 macam yaitu:

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang pendukung ujung berada dalam zona tanah yang lunak yang berada di atas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan tanah keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan.

2. Tiang Gesek (*friction pile*)

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya. Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya diperhitungkan pada hitungan kapasitas tiang. (Hardiyatmo, 2008: 69)

2.2.2. Analisis Daya Dukung Tiang

2.2.2.1. Analisis Terhadap Kekuatan Bahan Tiang

Analisis daya dukung tiang dapat dianalisis dari berbagai cara. Kemampuan tiang dapat dianalisis dengan mempertimbangkan kekuatan bahan tiang. Untuk mengetahui kekuatan yang diizinkan pada tiang maka perlu mengetahui tegangan tekan pada bahan tiang dan luas penampang tiang. (Sardjono, 1991: 32)

Persamaan yang digunakan untuk perhitungan kekuatan yang diizinkan pada tiang pancang sebagai berikut :

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \quad (2-22)$$

dimana :

P_{tiang} = kekuatan yang diizinkan pada tiang pancang (kg)

σ_{bahan} = tegangan tekan izin bahan tiang (kg/cm^2)
 $= 0,45 \times f'c$

(Anonim, 1991: 139)

A_{tiang} = luas penampang tiang pancang (cm^2)

2.2.2.2. Perhitungan Pembagian Tekanan Pada Kelompok Tiang

Kelompok tiang dapat menerima beban sentris maupun eksentris. Beban yang bekerja pada kelompok tiang dinamakan bekerja secara sentris apabila titik tangkap resultante beban-beban yang bekerja berimpit dengan titik berat kelompok tiang tersebut. Sebaliknya beban yang bekerja secara eksentris apabila titik tangkap resultante beban-beban yang ada tidak berimpit dengan titik berat kelompok tiang. (Sardjono, 1996:53).

Untuk mengetahui kemampuan dari tiang bor yang sudah didesain agar memenuhi beban yang harus dipikulnya maka diperlukan analisis mengenai perhitungan pembagian tekanan pada masing-masing tiang. Beban normal yang dipikul oleh kelompok tiang merupakan beban eksentris sehingga dianalisis menggunakan beban sentris yaitu dengan cara menambahkan momen. Beban maksimum dari tiang dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \sum Y^2} \quad (2-23)$$

dimana:

P_{\max} = beban maksimum yang diterima tiang

$\sum V$ = jumlah total beban-beban vertikal/normal

n = banyak tiang dalam kelompok tiang

X_{\max} = absis maksimum atau jarak terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang (*pile group*)

Y_{\max} = ordinat maksimum atau jarak terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang (*pile group*)

n_y = banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y

n_x = banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat absis-absis tiang

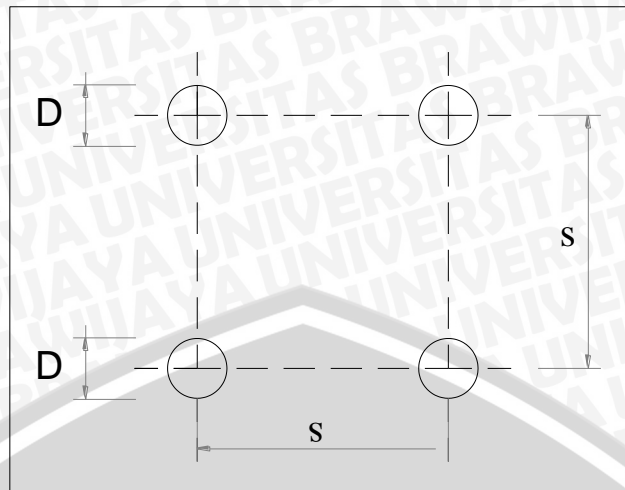
$\sum y^2$ = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang

2.2.2.3. Jarak antara Tiang dalam Kelompok

Pada keadaan sebenarnya jarang sekali didapati tiang pancang yang berdiri sendiri (*single pile*), yang sering didapati pondasi tiang pancang kelompok (*pile group*). Penggambaran dari pondasi tiang pancang kelompok dapat dilihat pada Gambar 2.2. Berdasarkan pada perhitungan daya dukung oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan:

$$S \geq 2,5 D \quad (2-24)$$

$$S \geq 3 D \quad (2-25)$$



Gambar 2.2. Jarak antara Tiang dalam Kelompok

Sumber: Sardjono, 1991: 51

dimana:

S = jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D = diameter tiang

Ketentuan di atas ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut:

a) Bila $S < 2,5 D$

- Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan.
- Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.

b) Bila $S > 3 D$

Hal ini tidak ekonomis sebab akan memperbesar ukuran/dimensi dari poer (*footing*), jadi memperbesar biaya. Pada perencanaan pondasi tiang pancang biasanya setelah jumlah tiang pancang dan jarak antara tiang-tiang pancang yang diperlukan kita tentukan, maka kita dapat menentukan luas poer (*footing*) yang diperlukan untuk tiap-tiap kolom.

- Bila ternyata luas poer total yang diperlukan lebih kecil dari $\frac{1}{2}$ luas bangunan, maka penggunaan pondasi setempat dengan poer di atas kelompok tiang pancang.
- Bila ternyata luas poer yang diperlukan lebih besar daripada $\frac{1}{2}$ luas bangunan, maka biasanya pilih pondasi penuh (*raft foundation*) di atas tiang-tiang pancang.

2.2.2.4. Daya Dukung Vertikal yang Diizinkan

Daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang. Besarnya daya dukung yang diizinkan R_a diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f) \quad (2-26)$$

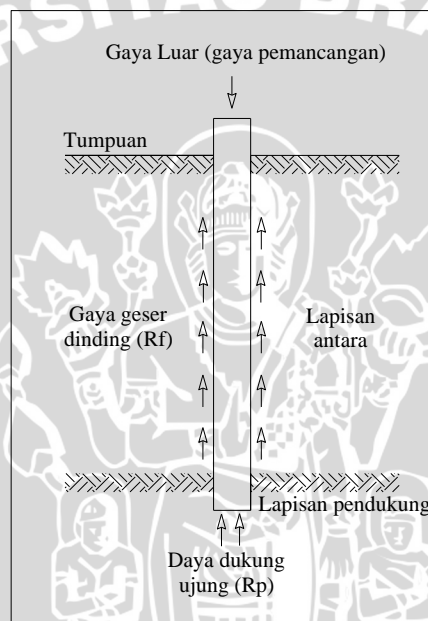
dimana:

n = faktor keamanan, biasanya dipakai angka-angka dalam Tabel.2.2

R_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_p = daya dukung terpusat tiang (ton)

R_f = gaya geser dinding tiang (ton)



Gambar 2.3. Mekanisme daya dukung tiang

Sumber: Mekanika Tanah & Teknik Pondasi : 99

Tabel 2.2. Faktor Keamanan

	Jembatan Jalan Raya		Jembatan Kereta Api	Konstruksi Pelabuhan	
	Tiang Pendukung	Tiang Geser	-	Tiang Pendukung	Tiang Geser
Beban Tetap	3	4	3	> 2,5	
Beban Tetap + Beban Sementara	-	-	2	-	
Waktu Gempa	2	3	1,5 (1,2)	>1,5	>2,5

Sumber : Sosrodarsono, 1988:100

Daya dukung terpusat tiang dihitung dengan memperhatikan nilai luas ujung tiang. Persamaan yang digunakan untuk menghitung daya dukung terpusat tiang adalah sebagai berikut :

$$R_p = q_d \cdot A \quad (2-27)$$

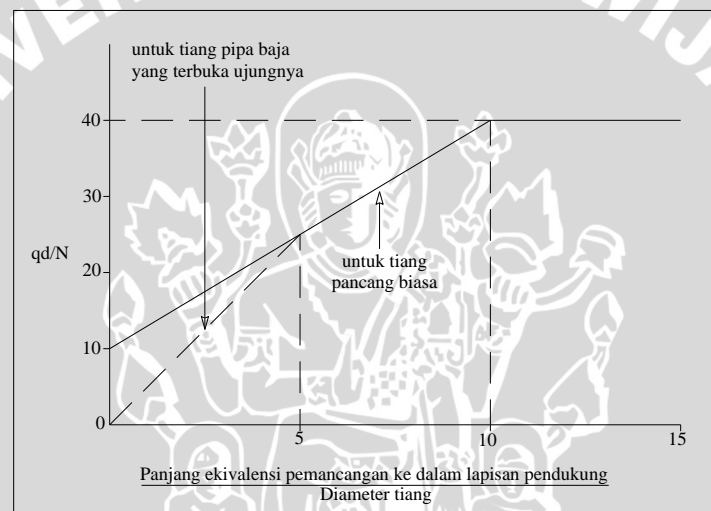
dimana:

R_p = daya dukung terpusat tiang (ton)

A = luas ujung tiang (m^2)

q_d = daya dukung tiang (ton/m^2)

Untuk mendapatkan nilai q_d digunakan Gambar 2.4. Diagram perhitungan intensitas daya dukung ultimit tanah pondasi pada tiang dengan memperhatikan nilai panjang ekivalen dan diameter tiang.



Gambar 2.4. Diagram Perhitungan dari Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah Pondasi pada Ujung Tiang

Sumber: Sosrodarsono, 1988: 101

Panjang ekivalen penetrasi didapatkan dengan menentukan kalibrasi harga SPT terlebih dahulu. Harga SPT yang digunakan untuk perhitungan adalah sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \sqrt{N_2}}{2} \quad (2-28)$$

dimana :

\bar{N} = harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N_1 = harga N pada ujung tiang

$\sqrt{N_2}$ = harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

Setelah mengetahui nilai SPT rerata maka nilai tersebut digunakan untuk menentukan panjang ekivalen penetrasi. Harga nilai SPT yang telah direrata diletakkan pada data *Bor Log*. Titik tersebut dengan titik SPT ujung membentuk segitiga dengan

luasannya tertentu. Luasan segitiga tersebut dicerminkan ke atas. Titik SPT dasar tiang sampai dengan titik SPT hasil cerminan pada ujung atas dilihat berapa meter jarak yang dihasilkan. Sehingga didapat panjang penetrasi.

Dengan melihat Gambar 2.4. Diagram Perhitungan dari intensitas daya dukung ultimit tanah pondasi pada ujung tiang didapatkan nilai q_d/N . N yang digunakan adalah nilai SPT rerata yang sudah dihitung menggunakan persamaan sebelumnya. Didapatkan nilai q_d yang digunakan untuk menghitung daya dukung terpusat tiang dengan persamaan sebagai berikut:

$$R_p = q_d \times \frac{\pi d^2}{4} \quad (2-29)$$

Gaya geser dinding melihat tiang dapat dihitung dengan memperhatikan nilai SPT pada lapisan tanah dengan melihat data *Bor Log* dan intensitas gaya geser dinding tiang dengan melihat Tabel 2.3.

Tabel 2.3. Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang

Jenis Tanah Pondasi \ Jenis Tiang	Tiang Pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah berkohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Sumber: Sosrodarsono, 1988:102

Persamaan yang digunakan untuk menghitung gaya geser dinding tiang adalah sebagai berikut :

$$R_f = U \cdot f_1 \cdot l_i \quad (2-30)$$

dimana :

F_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

U = panjang keliling tiang (ton/m^2)

l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

2.2.2.5. Gaya Tarik (*Pull Out Force*) Yang Diizinkan

Gaya tarik tiang yang diizinkan adalah suatu harga yang diperoleh dengan membagi gaya tarik maksimum sebuah tiang dengan suatu faktor keamanan. Gaya tarik yang diizinkan ini dibatasi oleh gaya penahan tarikan dari tanah pondasi dan tegangan pada tubuh tiang (tegangan tarik/*tensile stress*).

Pada saat gaya tarik bekerja pada tiang, maka pergeseran (*displacement*) dan gaya pada tanah pondasi akan mengarah keatas. Akibat gaya ke atas ini, maka tegangan efektif dinding tiang pada tanah akan berkurang dan tanah pondasi cenderung menjadi “lepas” (*loose*). Selanjutnya, dengan meningkatkannya *displacement*, luas bidang sentuh dinding tiang (*press driving force*), gaya tarik tiang menimbulkan pengaruh besar yang mengenai hasil test atas gaya tarik ini yang terjadi setelah beberapa waktu kemudian. Berdasarkan masalah tersebut, maka penyusunan tiang dilakukan sedemikian rupa sehingga secara umum tidak terjadi tegangan tarik. Gaya tarik yang terjadi dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q_u (\text{tarik}) = \sum f_s \cdot A_s + W_p \quad (2-31)$$

dimana:

Q_u (tarik) = gaya tarik (kg)

f_s = $2/3 \cdot f_s$ (tekan)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

W_p = berat tiang (kg)

2.2.2.6. Daya Dukung Mendatar Yang Diizinkan

Untuk mengamati gaya penahan mendatar pada tiang dipakai suatu cara untuk menentukan daya dukung yang diizinkan berdasarkan tegangan di dalam tubuh tiang dan besarnya pergeseran pada kepala tiang. Pada cara ini tiang dihitung sebagai suatu gelagar di atas pondasi yang elastis yang dinyatakan dengan tegangan pada tubuh tiang, besarnya pergeseran pada kepala tiang dan koefisien reaksi lapisan tanah dibawahnya, dalam arah yang tegak lurus dengannya.

Daya dukung mendatar yang ditentukan berdasarkan besarnya pergeseran normal, dianggap mempunyai batas terhadap daya dukung yang diizinkan dengan mempertimbangkan faktor-faktor yang tidak diketahui dari tanah pondasi. Besarnya pergeseran normal ini biasanya dipakai sebagai salah satu saran untuk memperkirakan banyaknya tiang dan dihitung pada kedudukan permukaan tanah rencana untuk tiang. Apabila besarnya pergeseran normal sudah didapatkan, maka daya dukung mendatar

yang diizinkan apabila tiang-tiang terbenam didalam tanah dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

$$H_a = \frac{K \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a \quad (2-32)$$

dimana:

H_a = daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

K = koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m³)

D = diameter tiang (cm)

EI = kekakuan lentur dari ujung tiang (kg/cm)

E = modulus elastisitas tiang (kg/cm²)

I = momen inersia persegi

$$= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad (2-33)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \text{ (cm}^{-1}\text{)} \quad (2-34)$$

δ_a = besarnya pergeseran normal (cm)

2.2.2.7. Konstanta Pegas K_v Untuk Arah Vertikal dan Koefisien k dari Reaksi Lapisan di bawah Permukaan Tanah Dalam Arah Vertikal

a. Perkiraan konstanta pegas K_v dalam arah vertikal

K_v dari tiang dalam arah vertikal adalah suatu konstanta elastis yang dinyatakan sebagai gaya dalam vertikal yang menimbulkan pergeseran (*displacement*) sebesar satu satuan dalam arah vertikal pada kepala tiang. Perhitungan secara praktis dapat dilakukan berdasarkan perhitungan dengan memakai konstanta tanah atau secara empiris dengan memakai cara statik berdasarkan data dari percobaan pembebanan sebagai berikut:

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l} \quad (2-35)$$

dimana:

K_v = konstanta pegas (ton/cm)

A_p = luas penampang netto dari tiang (cm²)

E_p = modulus elastisitas tiang (kg/cm²)

l = panjang tiang (cm)

D = diameter tiang (cm)

a = untuk tiang beton pratekan (*prestressed concrete*)

$$= 0,041 \frac{1}{D} - 0,27$$

- b. Perkiraan koefisien k dari reaksi tanah di bawah permukaan, dalam arah mendatar:

Koefisien reaksi tanah di bawah permukaan dalam arah mendatar, diperkirakan berdasarkan persamaan berikut:

$$k = k_0 \cdot y^{-1/2} \quad (2-36)$$

$$k_0 = 0,2 \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \quad (2-37)$$

dimana:

k_0 = harga k bila pergeseran pada permukaan dibuat sebesar 1 cm (kg/cm^3)

y = besarnya pergeseran yang akan dicari (cm)

E_0 = modulus deformasi tanah pondasi, biasanya diperkirakan dari $E_0 = 28N$ dengan memakai harga N dari percobaan penetrasi standar (*standard penetration test*) (kg/cm^2)

D = diameter tiang (cm)

2.2.3. Perhitungan Reaksi Tiang dan Pergeseran Pada Tumpuan

Perhitungan reaksi pada kepala tiang dilakukan dengan memperkirakan banyaknya tiang dan susunan tiang. Bila reaksi yang diperoleh ternyata melebihi daya dukung yang diizinkan atau melebihi pergeseran yang diizinkan, maka perkiraan di atas harus diperiksa kembali sehingga reaksi yang diperoleh terletak di dalam batas yang diizinkan. (Sosrodarsono, 1988: 109)

2.2.3.1. Cara Perpindahan (*Displacement*)

Pada pondasi tiang bekerja gaya vertikal V_0 , gaya mendatar H_0 dan momen putar M_0 dan gaya-gaya luar ini berada dalam keadaan setimbang dengan gaya-gaya yang menyebabkan perpindahan pada tumpuan yang kaku, misalnya perpindahan mendatar δ_x pada pusat gabungan tiang, perpindahan dalam arah vertikal δ_y , perpindahan tempat dengan cara berputar (*rotary displacement*) α dengan anggapan sebagai pegas yang elastis. (Sosrodarsono, 1988: 110).

Anggapan-anggapan dalam perhitungan menurut cara perpindahan :

1. Pondasi tiang dianggap sebagai bangunan dua dimensi
2. Tiang dianggap bersifat *elastic-linier* terhadap gaya tekan, gaya tarik tiang, lenturan dan konstanta pegas dalam arah vertikal, arah mendatar dan rotasi pada kepala tiang dianggap konstan.

Perhitungan berdasarkan cara perpindahan, dilakukan sebagai berikut:

3. Menentukan konstanta pegas pada tiang dalam arah sumbu tiang. Koefisien pegas tiang disesuaikan dengan keadaan kepala tiang seperti pada Tabel.2.4. sebagai berikut:

Tabel 2.4. Koefisien Pegas Tiang Dalam Arah Sumbu Orthogonal

	Kekuatan Kepala Tiang		Kepala Tiang Bersendi	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12 \cdot EI \cdot \beta}{(1 + \beta \cdot h)^3 + 2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 0,5}$	$2EI\beta^3$
K_2 dan K_3	$K_1 \cdot \frac{h}{2}$	$2EI\beta^3$	0	0
K_1	$\frac{4 \cdot EI \cdot \beta}{1 + \beta \cdot h} \cdot \frac{(1 + \beta \cdot h)^3 + 0,5}{(1 + \beta \cdot h)^3 + 2}$	$2EI\beta$	0	0

Sumber: Sosrodarsono, 1988: 112

4. Menentukan koefisien-koefisien yang terdapat dalam persamaan tiga dimensi.

Sudut yang dibuat oleh tiang ke-I dengan sumbu vertikal adalah θ_i .

$$A_{xx} = \sum(K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i) \quad (2-38)$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \sum((K_v + K_i) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i) \quad (2-39)$$

$$A_{x\alpha} = \sum((K_v - K_i) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i) \quad (2-40)$$

$$A_{yy} = \sum(K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \quad (2-41)$$

$$A_{y\alpha} = A_{\alpha y} = \sum((K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i) \quad (2-42)$$

$$A_{\alpha\alpha} = \sum((K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_i \cdot \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \cdot \sin \theta_i + K_4) \quad (2-43)$$

5. Perpindahan titik pusat dapat ditentukan dengan menyelesaikan persamaan-persamaan tiga dimensi secara berurutan sebagai berikut :

$$A_{xx} \cdot \delta_x + A_{xy} \cdot \delta_y + A_{x\alpha} \cdot \alpha = H_0 \quad (2-44)$$

$$A_{yx} \cdot \delta_x + A_{yy} \cdot \delta_y + A_{y\alpha} \cdot \alpha = V_0 \quad (2-45)$$

$$A_{\alpha x} \cdot \delta_x + A_{\alpha y} \cdot \delta_y + A_{\alpha\alpha} \cdot \alpha = M_0 \quad (2-46)$$

Apabila diubah dalam bentuk matrix sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{yx} & A_{\alpha x} \\ A_{xy} & A_{yy} & A_{\alpha y} \\ A_{x\alpha} & A_{y\alpha} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_0 \\ V_0 \\ M_0 \end{bmatrix} \quad (2-47)$$

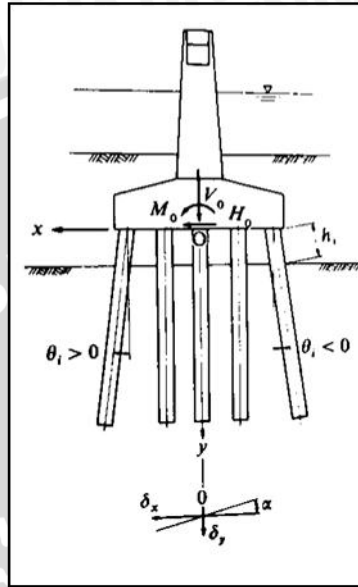
Perhitungan dengan sistem koordinat dijelaskan menggunakan Gambar 2.5.

dengan menyelesaikan persamaan di atas :

H_0 = beban mendatar yang bekerja di atas *basement* tumpuan (ton)

V_0 = beban vertikal yang bekerja di atas *basement* tumpuan (ton)

- M_0 = momen luar terhadap titik pusat dasar tumpuan 0 (ton.m)
 δ_x = perpindahan mendatar terhadap titik pusat 0 (cm)
 δ_y = perpindahan vertikal terhadap titik pusat 0 (cm)
 α = sudut rotasi tumpuan (rad)
 x_i = koordinat x untuk kepala tiang ke i (m)



Gambar 2.5. Sistem Koordinat untuk Menghitung dengan Perpindahan

Sumber: Sosrodarsono, 1988:111

6. Gaya mendatar dan momen lentur

$$\delta' x_i = \delta x \cdot \cos \theta_i - (\delta y + \alpha \cdot x_i) \sin \theta_i \quad (2-48)$$

$$\delta' y_i = \delta x \cdot \sin \theta_i + (\delta y + \alpha \cdot x_i) \cos \theta_i \quad (2-49)$$

7. Gaya axial pada setiap batang

$$P_{Ni} = K_v \cdot \delta' y_i \quad (2-50)$$

$$\text{Syarat, } -P_a < P_{Ni} < P_a \quad (2-51)$$

8. Gaya dalam arah sumbu orthogonal untuk setiap tiang

$$P_{Hi} = K_1 \cdot \delta' x_i - K_2 \cdot A \quad (2-52)$$

$$\text{Syarat, } P_{Hi} < H_a$$

9. Momen pada kepala tiang

$$M_{ti} = -K_3 \cdot \delta' x_i + K_4 \cdot \alpha \quad (2-53)$$

10. Pemeriksaan arah axial

$$\sum h_i = P_{Hi} \times \text{jumlah tiang}$$

$$\text{Syarat, } \sum h_i = H_0 \quad (2-54)$$

$$\sum V_i = P_{Ni} \times \text{jumlah tiang} \quad (2-55)$$

$$\text{Syarat, } \sum V_i = V_0$$

$$\sum M_i = (M_{ti} + V_i \cdot x_i) \cdot \text{jumlah tiang} \quad (2-56)$$

Syarat, $\sum M_i = M_o$

2.2.3.2. Analisis Penurunan Pondasi

Penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogen dengan modulus elastis dan angka *Poisson* yang konstan dapat dihitung dengan persamaan yang disarankan oleh *Poulos dan Davis* (1980), sebagai berikut:

2.2.3.2.1. Penurunan Tiang Tunggal

a. Tiang Gesek (*friction pile*)

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot d} \quad (2-57)$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu \quad (2-58)$$

dimana:

S = penurunan kepala tiang (m)

Q = beban yang bekerja (kN)

I_o = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (*incompressible*) dalam massa semi tak terhingga (Gambar 2.6)

R_k = faktor koreksi kemudah-mampatan (kompresibilitas) tiang untuk $\mu = 0,5$ (Gambar 2.7)

R_h = faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 2.8)

R_μ = faktor koreksi angka Poisson μ (Gambar 2.9)

H = kedalaman total lapisan tanah

Tabel 2.5. Perkiraan Modulus Elastisitas (E)

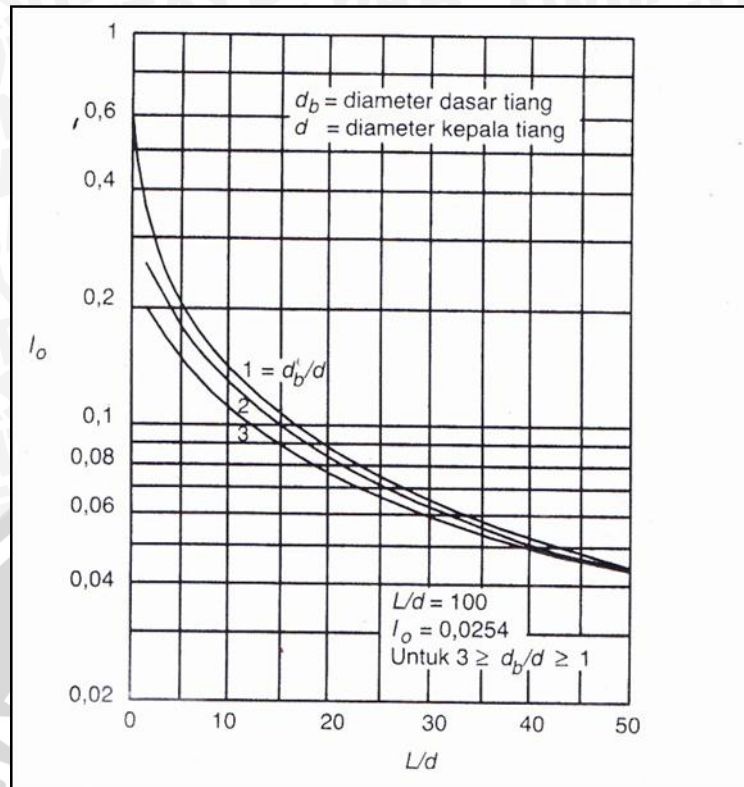
Macam Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	$3.10^2 - 3.10^3$
Lunak	$2.10^3 - 4.10^4$
Sedang	$4,5.10^2 - 9.10^3$
Keras	$7.10^3 - 2.10^4$
Berpasir	$3.10^4 - 4,25.10^4$
Pasir	
Berlanau	$5.10^3 - 2.10^4$
Tidak padat	$1.10^4 - 2,5.10^4$
Padat	$5.10^4 - 1.10^5$
Pasir dan kerikil	
Padat	$8.10^4 - 2.10^5$
Tidak padat	$5.10^4 - 1,4.10^5$
Lanau	$2.10^3 - 2.10^4$
Loess	$1,5.10^4 - 6.10^4$
Serpilh	$1,4.10^4 - 1,4.10^6$

Sumber: (Hardiyatmo, 1996 : 163)

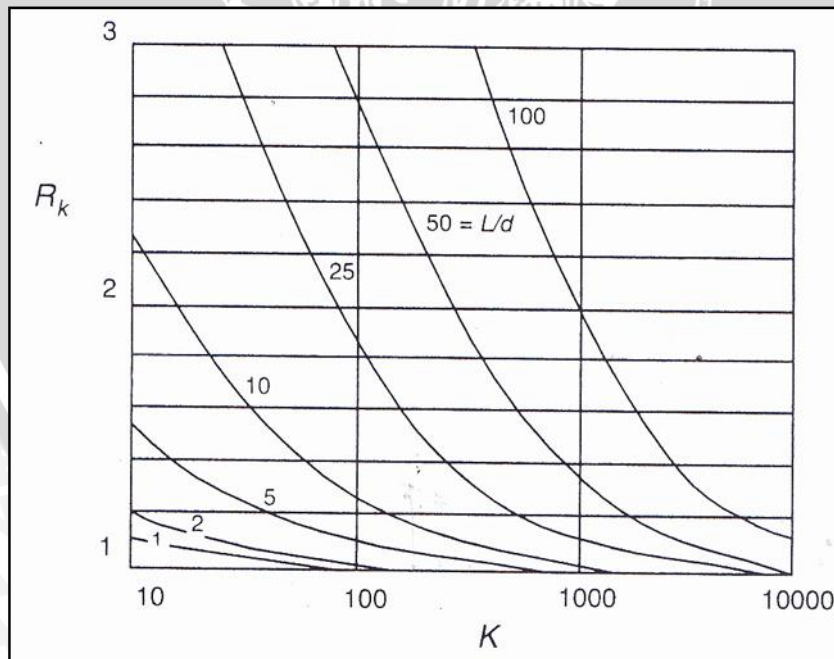
Tabel 2.6. Perkiraan Rasio Poisson (μ)

Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Asir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (e = 0,4 – 0,7)	0,15
Pasir halus (e = 0,4 -0,7)	0,25
Batu (tergantuk dari macamnya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

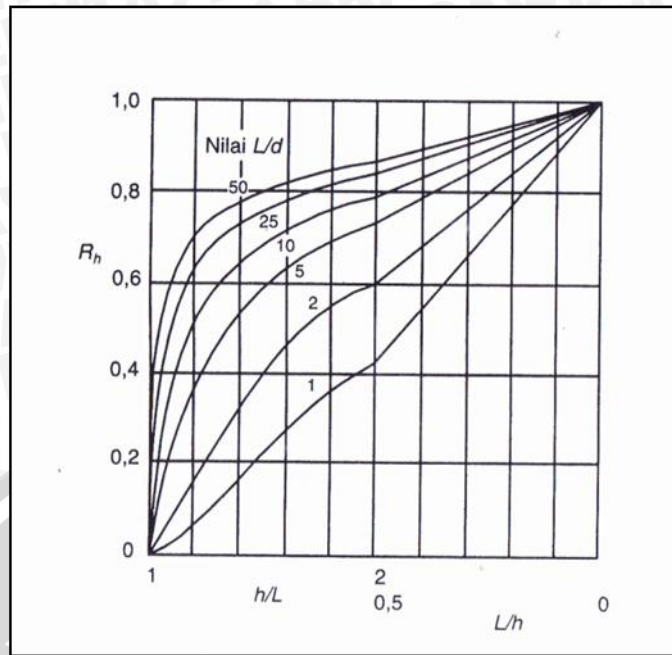
Sumber: (Hardiyatmo, 1996 : 163)



Gambar 2.6. Faktor Penurunan I_o (Poulos dan Davis, 1980)
 Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 253

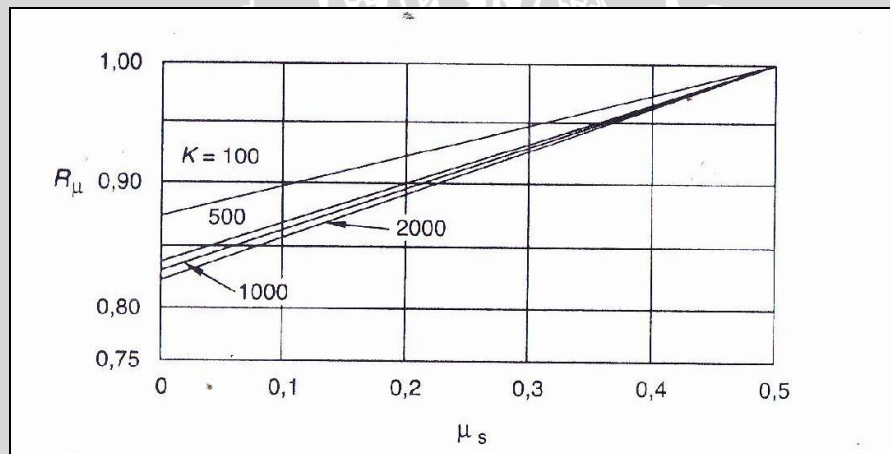


Gambar 2.7. Koreksi Kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980)
 Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 253



Gambar 2.8. Koreksi kedalaman, Rh(Poulos dan Davis, 1980)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 254



Gambar 2.9. Koreksi angka Poisson, Rμ(Poulos dan Davis, 1980)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 254

b. Tiang Ujung (endbearing pile)

$$S = \frac{QI}{E_s \cdot c} \tag{2-59}$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu \tag{2-60}$$

Nilai-nilai koefisien dapat diambil dari Gambar 2.6, Gambar 2.7, dan Gambar 2.9 dengan R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 2.10). K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan sebagai berikut:

$$K = \frac{E_p \cdot R_A}{E_s} \tag{2-61}$$



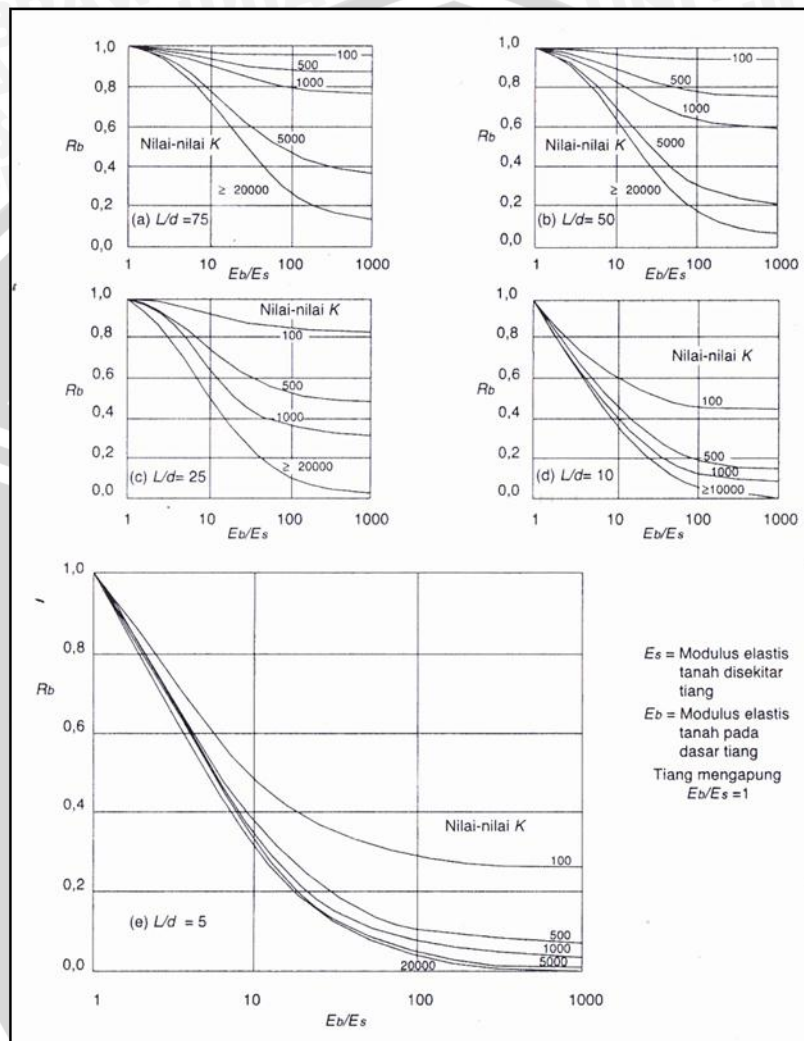
$$R_A = \frac{A_p}{d^2} \quad (2-62)$$

dimana:

E_p = modulus elastis bahan tiang (kN/m²)

E_s = modulus elastis tanah (kN/m²)

A_p = luas penampang tiang (m²)



Gambar 2.10. Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 255

2.2.3.2.2. Penurunan Kelompok Tiang

Pada kondisi tertentu, kapasitas dukung izin tiang lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi akan sangat kecil.

Tanah non kohesif, seperti pasir padat merupakan tanah pendukung yang baik sehingga tidak perlu menggunakan pondasi tiang untuk mendukung bangunan. Dalam

kasus yang khusus, pondasi tiang dipasang pada tanah pasir yang padat untuk mendukung beban pilar jembatan guna mentransfer beban jembatan ke lapisan tanah bawah yang terbebas dari bahaya gerusan.

Dalam tinjauan berikut ini, pasir dianggap dalam kondisi tidak padat dan di bawah lapisan pasir tersebut tidak terdapat lapisan lunak selain tanah pasirnya sendiri. Hubungan empiris penurunan kelompok tiang dengan lebar kelompok tiang, terhadap penurunan kelompok tiang tunggal ditunjukkan dalam Gambar 2.11 (Skemton et. a., 1953). Kurva tersebut dapat diterapkan pada tiang pancang maupun tiang bor. Hubungan penurunan antara tiang tunggal dan kelompok tiang sebagai berikut:

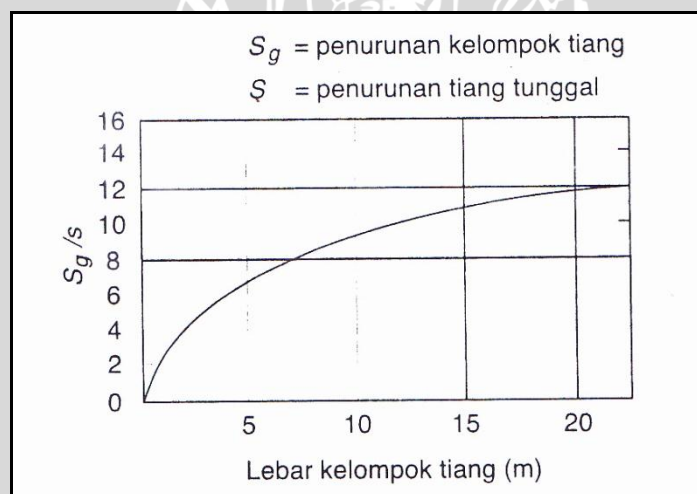
$$\frac{S_g}{S} = \frac{(4B-3)^2}{(B+4)^2} \quad (2-63)$$

dimana:

S_g = penurunan kelompok tiang (m)

S = penurunan tiang tunggal pada intensitas beban yang sama (m)

B = lebar kelompok tiang (m)



Gambar 2.11. Penurunan kelompok tiang dalam tanah pasir

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 265

2.3. Perencanaan Desain Konstruksi

2.3.1. Pembetonan dan Penulangan pada Konstruksi

2.3.1.1. Kuat Tekan Beton Rencana (f_c') dan Kuat Tarik Baja (f_y)

Beton polos didapat dengan mencampur semen, agregat halus, agregat kasar, air dan kadang-kadang campuran lain. Beton bertulang adalah merupakan gabungan logis dari dua jenis bahan, yaitu beton polos yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi akan tetapi kekuatannya rendah, dengan batangan-batangan baja yang ditanamkan di dalam beton agar dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan.

Untuk memperoleh hasil beton yang baik, maka terlebih dahulu harus ditentukan nilai perbandingan (proporsi) dari masing-masing bahan susun beton. Perbandingan campuran bahan susun disebutkan secara urut, dimulai dari ukuran butir yang paling kecil (lembut) ke butir yang besar, yaitu semen, pasir dan kerikil. Dalam beton konstruksi menggunakan campuran 1 : 2 : 3 , yaitu adukan betonnya menggunakan 1 bagian semen, 2 bagian pasir dan 3 bagian kerikil.

Kekuatan tekan beton ditentukan oleh pengaturan perbandingan semen, agregat kasar, agregat halus, air dan berbagai campuran. Perbandingan dari air terhadap semen merupakan faktor utama di dalam penentuan kekuatan beton. Semakin rendah perbandingan air dan semen, semakin tinggi kekuatan beton. Suatu jumlah tertentu air diperlukan untuk memberikan aksi kimiawi di dalam pengerasan beton. Kelebihan air meningkatkan kemampuan pengerjaan (mudahnya beton untuk dicor) akan tetapi menurunkan kekuatan.

Kekuatan tarik pada beton adalah suatu sifat yang penting dalam mempengaruhi perambatan dan ukuran dari retak di dalam struktur. Besar dari kekuatan tarik berkisar antara 10% sampai 15% dari kekuatan tekan.

2.3.1.2. Pembebanan pada Konstruksi

Struktur dan unsur-unsurnya harus direncanakan untuk memikul beban cadangan di atas beban yang diharapkan bekerja di bawah keadaan normal. Kapasitas cadangan yang disediakan untuk memperhitungkan dua faktor, yaitu faktor yang berhubungan dengan pelampauan beban dan faktor yang berhubungan dengan kekurangan kekuatan. Pelampauan beban dapat terjadi akibat perubahan penggunaan unsur struktur yang direncanakan, sedangkan kekurangan kekuatan dapat diakibatkan oleh kesalahan pengerjaan, dimensi ataupun tingkat pengawasan pada saat pelaksanaan.

Faktor-faktor pembebanan (*load factor*) terdiri dari beban hidup (*live factor*) dan beban mati (*dead load*). Untuk pembebanan mati dan hidup ditetapkan untuk beban-beban, geseran-geseran dan momen-momen yang dikalikan faktor yang didapat dari beban-beban izin dengan menggunakan hubungan seperti di bawah ini:

$$W_u = 1,2W_D + 1,6 W_L \quad (2-64)$$

dimana:

W_u = kekuatan yang diperlukan berdasarkan kemungkinan pelampauan beban (kg/m^2)

W_D = beban mati pada keadaan layan (kg/m^2)

W_L = beban hidup pada keadaan layan (kg/m^2)

2.3.1.3. Tebal Efektif

Dua besaran yang berperan penting pada analisis penampang beton bertulang adalah tinggi total (h) dan tebal efektif (d). Tebal efektif merupakan jarak dari serat tekan ke titik berat tulangan tekan. Hubungan antara d dan h untuk sebuah pelat adalah sebagai berikut :

$$d = h - p - 1/2 \cdot \phi_p \quad (2-65)$$

dimana:

- d = tebal efektif (mm)
- p = tebal selimut beton (mm)
- h = tinggi total pelat (mm)
- ϕ_p = rencana diameter tulangan pokok (mm)

2.3.1.4. Faktor Reduksi Kekuatan

Ketidakpastian kekuatan bahan terhadap pembebanan pada komponen struktur dianggap sebagai faktor reduksi kekuatan ϕ , yang nilainya ditentukan menurut Pasal 11.3 SNI 03-2847-2002 sebagai berikut:

1. Struktur lentur tanpa beban aksial (misalnya: balok),
 $\phi = 0,80$
2. Beban aksial dan beban aksial dengan lentur
 - a. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur,
 $\phi = 0,80$
 - b. Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur
 - 1) Komponen struktur dengan tulangan spiral atau sengkang ikat,
 $\phi = 0,70$
 - 2) Komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa,
 $\phi = 0,65$
3. Geser dan torsi,
 $\phi = 0,75$
4. Tumpuan pada beton,
 $\phi = 0,65$

2.3.1.5. Luas Tulangan

a. Luas Tulangan Tarik Utama

Pada perencanaan beton bertulang, diusahakan kekuatan beton dan baja agar dimanfaatkan dengan sebaik-baiknya. Untuk beton, karena sangat kuat menahan beban tekan, maka dimanfaatkan kuat tekan beton jangan sampai melebihi batas runtuh pada regangan tekan beton maksimal (ϵ_{cu}') = 0,003. Sedangkan untuk baja tulangan tarik yang tertanam di dalam beton, dapat dimanfaatkan kekuatan sepenuhnya sampai mencapai batas leleh, yaitu nilai tegangan tarik baja f_s sama dengan tegangan leleh f_y .

a. Gaya tekan beton

Gaya tekan beton dapat diperhitungkan dari hubungan tegangan-regangan beton. Karena gaya merupakan hasil kali antara tegangan dan luas penampangnya, maka blok tegangan tekan persegi ekuivalen dapat dihitung besar gaya tekan beton (C_c) sebagai berikut:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (2-66)$$

b. Gaya tarik baja tulangan

Gaya tarik baja tulangan (T_s) dapat dihitung dengan cara membuat perkalian antara luas baja tulangan dan tegangan lelehnya, yaitu sebagai berikut:

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (2-67)$$

c. Luas tulangan longitudinal

Karena pelat dalam keadaan setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan. Substitusi persamaan (2-66) dan (2-67) akan diperoleh luas tulangan balok (A_s) sebagai berikut:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (2-68)$$

dimana:

C_c = gaya tekan beton (kNm)

T_s = gaya tarik baja tulaangan (kNm)

A_s = luas tulangan tarik (mm²)

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

f_y = kuat tarik baja (Mpa)

a = tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (mm)

b = ukuran lebar penampang struktur (mm)

b. Luas Tulangan Tekan

Tulangan penampang tulangan pokok tarik harus lebih besar dari tulangan baja untuk luas tulangan tekan. Perhitungan luas tulangan tekan dapat dilihat pada persamaan (2-69) berikut ini:

$$As,u' = 50\% \cdot As,u \quad (2-69)$$

dimana:

$$As,u' = \text{luas tulangan tekan (mm}^2\text{)}$$

$$As,u = \text{luas tulangan tarik (mm}^2\text{)}$$

c. Luas Tulangan Pembagi

Sesuai SKSNI T-15-1991-03 yang menjelaskan bahwa tulangan penampang tulangan pokok harus lebih besar dari tulangan baja untuk susut dan suhu. Perhitungan luas tulangan pembagi dapat dilihat pada persamaan (2-70) berikut ini:

$$As,b = 20\% \cdot As,u \quad (2-70)$$

dimana:

$$As,b = \text{luas tulangan pembagi (mm}^2\text{)}$$

$$As,u = \text{luas tulangan utama (mm}^2\text{)}$$

2.3.1.6. Faktor Momen Pikul (K) dan Nilai a

Pada persamaan (2-68) dapat diketahui bahwa luas tulangan (As) dapat dihitung, dan nilainya bergantung pada mutu beton f_c' , tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen a , lebar balok b , dan mutu baja f_y . Pada perencanaan pelat, biasanya nilai-nilai f_c' , f_y dan b sudah ditentukan, sedangkan nilai a perlu dianalisis melalui momen nominal (M_n) sebagai berikut:

$$M_n = C_c (d-a/2) \quad (2-71)$$

atau

$$M_n = T_s (d-a/2) \quad (2-72)$$

Selanjutnya faktor momen pikul (K) didefinisikan sebagai momen nominal (M_n) yang dibagi dengan hasil perkalian antara luas efektif balok ($b \cdot d \times d$), maka diperoleh hitungan persamaan berikut:

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (2-73)$$

atau

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (2-74)$$

Dari persamaan (2-68), persamaan (2-71) dan persamaan (2-73) diperoleh hitungan berikut :

$$\begin{aligned} M_n &= C_c(d-a/2) \\ &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b (d-a/2) \end{aligned} \quad (2-75)$$

$$\begin{aligned} K &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d-a/2) / (bd^2) \\ &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot (d-a/2) / d^2 \end{aligned} \quad (2-76)$$

Selanjutnya:

$$\begin{aligned} \frac{K \cdot d^2}{0,85 \cdot f_c'} &= a \cdot d - 0,5a^2 \\ 0,5a^2 - a \cdot d + \frac{K \cdot d^2}{0,85 \cdot f_c'} &= 0 \end{aligned} \quad (2-77)$$

$$a_{1,2} = \frac{-(-d) \pm \sqrt{d^2 - 4 \cdot 0,5 \cdot \frac{K \cdot d^2}{0,85 \cdot f_c'}}}{2 \cdot 0,5} = d \pm \left(\sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) d \quad (2-78)$$

karena nilai a selau lebih kecil daripada tinggi efektif d, maka diperoleh nilai a sebagai berikut:

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) d \quad (2-79)$$

Perhitungan momen tumpuan maksimum (K_{max}) dapat dilihat pada persamaan berikut ini:

$$K_{max} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot (600 - f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 - f_y)^2} \quad (2-80)$$

2.3.1.7. Jarak Antar Tulangan

Perhitungan jarak tulangan dapat dilihat pada persamaan berikut ini :

$$s \leq \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{A_{s,u}} \quad (2-81)$$

dimana:

s = jarak antar tulangan (mm)

D = diameter tulangan (mm)

b = ukuran lebar penampang struktur (mm)

$A_{s,u}$ = luas tulangan utama (mm^2)

2.3.2. Struktur Pelat

Yang dimaksud dengan pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal dan beban yang bekerja tegak lurus pada struktur tersebut. Beban yang bekerja pada pelat umumnya diperhitungkan terhadap beban gravitasi (beban mati dan beban hidup). Dimana beban tersebut mengakibatkan terjadi momen lentur. Oleh karena itu pelat direncanakan terhadap beban lentur.

Pada perencanaan tulangan pelat beton bertulang perlu diperhatikan beberapa persyaratan/ketentuan sebagai berikut:

- a. Pada perhitungan pelat, lebar pelat diambil 1 meter ($b = 1000 \text{ mm}$)
- b. Tebal selimut beton minimal (Pasal 9.7.1 SNI 03-2847-2002):
 1. Untuk batang tulangan $D \leq 36$,
Tebal selimut beton $\geq 20 \text{ mm}$ (2-82)
 2. Untuk batang tulangan $D44 - D56$
Tebal selimut beton $\geq 40 \text{ mm}$ (2-83)
- c. Jarak bersih antar tulangan s (Pasal 9.6.1 SNI 03-2847-2002):
 $s \geq D$ dan $s \geq 25 \text{ mm}$ (D adalah diameter tulangan)
 Pasal 5.3.2.3: $s \geq 4/3 \times$ diameter agregat, (2-84)
 atau $s \geq 40 \text{ mm}$ (2-85)
 (Catatan: Diameter nominal maksimal kerikil $\approx 30 \text{ mm}$)
- d. Jarak maksimal tulangan (as ke as)

Tulangan pokok:

Pelat 1 arah : $s \leq 3.h$ dan $s \leq 450 \text{ mm}$ (Pasal 12.5.4) (2-86)

Pelat 2 arah : $s \leq 2.h$ dan $s \leq 450 \text{ mm}$ (Pasal 15.3.2) (2-87)

Tulangan bagi (Pasal 9.12.2.2)

 $s \leq 5.h$ dan $s \leq 450 \text{ mm}$ (2-88)
- e. Luas tulangan minimal pelat
 1. Tulangan pokok (Pasal 12.5.1. SNI 03-2847-2002):;

$f_c' \leq 31,36 \text{ Mpa}$, $A_s \geq 1,4.b.d/ f_y$ dan

$f_c' > 31,36 \text{ Mpa}$, $A_s \geq 1,4.b.d/ f_y$ (2-89)
 2. Tulangan bagi/tulangan susut dan suhu (Pasal 9.12.2.1 SNI 03-2847-2002)

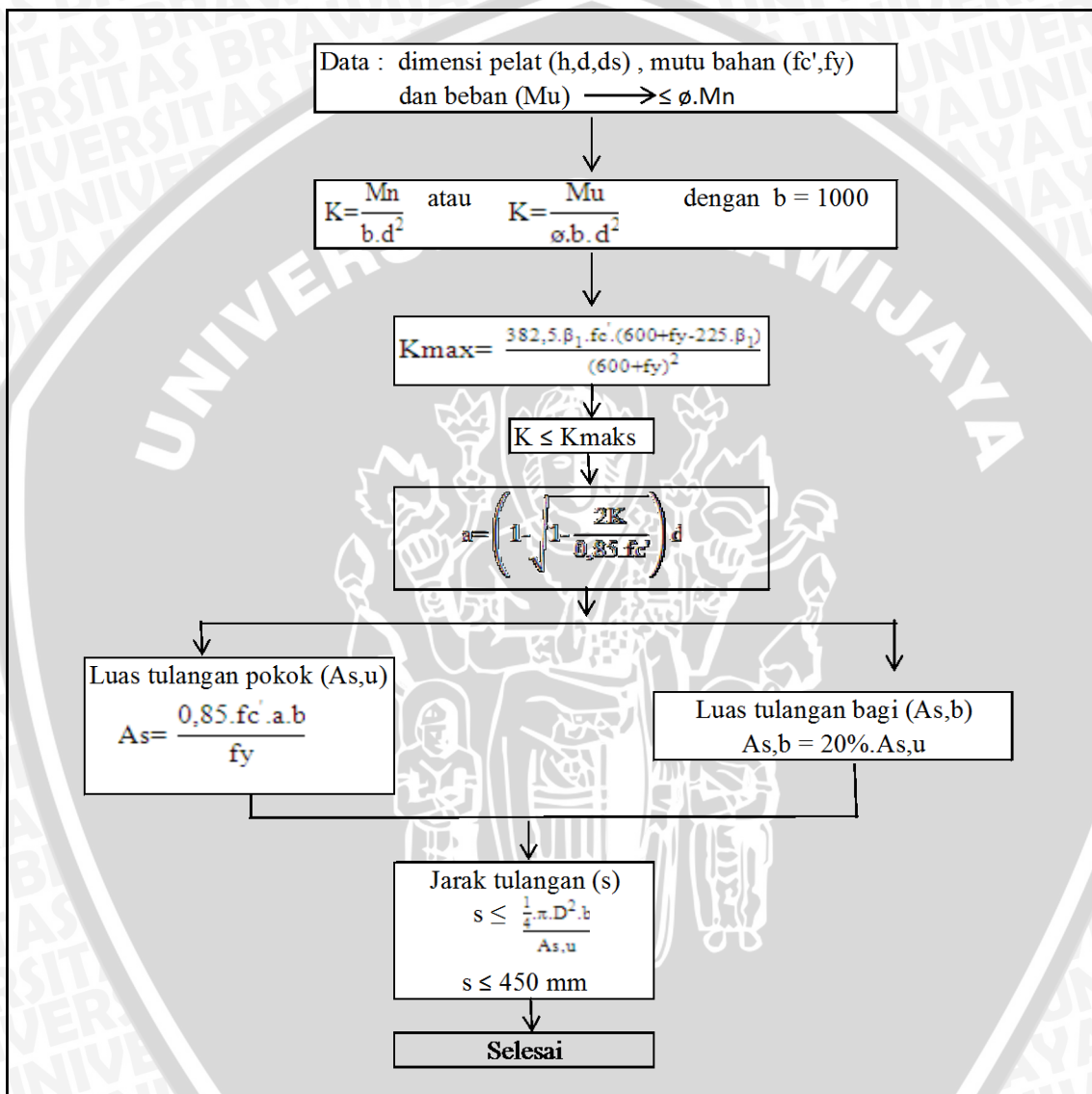
Untuk $f_y \leq 300 \text{ Mpa}$, $A_{sb} \geq 0,0020.b.h$ (2-90)

Untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$, $A_{sb} \geq 0,0018.b.h$ (2-91)

$$\text{Untuk } f_y \geq 400 \text{ Mpa, } A_{s,b} \geq 0,0018 \cdot b \cdot h \cdot (400/f_y) \quad (2-92)$$

$$\text{Tetapi } A_{s,b} \geq 0,0014 \cdot b \cdot h \quad (2-93)$$

Untuk mempermudah dalam perhitungan penulangan pelat, berikut ini dijelaskan tentang langkah-langkah hitungannya dalam bentuk skema yang dilengkapi dengan rumus-rumus sebagai dasar perencanaan. Skema perhitungan penulangan pelat dapat dilihat pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12. Skema Perhitungan Penulangan Pelat

Sumber: Balok dan Pelat Beton Bertulang, 2010: 202

2.3.3. Struktur Kolom

Kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral kecil (Dipohusodo, 1996: 287). Pada umumnya kegagalan atau keruntuhan komponen tekan tidak diawali dengan tanda peringatan yang jelas, bersifat mendadak oleh karena itu, dalam merencanakan struktur kolom harus memperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi. Tugas dari kolom yaitu menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur.

Sebenarnya SK SNI-15-1991-03 menggolongkan komponen struktur tekan menjadi dua, yaitu komponen struktur kolom pendek dan kolom panjang. Semakin langsing atau semakin mudah suatu komponen struktur tekan melentur akan mengalami fenomena tekuk. Untuk mencegah tekuk yang tidak dikehendaki, maka diperlukan evaluasi terhadap reduksi kekuatan yang harus diberikan dalam perhitungan struktur kolom. Suatu kolom digolongkan langsing apabila dimensi atau ukuran penampang lintangnya kecil dibandingkan dengan tinggi bebasnya. Tingkat kelangsingan suatu struktur kolom diungkapkan sebagai rasio kelangsingan sebagai berikut:

$$k \frac{\lambda_{n,k}}{r} < 22 \quad (2-94)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2-95)$$

dimana:

- k = faktor panjang efektif kolom (Lihat tabel 2.7)
- $\lambda_{n,k}$ = panjang bersih kolom (m)
- r = radius girasi atau kolom jari-jari inersia penampang kolom (m)
- I = momen inersia (m⁴)
- A = luas penampang kolom (m²)

Faktor panjang efektif tahanan ujung k bervariasi antara nilai 0,50 - 2,0 tergantung kondisinya, untuk keadaan tipikal adalah sebagai berikut:

Tabel 2.7. Faktor Panjang Efektif Ujung Tahanan

Keadaan	Nilai k
Kedua ujung sendi, tidak bergerak lateral	1,0
Kedua ujung jepit	0,5
Satu ujung jepit, ujung lain bebas	2,0
Kedua ujung jepit, ada gerak lateral	1,0

Sumber: Dipohusodo, 1996: 331

Beberapa ketentuan yang penting untuk diperhatikan dalam perencanaan kolom meliputi hal-hal berikut:

1. Luas tulangan total (A_{st})

Menurut Pasal 12.9.1 SNI 03-2847-2002, luas total (A_{st}) tulangan longitudinal (tulangan memanjang) kolom harus memenuhi syarat berikut:

$$0,01.A_g \leq A_{st} \leq 0,08.A_g \quad (2-96)$$

dengan:

A_{st} = luas total tulangan memanjang (mm^2)

A_g = luas bruto penampang kolom (mm^2)

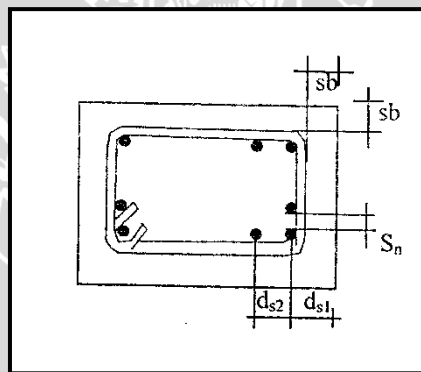
2. Diameter tulangan geser (begel atau sengkang)

Diameter begel kolom (\emptyset begel) disyaratkan:

$$10 \text{ mm} \leq \emptyset \text{ begel} \leq 16 \text{ mm} \quad (2-97)$$

3. Penempatan tulangan kolom

Tulangan kolom ditempatkan/diatur seperti gambar 2.13.



Gambar 2.13. Penempatan Tulangan Kolom

Sumber: Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang, 2010: 10

dimana:

sb = lapis lindung beton (Pasal 9.71)

= 50 mm, jika berhubungan dengan tanah atau cuaca dan $D \geq 19$ mm

= 40 mm, jika tidak berhubungan dengan tanah dan cuaca atau $D < 19$ mm

S_n = jarak bersih antar tulangan (pasal 9.6.3) $\geq 1,5.D$

= (D = diameter tulangan) ≥ 40 mm

Dalam menentukan tulangan pada kolom dimana ukuran penampang serta beban tekan aksial dan momen yang bekerja telah diketahui, lebih disarankan dengan menggunakan grafik grafik. Untuk dapat membaca grafik, maka perlu diketahui nilai-nilai berikut ini:

a. Pada sumbu vertikal

$$\frac{P_u}{\phi \cdot A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_c'} \quad (2-98)$$

b. Pada sumbu horizontal

$$\frac{P_u}{\phi \cdot A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_c'} \left(\frac{e_t}{h} \right) \quad (2-99)$$

$$e_t = \frac{M_u}{P_u} \quad (2-100)$$

c. Menentukan jenis grafik

$$\frac{d'}{h} \quad (2-101)$$

dimana:

P_u = beban aksial berfaktor (kN)

M_u = momen berfaktor yang menentukan (kNm)

ϕ = faktor reduksi kekuatan = 0,65 = 0,80

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

f_y = kuat tekan tarik (Mpa)

h = sisi terpanjang kolom (m)

d' = selimut tabung (m)

Berdasarkan nilai-nilai tersebut akan diperoleh nilai r (lihat Gambar 2.14) dan ratio tulangan (ρ) dapat ditentukan dengan rumus:

$$\rho = r \cdot \beta \quad (2-102)$$

dimana:

β = koefisien yang tergantung kepada mutu beton

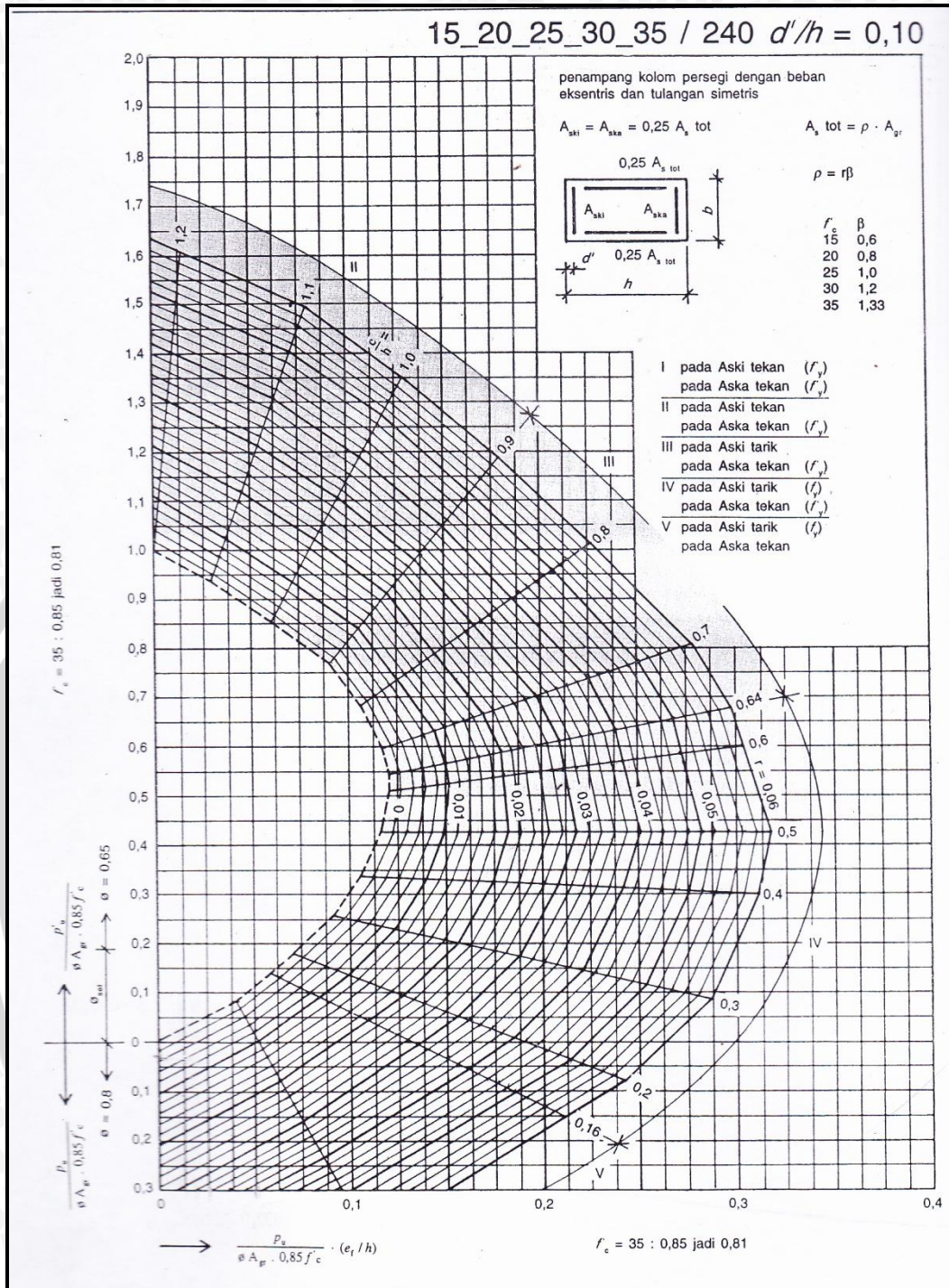
Untuk selanjutnya luas tulangan total yang diperlukan dapat dihitung sebagai berikut:

$$A_{st} = \rho \cdot A_{gr} \quad (2-103)$$

dimana:

A_{st} = luas tulangan total (mm^2)

A_{gr} = luas penampang kolom (mm^2)



Gambar 2.14. Grafik Penulangan Kolom Persegi dengan Beban Eksentris dan Tulangan Simetris

Sumber: W.C Vis dan Gideon K, 1995:83



2.3.4. Begel

Faktor kegagalan kolom dapat pula disebabkan oleh ketidakmampuan kolom dalam menerima gaya geser atau gaya lintang yang bekerja pada kolom. Besar gaya geser ini sangat erat kaitannya dengan besar momen bekerja pada kedua ujung kolom. Untuk keperluan tulangan geser (hitungan begel) kolom, biasanya penahan gaya geser yang disumbangkan oleh gaya tarik dan gaya potong tulangan serta pengaruh kekasaran agregat tidak diperhitungkan (diabaikan).

Untuk lebih jelasnya, prosedur hitungan tulangan geser (begel) kolom dilaksanakan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Gaya geser perlu kolom

$$V_{u,k} = \frac{Mu_2 - Mu_1}{l_k} \quad (2-104)$$

dimana:

$V_{u,k}$ = gaya geser perlu kolom (N)

Mu_2 = momen perlu yang besar pada salah satu ujung kolom (Nmm)

Mu_1 = momen perlu yang besar pada salah satu ujung kolom (Nmm)

l_k = panjang kolom diukur dari as ke as (mm)

2. Gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c)

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu_k}{14.A_g}\right) \frac{\sqrt{f_c}}{6} . b . d \quad (2-105)$$

3. Gaya geser yang ditahan oleh begel (V_s) dan $V_{s,max}$

$$V_s = \frac{V_u - 0.V_c}{\phi} \quad \text{dengan } \phi = 0.75 \quad (2-106)$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} . \sqrt{f_c} . b . d \quad (2-107)$$

Syarat: $V_s \leq V_{s,max}$

4. Luas begel perlu ($A_{v,u}$) untuk setiap panjang kolom $S = 1000$ mm, dengan memilih yang terbesar dari nilai A_v , berikut:

$$A_v = \frac{V_s . S}{f_y . d} \quad (2-108)$$

$$A_v = \frac{b . S}{3 . f_y} \quad (2-109)$$

$$A_v = \frac{75 \sqrt{f_c} . b . S}{1200 . f_y} \quad (2-110)$$

5. Dipilih begel n kaki dengan diameter d_p , kemudian hitung jarak begel (s)

$$s = \frac{\frac{n}{4} . \pi . d_p^2 . S}{A_{v,u}} \quad (2-111)$$

(Pasal 9.10.5.1: $dp \geq 10 \text{ mm}$ (untuk $D \leq 32 \text{ mm}$), $dp \geq 13 \text{ mm}$ (untuk D36, D44, D56)

6. Kontrol jarak begel s harus memenuhi syarat berikut:

Pasal 9.6.3 : $sn \geq 1,5 D$; dan $sn \geq 40 \text{ mm}$ (2-112)

Pasal 9.10.5.2 : $s \leq 16D$; dan $s \leq 48.dp$ (2-113)

Pasal 13.5.4.1 : untuk $V_s < 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b.d$, maka $s \leq d/2$ (2-114)

Dan $s \leq 600 \text{ mm}$

Pasal 13.5.4.3 : untuk $V_s > 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b.d$, maka $s \leq d/4$ (2-115)

Dan $s \leq 300 \text{ mm}$

dimana:

s dan sn = spasi dan spasi bersih antar tulangan (mm)

D = diameter tulangan memanjang kolom (mm)

dp = diameter tulangan begel (harus $\geq 10 \text{ mm}$)

$d = h - ds$ = tinggi efektif penampang kolom (mm)

7. Luas begel terpasang $A_{v,t}$ dengan rumus :

$$A_{v,t} = \frac{n \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot s}{s} \text{ dengan } A_{v,t} \text{ harus } \geq A_{v,u} \quad (2-116)$$

2.3.5. Fondasi Telapak

Peraturan untuk perencanaan fondasi telapak tercantum pada Pasal 13.12 dan 17 SNI 03-2847-2002. Perencanaan fondasi harus mencakup segala aspek agar terjamin keamanannya sesuai dengan persyaratan yang berlaku, misalnya: penentuan dimensi telapak fondasi, tebal fondasi dan jumlah/jarak tulangan yang harus dipasang pada fondasi.

Tulangan fondasi dihitung berdasarkan besar momen maksimal yang terjadi pada fondasi, dengan asumsi bahwa fondasi dianggap sebagai pelat yang dijepit oleh bagian tepi kolom. Langkah-langkah perhitungan penulangan fondasi telapak adalah sebagai berikut:

1. Menghitung tegangan pada dasar fondasi

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{P_{u,k}}{B.L} \pm \frac{M_{u,x}}{\frac{1}{6} B.L^2} \quad (2-117)$$

dimana:

σ = tegangan yang terjadi pada dasar fondasi (kPa atau kN/m^2)

$P_{u,k}$ = beban aksial terfaktor pada kolom (kN)

$M_{u,x}$ = momen terfaktor kolom searah sumbu x (kNm)

- B = lebar fondasi (m)
L = panjang fondasi (m)

2. Mengontrol kuat geser 1 arah

Kuat geser 1 arah dikontrol dengan cara sebagai berikut:

- a. Menghitung gaya geser (V_u) akibat tekanan tanah di atas

$$V_u = a \cdot B \left(\frac{\sigma_{maks} + \sigma_a}{2} \right) \quad (2-118)$$

$$\sigma_a = \sigma_{min} + \frac{(L-a) \cdot (\sigma_{maks} - \sigma_{min})}{L} \quad (2-119)$$

- b. Menghitung gaya geser yang dapat ditahan oleh beton (V_c) (Pasal 13.3.1.1)

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} B d \quad (2-120)$$

$$\text{dan } \sqrt{f'_c} \text{ harus } \leq 25/3 \text{ Mpa (Pasal 13-1-2)} \quad (2-121)$$

- c. Kontrol

$$V_u \text{ harus } \leq \phi \cdot V_c \text{ dengan } \phi = 0,75 \quad (2-122)$$

3. Mengontrol kuat geser 2 arah

Kuat geser 2 arah (geser pons) dikontrol dengan cara sebagai berikut:

- a. Menghitung gaya geser pons terfaktor (V_u)

$$V_u = \{B \cdot L - (b+d)(h+d)\} \left(\frac{\sigma_{maks} + \sigma_{min}}{L} \right) \quad (2-123)$$

- b. Menghitung gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c) dengan memilih yang terkecil dari nilai V_c berikut (Pasal 13.12.2.1):

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{6} \quad (2-124)$$

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12} \quad (2-125)$$

dimana:

β_c = rasio dari sisi terhadap sisi pendek pada kolom, daerah beban terpusat, atau daerah reaksi.

b_o = keliling dari penampang kritis pada fondasi (mm)

$$= 2\{(b+d) + (h+d)\} \quad (2-126)$$

As = suatu konstanta yang digunakan untuk menghitung V_c , yang nilainya bergantung pada letak fondasi.

= 40 untuk fondasi kolom dalam

= 30 untuk fondasi kolom tepi

= 20 untuk fondasi kolom sudut

c. Kontrol

V_u harus $\leq \phi \cdot V_c$ dengan $\phi = 0,75$

4. Menghitung tulangan fondasi

Menurut Pasal 17.4.3. SNI 03-2847-2002, untuk fondasi telapak satu arah dan fondasi telapak bujur sangkar, tulangan harus tersebar merata pada seluruh lebar fondasi telapak. Untuk fondasi telapak persegi panjang (Pasal 17.4.4. SNI 03-2847-2002), tulangan yang sejajar sisi panjang harus tersebar merata pada bagian seluruh lebar fondasi, sedangkan tulangan yang sejajar sisi pendek dibagi menjadi 2 bagian, yaitu tulangan pada jalur pusat (dipasang lebih rapat) dan tulangan pada jalur tepi (dipasang lebih renggang). Perhitungan tulangan dilaksanakan seperti berikut:

a. Menghitung tulangan sejajar sisi panjang

(1) Menghitung σ_x = tegangan tanah pada jarak x

$$\sigma_x = \sigma_{\min} + \frac{L-x}{L} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \quad (2-127)$$

(2) Menghitung momen yang terjadi pada fondasi (M_u)

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \sigma_x \cdot x^2 + \frac{1}{3} (\sigma_{\max} - \sigma_x) x^2 \quad (2-128)$$

(3) Menghitung faktor momen pikul K dan K_{\max}

$$K = M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \text{ dengan } b = 1000 \text{ mm dan } \phi = 0,8 \quad (2-129)$$

$$K_{\max} = \frac{382,5 \cdot \phi \cdot f_c \cdot (600 - f_y \cdot 225 \cdot \phi)}{(600 - f_y)^2} \quad (2-130)$$

Syarat: K harus $\leq K_{\max}$

(4) Menghitung tinggi blok tegangan beton tekan ekivalen (a)

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f_c}} \right) d \quad (2-131)$$

(5) Menghitung $A_{s,u}$ dengan rumus:

$$A_{s,u} = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}, \text{ dengan } b = 1000 \text{ mm} \quad (2-132)$$

(6) Menghitung jarak tulangan (s)

$$s = (1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S) / A_{s,u} \text{ dengan } S = 1000 \text{ mm} \quad (2-133)$$

Pasal 12.5.4: $s \leq 2 \cdot h$ dan $s \leq 450 \text{ mm}$

b. Menghitung tulangan sejajar sisi pendek, dilaksanakan dengan urutan berikut:

(1) Diambil nilai tegangan tanah maksimal (σ_{\max}) dari persamaan (2-117)

(2) Menghitung momen pada fondasi (M_u)

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{\max} \cdot x^2 \quad (2-134)$$

(3) Menghitung nilai K , a dan A_s, u dengan persamaan (2-129), (2-131) dan (2-132).

(4) Untuk jalur pusat selebar B :

(i) Menghitung: $A_s, \text{pusat} = (2 \cdot B \cdot A_s, u) / (L + B)$ (2-135)

(ii) Menghitung jarak tulangan (s)

Lihat persamaan (2-131)

(5) Untuk jalur tepi selebar $(L - B) / 2$

(i) Menghitung: $A_s, \text{tepi} = A_s, u - A_s, \text{pusat}$ (2-136)

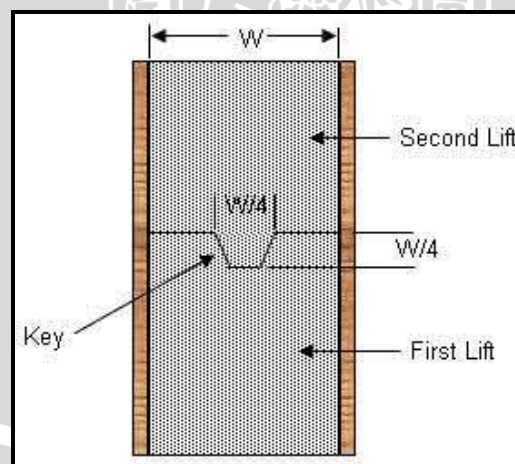
(ii) Menghitung jarak tulangan (s)

Lihat persamaan (2-131)

2.4. Perencanaan Sambungan Konstruksi (*Construction Joint*) dan Sambungan Kontraksi (*Contraction Joint*)

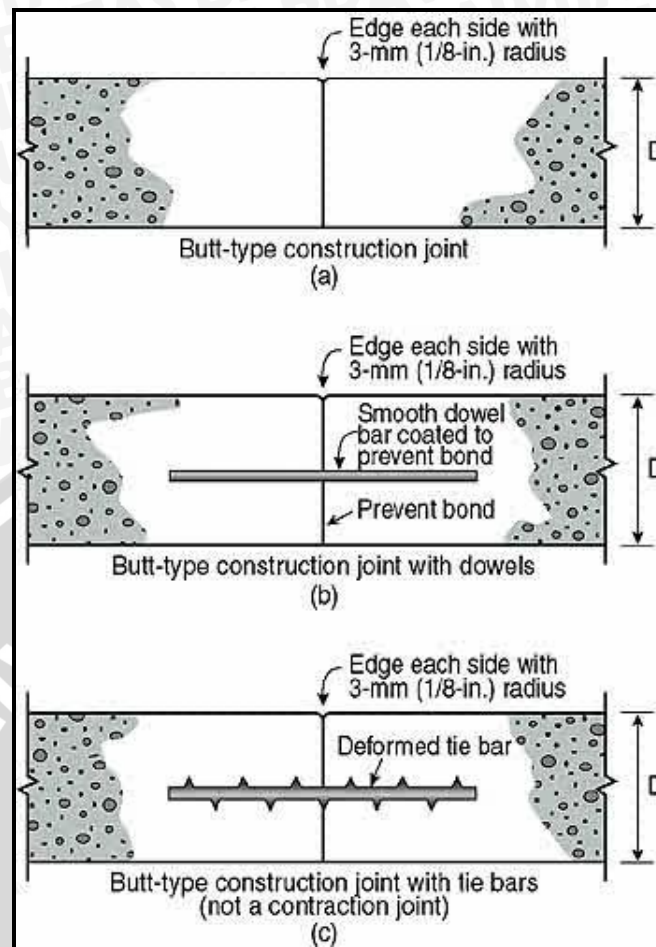
2.4.1. Sambungan Konstruksi (*Construction Joint*)

Sambungan Konstruksi (Construction Joint) memiliki peranan penting dalam berbagai struktur beton. Tidak semua struktur beton dapat ditempatkan terus-menerus, sehingga sambungan konstruksi digunakan untuk pekerjaan yang bertahap. Biasanya tidak mungkin untuk pembuatan dinding dalam satu pekerjaan, sehingga diperlukan sambungan konstruksi. Selain itu kemampuan peralatan juga membatasi volume setiap kali pengecoran beton. Sambungan konstruksi dapat dilihat pada Gambar 2.15 dan Gambar 2.16.



Gambar 2.15. Sambungan Konstruksi

Sumber: www.google.com



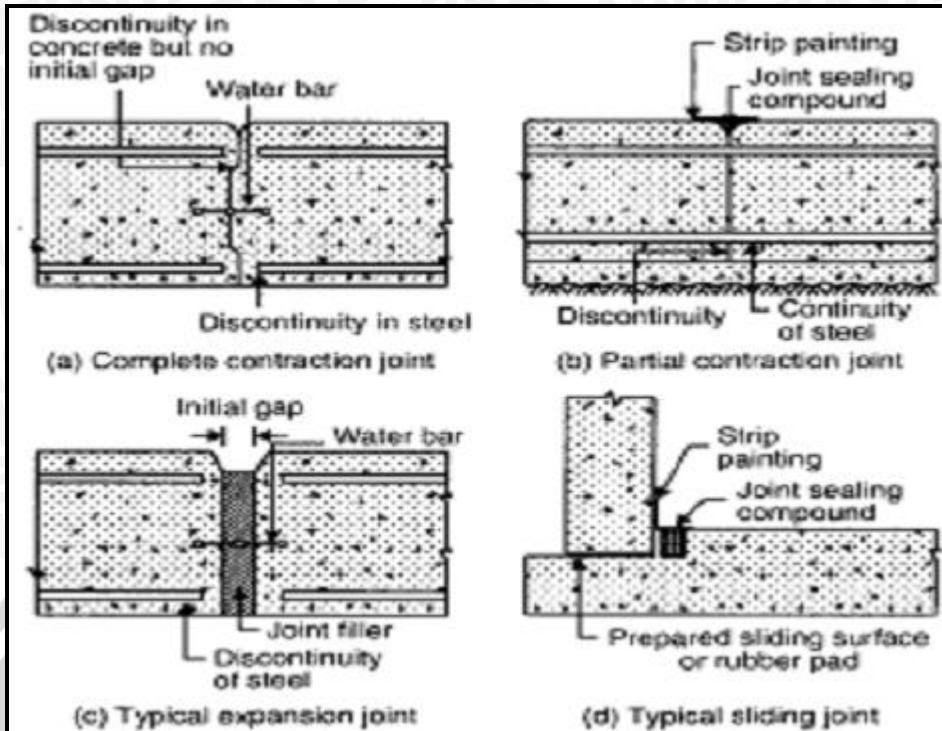
Gambar 2.16. Sambungan Konstruksi

Sumber: www.google.com

2.4.2. Sambungan Kontraksi (*Contraction Joint*)

Sambungan Kontraksi (Contraction Joint) digunakan untuk kelemahan pada dinding yang dibuat dengan mengurangi ketebalan dinding, penguatan keduanya. Sambungan kontraksi diletakkan di celah yang dipilih untuk tujuan struktur. Biasanya dibuat dari kayu, karet, plastik atau logam.

Sambungan ini dipakai untuk mencegah terjadinya retakan. Retak dapat diminimalkan dengan memberikan rongga untuk pergerakan pada struktur beton. Hal yang biasa dilakukan adalah dengan membagi dinding menjadi beberapa bagian yang dipisahkan dengan panjang yang cocok oleh sambungan yang memungkinkan terjadi pergerakan. Dalam hal ini, sambungan tersebut menggunakan water stop untuk mencegah air bocor melalui celah pada sambungan kontraksi (lihat Gambar 2.17).



Gambar 2.17. Sambungan Kontraksi

Sumber: www.google.com

