

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Perencanaan Atap

Pada perencanaan-ulang atap Proyek Pembangunan Fisik Pasar Rakyat Teluk Kuantan Tahap – 2 digunakan Metode Tegangan Ketja (*Working stress design*) dari AISC, perencanaan ini meliputi :

3.1.1 Perencanaan Gording

Dalam Perencanaan Gording harus dipenuhi syarat-syarat sbb :

► Tegangan

$$\frac{f_{bx}}{0,66F_y} + \frac{f_{by}}{0,75F_y} \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$f_{bx} = \frac{M_{\perp} \cdot \max}{S_x} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$f_{by} = \frac{M_{\parallel} \cdot \max}{S_y} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

- Di mana :
- f_{bx} : Tegangan lentur arah sumbu x (ksi)
 - f_{by} : Tegangan lentur arah sumbu y (ksi)
 - F_y : Tegangan leleh baja (ksi)
 - S_x : Modulus Elastis Penampang arah sumbu x (in^3)
 - S_y : Modulus Elastis Penampang arah sumbu y (in^3)
 - M : Momen tegak lurus arah sumbu batang (kin)
 - M_{\parallel} : Momen sejajar arah sumbu batang (kin)

► Lendutan :

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{\perp} \cdot L^4}{EI_x} \leq \frac{L}{300} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$\delta_{//} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{EI_y} \leq \frac{L}{300} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

$$\delta = \sqrt{(\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2)} \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

- Di mana :
- δ : Resultan lendutan (mm)
 - $\delta_{//}$: Lendutan searah sumbu batang (mm)
 - δ_{\perp} : Lendutan tegak lurus sumbu batang (mm)
 - E : Modulus Elastis Baja (29000 ksi)
 - I_x : Inersia arah sumbu x (mm⁴)
 - I_y : Inersia arah sumbu y (mm⁴)

3.1.2 Perencanaan Sagrod

Perencanaan sagrod diperlukan untuk menentukan diameter tulangan yang akan dipakai :

$$P = 0,33 \cdot F_u \cdot A_{\text{sagrod}} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

Beban yang digunakan adalah beban sejajar arah sumbu (P//)

$$P_{//} = P \cdot \sin \alpha \cdot S_s \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

Sehingga luasampang sagrod :

$$A_{\text{sagrod}} = \frac{P_{//}}{0,33 \cdot F_u} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2_{\text{sagrod}} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

$$D_{\text{sagrod}} = \sqrt{\frac{(P_{//} \cdot 4)}{(0,33 \cdot F_u \cdot \pi)}} \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

$$D_{\text{pakai}} = D_{\text{sagrod}} + 3 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

- Di mana :
- P = Gaya yang bekerja (kips)
 - P// = Gaya sejajar sumbu batang
 - F_u = Kuat tarik baja (ksi)
 - S_s = Jarak beban sagrod (in)
 - D = Diameter baja (in)
 - A = Luas penampang (in²)

3.1.3 Perencanaan Tierod

$$\text{Gaya batang} \quad T = \frac{P}{\cos \alpha} \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

$$T = 0,33 \cdot F_u \cdot A_{\text{tierod}} \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

Sehingga :

$$A_{\text{tierod}} = \frac{T}{0,33 F_u} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \text{ tierod} \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

$$D_{\text{tierod}} = \sqrt{\frac{(P_e \cdot 4)}{(0,33 \cdot F_u \cdot \pi)}} \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

$$D_{\text{pakai}} = D_{\text{tierod}} + 3 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

Dimana :
 T = tegangan yang bekerja (kips)
 F_u = Kuat tarik baja (ksi)
 D = Diameter baja (in)
 A = Luas Penampang (in²)

3.1.4 Perencanaan Batang Tarik

Langkah-langkah perencanaan batang tarik :

1. Menentukan angka kelangsingan ($\lambda = L/r$) maksimum

Walaupun stabilitas bukan merupakan kriteria dalam perencanaan batang tarik, kita tetap perlu membatasi panjangnya untuk mencegah batang terlalu fleksibel sehingga mudah melentur (Salmon).

Untuk elemen / batang utama $\lambda = L/r \leq 240$

Untuk elemen batang / batang sekunder / bracing $\lambda = L/r \leq 300$

Sehingga untuk elemen / batang utama, diperoleh :

$$r_{\text{min}} = \frac{L}{240} \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

2. Menentukan luas bruto (A_g), luas netto (A_n) dan luas efektif :

$$A_{g \text{ perlu}} = \frac{T}{0,6 F_y} \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

$$A_{g2 \text{ perlu}} = \frac{T}{0,50 \cdot I' \cdot \mu} + A_{\text{lubang}} \dots\dots\dots (3.19)$$

$$A_{\text{lubang}} = \left(\frac{1}{8} + \phi_{\text{baut}} \right) \cdot tp \cdot n \dots\dots\dots (3.20)$$

Dipakai profil yang luasannya (A) lebih besar dari nilai Ag perlu terpakai

$$A_{\text{netto}} = A_{\text{bruto}} - A_{\text{lubang}} \dots\dots\dots (3.21)$$

$$A_{\text{efektif}} = A_{\text{netto}} \cdot \mu \dots\dots\dots (3.22)$$

Di mana : L = Panjang batang (in)

T = Gaya Tarik (kips)

R = Jari-jari Inersia terkecil profil (in)

A_{netto} = Luas bersih penampang (in²)

A_g = Luas kotor penampang (in²)

n = Jumlah batang

tp = Tebal plat sambung (in)

μ = Faktor reduksi luas netto, dengan kriteria :

- Lebar sayap $\geq 2/3$ x Kedalaman, sambungan pada sayap-sayap minimal 3 ikatan per garis dalam garis tekanan, $\mu=0,90$
- Minimum 3 ikatan perbaris tekanan yang tidak sama dengan kriteria diatas, $\mu = 0,85$
- 2 ikatan pergaris tekanan $\mu = 0,75$

3. Kontrol Kelangsingan

$$\lambda_{\text{ada}} = \frac{K \cdot L}{r} \leq 240 \dots\dots\dots (3.23)$$

Di mana : KL/r = angka kelangsingan elemen tarik

4. Kontrol Tegangan Tarik yang terjadi

$$\bullet \text{ Tampang tanpa Lubang : } f_a = \frac{T}{A_{\text{profil}}} \leq 0,6 F_y \dots\dots\dots (3.24)$$

$$\bullet \text{ Tampang dengan Lubang : } f_a = \frac{T}{A_{\text{efektif}}} \leq 0,5 F_u \dots\dots\dots (3.25)$$

Di mana : f_a = Tegangan tarik yang terjadi (ksi)

3.1.5 Perencanaan Batang Desak

Langkah-langkah perencanaan batang desak :

1. Menentukan profil

Dalam menentukan profil baja untuk batang desak, dapat dilakukan dengan proses yang sama pada batang tarik.

2. Kontrol terhadap tekuk dan Kelangsingan

Setelah profil baja didapat, dilakukan terlebih dahulu dengan mengontrol tekuk setempat (*local buckling*) :

$$\frac{bf}{tw} \leq \frac{76}{\sqrt{Fy}} \quad (\text{ksi}) \quad \dots\dots\dots (3.26)$$

dan control kelangsingan

$$\frac{KL}{r} \leq Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}} = \frac{755}{\sqrt{Fy}} \quad (\text{Fy dalam ksi}) \dots\dots (3.27)$$

$$\leq Cc = \frac{6400}{\sqrt{Fy}} \quad (\text{Fy dalam Kg/cm}^2) \dots\dots (3.28)$$

$$\leq Cc = \frac{1987}{\sqrt{Fy}} \quad (\text{Fy dalam Mpa}) \dots\dots\dots (3.29)$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{KL}{Cc} - \frac{1}{8} \frac{(KL/r)^3}{Cc^3} \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

$$Fa = \frac{Fy}{FS} \left(1 - 0.5 \left(\frac{KL/r}{Cc} \right)^2 \right) \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

Tetapi jika $\frac{KL}{r} > Cc$, maka :

$$Fa = \frac{12}{23} \cdot \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

Dimana :

Fa = Tegangan ijin pada luas bruto dalam kondisi beban kerja (ksi)

KL/r = Angka kelangsingan elemen desak

FS = Faktor Keamanan

3. Kontrol Beban

$$T = Fa \cdot A \geq P_{\text{batang}} \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

Dimana : T = beban ijin

P = Beban yang terjadi

3.1.6 Perencanaan Balok – Kolom

Langkah-langkah perencanaan batang desak :

1. Menentukan profil

$$S_{\text{dibutuhkan}} = \frac{M}{0,66 \cdot F_y} \quad \dots\dots\dots (3.35)$$

2. Kontrol terhadap tekuk dan Kelangsingan

$$\frac{L}{b_f} \leq \frac{76}{\sqrt{F_y}} \quad ; \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3,47 \frac{f_a}{F_y} \right) \quad \dots\dots\dots (3.36)$$

$$\frac{KL}{r} \geq C_c = \frac{6400}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Fy dalam Kg/cm}^2) \text{ , maka}$$

$$F_a = \frac{12}{23} \cdot \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad \dots\dots\dots (3.37)$$

$$\frac{KL}{r} \leq C_c = \frac{6400}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Fy dalam Kg/cm}^2) \text{ , maka}$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2} \right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 (KL/r)}{8 C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8 C_c^3}} \quad \dots\dots\dots (3.38)$$

3. Kontrol terhadap kombinasi tegangan

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} + \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_c}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.39)$$

$$f_a = \frac{P}{A} \quad ; \quad f_b = \frac{M}{S_x} \quad \dots \dots \dots (3.40)$$

$$F_b = 0.66 F_y \quad \dots \dots \dots (3.41)$$

4. Kontrol terhadap irisan kompak

$$\frac{d}{w} \text{ yang diijinkan} = 68.7 - 4.4 f_a (\text{ksi}) \quad \dots \dots \dots (3.42)$$

3.1.7 Perencanaan Sambungan

- Menghitung kekuatan 1 baut

$$P_{\text{tumpuan}} = t_p \cdot D_{\text{baut}} \cdot 1,2 \cdot F_{u\text{plat}} \cdot N \quad \dots \dots \dots (3.43)$$

$$D_{\text{baut}} = \frac{P_{\text{tumpuan}}}{1,2 F_u \cdot N \cdot t_p} \quad \dots \dots \dots (3.44)$$

$$P_{\text{geser}} = A_{\text{baut}} \cdot F_v \cdot 2N - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot F_v \cdot 2N \quad \dots \dots \dots (3.45)$$

$$D_{\text{baut}} = \sqrt{\frac{4 \cdot P_{\text{geser}}}{2 \cdot \pi \cdot F_v \cdot N}} \quad \dots \dots \dots (3.46)$$

$$F_v = 0,22 \cdot F_u \text{ baut} \quad ; \quad \text{untuk baut Non Full Draat}$$

$$F_v = 0,77 \cdot F_u \text{ baut} \quad ; \quad \text{untuk baut Full Draat}$$

- Menghitung Jumlah Baut

$$n = \frac{P_{\text{yang terjadi}}}{P_{\text{1 baut}}} \quad \dots \dots \dots (3.47)$$

- Sambungan Geser dan Tarik

$$f_{tb} = \frac{6M}{b \cdot d^2} \quad \dots \dots \dots (3.48)$$

gaya tarik baut yang paling besar

$$T = f_{tb} \cdot b_p \quad \dots \dots \dots (3.49)$$

tegangan baut nominal

$$f_t = \frac{T}{A_t} \dots\dots\dots (3.50)$$

komponen geser langsung

$$f_v = \frac{P}{\sum A} \dots\dots\dots (3.51)$$

Cek tegangan tarik ijin bila digabungkan dengan geser (tabel 4.10.1 Charles G. Salmon)

$$f'_t \leq 379 - 1,8 f_v \leq 303 \dots\dots\dots (3.52)$$

3.2 PERENCANAAN PELAT 2 ARAH

3.2.1 Menentukan Tebal Minimum Pelat (h)

Pada SK SNI T-15-1991-03 Pasal 3.2.5 butir 3.3 memberikan pendekatan empiris mengenai batasan defleksi dilakukan dengan tebal pelat minimum sebagai berikut :

$$h \geq \frac{Ln \cdot \left(0,8 + \frac{F_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \cdot \left[\alpha_m - 0,12 \cdot \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \dots\dots\dots (3.53)$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h \geq \frac{Ln \cdot \left(0,8 + \frac{F_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots (3.54)$$

Dan tidak perlu lebih dari

$$h \leq \frac{Ln \cdot \left(0,8 + \frac{F_y}{1500} \right)}{36} \dots\dots\dots (3.55)$$

Dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari harga sebagai berikut :

- Untuk $\alpha m < 2,0$ digunakan nilai h minimal 120 mm
- Untuk $\alpha m \geq 2,0$ digunakan nilai h minimal 90 mm

di mana : L_n = Bentang bersih terkecil pada pelat dihitung dari muka kolom (mm)

αm = Rasio kekakuan balok terhadap pelat

β = Rasio panjang terhadap lebar bentang pelat

3.2.2 Menentukan Momen Lentur Pelat yang Terjadi

Perencanaan dan analisis dilakukan dengan menggunakan konsep beban Amplop yaitu dengan menggunakan *koefisien momen*,

Besar momen lentur adalah :

$$M_{tx} = 0,001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot c_{tx} \dots\dots\dots (3.56)$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot c_{lx} \dots\dots\dots (3.57)$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot c_{ty} \dots\dots\dots (3.58)$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot c_{ly} \dots\dots\dots (3.59)$$

Dimana :

- qu = Beban merata
- L_x = Panjang bentang pendek
- c_{tx} = Koefisien momen tumpuan arah x
- c_{lx} = Koefisien momen lapangan arah x
- c_{ty} = Koefisien momen tumpuan arah y
- c_{ly} = Koefisien momen lapangan arah y

Nilai Koefisien momen (c) diambil dari tabel 13.31 dan 13.3.2 PBT 1971

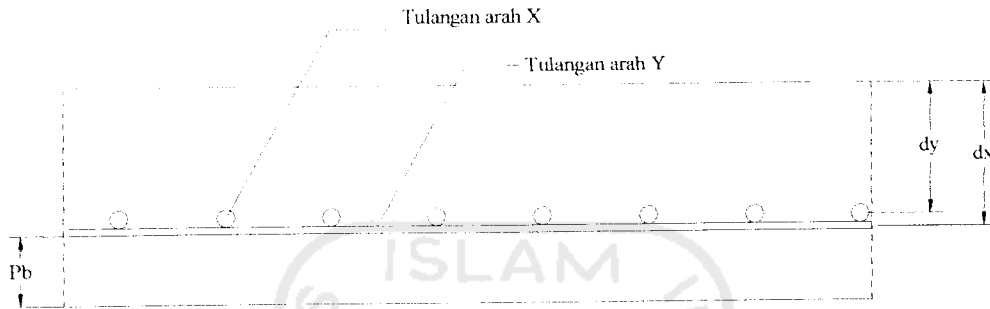
3.2.3 Menentukan Tinggi Manfaat (d) arah x dan y

Pada pelat dua arah, tulangan momen positif untuk kedua arah dipasang saling tegak lurus. Karena momen positif arah bentang pendek (x) lebih besar dari bentang panjang (y), maka tulangan bentang pendek diletakkan pada lapis bawah agar memberikan d (tinggi manfaat) yang lebih besar.

$$dx = h - P_b - \frac{1}{2} \cdot D_{tul\ x} \dots\dots\dots (3.60)$$

$$dy = h - P_b - D_{tul\ x} - \frac{1}{2} \cdot D_{tul\ y} \dots\dots\dots (3.61)$$

dy untuk tulangan tumpuan arah y (ty) sama dengan dx



Gambar 3.1 Tinggi Manfaat Pelat Beton

3.2.4 Menentukan Luas Tulangan (As) arah x dan y

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots (3.62)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots (3.63)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (3.64)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (3.65)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (3.66)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (3.67)$$

- Jika $\rho > \rho_{maks}$ \longrightarrow tebal minimum (h) harus diperbesar
- Jika $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$ \longrightarrow dipakai nilai : $\rho_{perlu} = \rho$
- Jika $\rho < \rho_{min}$ dan :
 - $1,33 \rho > \rho_{min}$ \longrightarrow dipakai nilai : $\rho_{perlu} = \rho_{min}$
 - $1,33 \rho < \rho_{min}$ \longrightarrow dipakai nilai : $\rho_{perlu} = 1,33\rho_{ada}$

Setelah didapatkan nilai ρ_{perlu} , maka :

$$As_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \geq As_{bagi/susut} = 0,002 \cdot b \cdot h \quad \dots\dots\dots (3.68)$$

Nilai lebar pelat (b), diambil tiap 1 meter (1000 mm).

$$\text{Jarak antar tulangan: } s \leq \frac{A_1 \cdot b}{As_{perlu}} \quad \dots\dots\dots (3.69)$$

$$s \leq 2h \quad \dots\dots\dots (3.70)$$

$$s \leq 250 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots (3.71)$$

Diambil nilai jarak antar tulangan (s) yang terkecil, sehingga didapatkan

$$\text{nilai } As_{ada}, \text{ yaitu : } As_{ada} = \frac{A_1 \cdot b}{s} \quad \dots\dots\dots (3.72)$$

3.2.5 Kontrol Kapasitas Lentur Pelat yang terjadi

$$a = \frac{As_{ada} \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad \dots\dots\dots (3.73)$$

$$Mn = As_{ada} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq \frac{Mu}{\phi} \quad \dots\dots\dots (3.74)$$

Bila $\rho_{perlu} = 1,33\rho_{ada}$, maka :

$$Mu = As_{ada} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq 1,33 \frac{Mu}{\phi} \quad \dots\dots\dots (3.75)$$

3.2.6 Luas Tulangan Susut / Tulangan Bagi

$$\frac{As_{susut}}{As_{bagi}} = 0,002 \cdot b \cdot h \quad \dots\dots\dots (3.76)$$

3.3 Perencanaan Balok

Langkah-langkah Perencanaan balok :

1. Menentukan mutu beton dan baja tulangan

Faktor blok tegangan beton (β_1) menurut SK SNI T-15-1991-03 Pasal 3.3.2 butir 7.3 adalah :

- $f_c \leq 30 \text{ Mpa} \longrightarrow \beta_1 = 0,85$
- $f_c > 30 \text{ Mpa} \longrightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c - 30) \geq 0,65 \dots\dots\dots (3.77)$

2. Menentukan nilai rasio tulangan (ρ)

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (3.78)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (3.79)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (3.80)$$

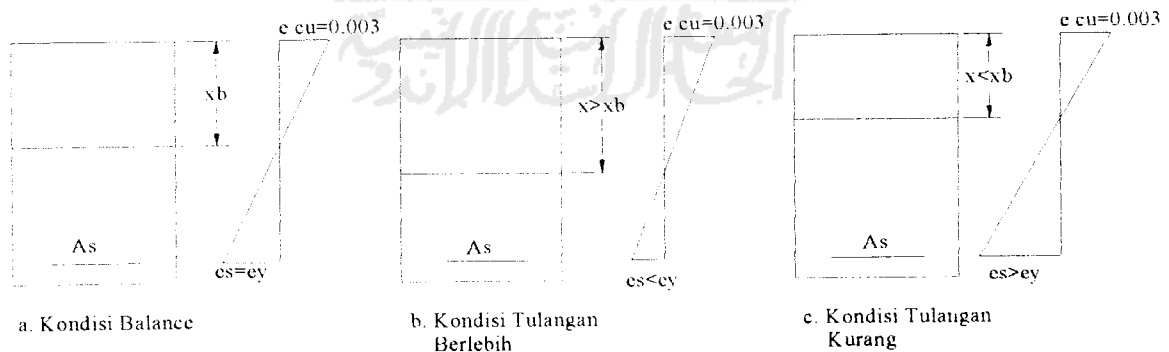
disyaratkan : $\rho_{min} < \rho_{terpakai} < \rho_{maks}$

ρ_b = Rasio tulangan terhadap luas beton efektif dalam kondisi seimbang

ρ_{maks} = Rasio tulangan maksimum

$\rho_{terpakai}$ = Rasio tulangan yang dipakai dalam perencanaan

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum



Gambar 3.2 Diagram Regangan Beton

3. Menentukan tinggi efektif (d) dan lebar (b) penampang beton

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} \dots\dots\dots (3.81)$$

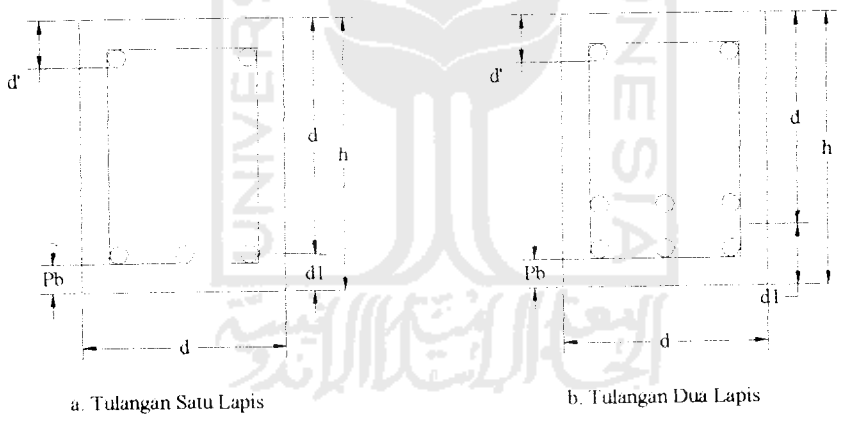
$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot (1 - 1/2 \cdot \rho \cdot m) \dots\dots\dots (3.82)$$

$$b \cdot d^2 = \frac{M_u}{R_n} \dots\dots\dots (3.83)$$

tentukan b, sehingga didapat d perlu

- Jika nilai d diketahui (\geq) d perlu maka digunakan tulangan sebelah.
- Jika nilai d diketahui ($<$) d perlu maka digunakan tulangan rangkap.

$$d_{diketahui} = h_{diketahui} - P_b - \emptyset_{sengkang} - (1/2) \emptyset_{tul.rencana}$$



Gambar 3.3 Tinggi Efektif Tulangan Tarik Satu Lapis dan Dua Lapis

3.3.1 Perencanaan Balok Penampang Persegi Menahan Lentur dengan Tulangan Sebelah

Balok lentur dengan tulangan sebelah direncanakan jika $d_{diketahui} \geq d_{perlu}$. Langkah-langkah Perencanaannya sebagai berikut :

1. Menentukan Rn_{ada} dan Rn_{ada}

$$Rn_{ada} = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2 \text{diketahui}} \dots\dots\dots (3.85)$$

$$\rho_{ada} = \frac{Rn_{ada}}{A_{t\phi}} \cdot \rho > \rho_{min} \dots\dots\dots (3.86)$$

2. Menentukan Luas tulangan (As)

$$As = \rho_{ada} \cdot b \cdot d_{diketahui} \dots\dots\dots (3.87)$$

$$n = \frac{As}{A_{t\phi}} \dots\dots\dots (3.88)$$

$$As_{ada} = n \cdot A_{t\phi} > As \dots\dots\dots (3.89)$$

Dimana:

As = Luas tulangan tarik diagonal (mm^2)

n = Jumlah tulangan yang dipakai

As_{ada} = Luas tulangan longitudinal yang ada (mm^2)

ρ_{ada} = Rasio tulangan terhadap luas penampang beton

$A_{t\phi}$ = Luas 1 buah penampang (mm^2)

Rn_{ada} = Koefisien tahanan untuk perencanaan kekuatan

3. Kontrol Kapasitas Lentur yang terjadi

$$a = \frac{As_{ada} \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.90)$$

$$Mn = As_{ada} \cdot fy \cdot \left(d_{diketahui} - \frac{a}{2} \right) > \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots (3.91)$$

Dimana : a = Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)

Mn = Kapasitas lentur nominal yang terjadi (Nmm)

3.3.2 Perencanaan Balok Penampang Persegi Menahan Lentur dengan Tulangan rangkap

Balok lentur tulangan rangkap direncanakan **bila nilai $d_{diketahui} < d_{perlu}$**

Langkah-langkah penyelesaiannya sebagai berikut :

1. Menentukan AsI dan MnI

Ambil $\rho_1 = \rho$ tul sebelah

$$\rho_1 = \rho - \rho'$$

$$As_1 = \rho_1 \cdot b \cdot d_{diketahui} \dots\dots\dots (3.92)$$

Diambil $\rho_1 = \rho_{awal} = 0,5 \rho_{maks}$

$$a = \frac{As_1 \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.93)$$

$$Mn_1 = As_1 \cdot fy \cdot \left(d_{diketahui} - \frac{a}{2} \right) < \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots (3.94)$$

2. Menentukan Mn_2

$$\frac{Mu}{\phi} \leq Mn = Mn_1 + Mn_2$$

$$Mn_2 = \frac{Mu}{\phi} - Mn_1 \dots\dots\dots (3.95)$$

Dimana :

Mn_1 = Kuat momen pas.kopel gaya beton tekan dan tul.tarik (Nmm)

Mn_2 = Kuat momen pas.kopel tul.baja tekan dan baja tarik tambahan (Nmm)

3. Menentukan $As' = As_2$ dan As (kondisi dimana tul.desak dan tul.tarik mencapai leleh secara bersamaan)

Tegangan desak baja :

$$fs' = 600 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot fy \cdot d_{diketahui}} \right\} \leq fy \dots\dots\dots (3.96)$$

jika $fs' \geq fy$, maka baja desak sudah leleh, sehingga dipakai $fs' = fy$

jika $fs' < fy$, maka baja desak belum leleh, sehingga dipakai $fs' = fs'$

$$As' = \frac{Mn_2}{fs' \cdot (d_{diketahui} - d')} \dots\dots\dots (3.97)$$

$$n' \geq \frac{As'}{A_t \phi} ; n' \text{ bilangan bulat}$$

$$n' \geq 2 \text{ batang}$$

$$As = As_1 + As' ; As' = As_2 \dots\dots\dots (3.98)$$

$$n \geq \frac{As}{A_{t\phi}} ; n \text{ bilangan bulat}$$

$$n \geq 2 \text{ batang}$$

dimana : ρ' = Rasio tulangan tekan yang dipakai dalam perencanaan

As_1 = Luas Penampang tulangan baja tarik (mm^2)

As_2 = Luas penampang tulangan baja tarik tambahan (mm^2)

As' = Luas Penampang tulangan baja tekan (mm^2)

n' = Jumlah tulangan desak yang dipakai

n = Jumlah tulangan tarik yang dipakai

4. Kontrol kapasitas lentur yang terjadi

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d_{diketahui}} \dots\dots\dots (3.99)$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \cdot d_{diketahui}} \dots\dots\dots (3.100)$$

Tegangan tulangan desak :

$$fs' = 600 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot fy \cdot d_{diketahui}} \right\} \leq fy$$

$$a = \frac{As \cdot fy - As' \cdot fs'}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.101)$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

$$= (As \cdot fy - As' \cdot fs') \cdot (d_{diketahui} - \frac{a}{2}) + (As' \cdot fs') \cdot (d_{diketahui} - d') \dots\dots (3.102)$$

3.3.3 Perencanaan Geser Balok

Langkah-langkah perencanaan tulangan geser balok anak :

1. Menentukan tegangan geser beton (V_c)

Tegangan geser beton biasanya dinyatakan dalam fungsi dari $\sqrt{f'c}$ dan kapasitas beton dalam menerima geser menurut SK SNI-T15-1991-03 adalah sebesar :

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \right) \cdot b \cdot d \text{ (Newton)} \dots\dots\dots(3.103)$$

Sedangkan kekuatan minimal tulangan geser vertical dalam menahan geser dinyatakan dalam :

$$V_s = \frac{1}{3} \cdot b \cdot d \text{ (Newton)} \dots\dots\dots(3.104)$$

2. Menentukan jarak Sengkang

Berdasarkan kriteria jarak sengkang pada SK_SNI-T-15-1991-03, adalah :

- **Bila $V_u \leq 0,5 V_c$** (3.105)

Geser tidak diperhitungkan

- **Bila $0,5 V_c < V_u/\phi \leq V_c$** (3.106)

Perlu tulangan geser kecuali : struktur pelat (lantai, atap, pondasi), balok $h \leq 25$ cm, atau $h \leq 2,5 h_f$.

Adapun jarak tulangan geser menurut SK SNI-T-15-1991-03

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s_{\min}}} \dots\dots\dots (3.107)$$

$$\leq d/2 \dots\dots\dots(3.108)$$

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

- **Bila $V_c < V_u/\phi \leq (V_c + V_{s_{\min}})$** (3.109)

Maka diperlukan tulangan geser dengan jarak :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s_{\min}}}$$

$$\leq d/2$$

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

- **Bila $(V_c + V_{s_{\min}}) < V_u/\phi \leq 3V_c$** (3.110)

Maka perlu tulangan geser dengan jarak :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)} \dots\dots\dots (3.111)$$

$$\leq d/2$$

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

- Bila $3V_c < V_u/\phi \leq 5V_c$ (3.112)

Maka perlu tulangan geser dengan jarak :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)}$$

$$\leq d/4$$

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

- Bila $V_u/\phi > 5V_c$ (3.113)

Maka dimensi balok diperbesar

Dimana :

V_{smin} = Kuat geser nominal tulangan geser minimal (N)

V_c = Tegangan ijin geser beton (Mpa)

V_u = Gaya geser berfaktor akibat beban luar (N)

Φ = Faktor reduksi kekuatan, diambil nilai 0,6 (geser & torsi)

A_v = Luas penampang tulangan geser (mm)

3.3.4 Perencanaan Geser Dan Torsi Balok

Langkah-langkah penyelesaian geser dan torsi balok adalah:

1. Identifikasi jenis torsi

- Untuk struktur statis tertentu (**torsi kesetimbangan**)

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{20} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right) \dots\dots\dots (3.114)$$

- Untuk struktur statis tak tentu (**torsi kompatibilitas**)

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{9} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right) \dots\dots\dots(3.115)$$

2. Menentukan kuat momen torsi nominal (T_n)

Kontrol kuat momen torsi yang terjadi : $T_u \leq \phi T_n$

$$T_n = T_c + T_s \dots\dots\dots(3.116)$$

• Bila puntir murni

$$T_c = \left(\frac{1}{15} \sqrt{f'c} \right) \cdot \sum x^2 \cdot y \dots\dots\dots(3.117)$$

• Bila puntir murni + geser :

$$T_c = \frac{\left(\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right)^2}} \dots\dots\dots(3.118)$$

$$\text{Dimana : } C_t = \frac{b_w \cdot d}{\sum x^2 y} \dots\dots\dots(3.119)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6} \cdot f'c \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left(2,5 \cdot \frac{C_t \cdot T_u}{V_u} \right)^2}} \right) \dots\dots\dots(3.120)$$

• Bila Puntir Murni + Geser + Gaya aksial :

$$T_c = \frac{\left(\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 y \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right)^2}} \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{N_u}{A_g} \right) \dots\dots\dots(3.121)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left(2,5 \cdot \frac{C_t \cdot T_u}{V_u} \right)^2}} \right) \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{N_u}{A_g} \right) \dots\dots\dots(3.122)$$

1. Jika $\frac{T_u}{\phi} \leq T_c \longrightarrow$ Torsi diabaikan

2. Jika $\frac{T_u}{\phi} > T_c \longrightarrow$ Perlu tulangan torsi

$$\text{Untuk torsi keseimbangan : } T_s = \frac{T_u}{\phi} - T_c \dots\dots\dots(3.123)$$

Untuk torsi kompatibilitas :

$$T_s = \frac{1}{9} \sqrt{f'c \cdot \sum x^2 y} \frac{1}{3} - T_c \dots \dots \dots (3.124)$$

3. Jika $\frac{T_u}{\phi} > 4T_c \longrightarrow$ Tampang diperbesar

Di mana :

- T_n = Kekuatan nominal tampang torsi (Nmm)
- T_u = Kekuatan torsi terfaktor akibat beban geser (Nmm)
- T_s = Kekuatan baja nominal menahan torsi (Nmm)
- T_c = Kekuatan beton nominal menahan torsi (Nmm)
- N_u = Gaya aksial terfaktor, (+) untuk tekan, (-) untuk tarik
- A_g = Luas tampang beton (mm²)

3. Menghitung perbandingan luas tulangan torsi dan jarak sengkang

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{\alpha \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y} \dots \dots \dots (3.125)$$

$$\alpha = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{y_1}{x_1} \right) \leq 1,5 \dots \dots \dots (3.126)$$

4. Menentukan tulangan geser + torsi

Bila $V_c < \frac{T_u}{\phi}$, maka diperlukan tulangan geser

$$V_s = \frac{T_u}{\phi} - V_c \dots \dots \dots (3.127)$$

Perbandingan antara luas tulangan geser dan jarak :

$$\frac{A_v}{V_s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} \dots \dots \dots (3.128)$$

Luas total sengkang (tulangan torsi + geser)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{2 \cdot A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \geq \frac{b_w \cdot s}{3 f_y} \dots \dots \dots (3.129)$$

5. Menentukan luas torsi memanjang

$$A_{l_1} = 2 \cdot A_t \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \text{ atau; } \dots \dots \dots (3.130)$$

$$A_{l_1} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u} \right) - 2 \cdot 2l \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad \dots\dots\dots(3.131)$$

Nilai A_{l1} diambil yang terbesar, tetapi A_{l1} tidak lebih dari :

$$A_{l_2} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u} \right) - \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad \dots\dots\dots(3.132)$$

Di mana : A_v = Luas sengkang menahan geser (mm^2)

A_t = Luas sengkang menahan torsi (mm^2)

A_l = Luas tulangan memanjang tambahan pada torsi (mm^2)

6. Kriteria tulangan geser dan torsi

- Jarak tulangan sengkang : $s \leq \frac{x_1 + y_1}{4} \dots\dots\dots(3.133)$
 $\leq 300 \text{ mm}$
- Tulangan memanjang disebar merata kesemua sisi dengan jarak tulangan memanjang $\leq 300 \text{ mm}$
- \emptyset tulangan torsi memanjang $\geq 12 \text{ mm}$
- f_y tulangan torsi $\leq 400 \text{ Mpa}$
- Tulangan torsi harus ada paling tidak sejauh $(b + d)$ dari titik ujung teoritis torsi yang diperlukan

3.4 PERENCANAAN KOLOM

3.4.1 Perencanaan Kolom Pendek

1. Menentukan properties penampang kolom ($b, h, f'c, f_y, d', d$)
2. Menghitung beban kapasitas kolom pendek

$$P_n = 0,85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.134)$$

• Untuk sengkang biasa :

$$\phi P_n = 0,80 \cdot [0,85 \cdot f'c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad \dots\dots\dots(3.135)$$

Karena $P_u \leq \phi P_n$, maka:

$$A_{g_{perlu}} = \frac{P_u}{0,80 \cdot (0,85 \cdot f'c (1 - \rho_g) + f_y \cdot \rho_g)} \quad \dots\dots\dots(3.136)$$

- Untuk sengkang spiral :

$$\phi P_n = 0,85 \cdot [0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad \dots\dots\dots(3.137)$$

Karena $P_u \leq \phi P_n$, maka :

$$A_{g_{perlu}} = \frac{P_u}{0,85 \cdot (0,85 \cdot f'_c (1 - \rho_g) + f_y \cdot \rho_g)} \quad \dots\dots\dots(3.138)$$

Sehingga setelah nilai $A_{g_{perlu}}$ diperoleh, panjang dan lebar sisi kolom persegi atau diameter kolom bulat dapat ditentukan.

$$A_g = b \cdot h = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad \dots\dots\dots(3.139)$$

$$A_{st} = n \% ; A_g = A_s + A_{s'} \quad \dots\dots\dots(3.140)$$

$$A_{s'} = A_s = \frac{A_{st}}{2} \quad \dots\dots\dots(3.141)$$

Di mana : P_n = Kuat desak aksial nominal pada kolom konsentris (N)

P_u = Gaya aksial terfaktor

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

$A_{s'}$ = Luas tulangan desak pada kolom (mm^2)

A_s = Luas tulangan tarik pada kolom (mm^2)

3. Kapasitas kolom dengan beban eksentris

(untuk lebih memahami rumus-rumus berikut, bandingkan dengan diagram tegangan-regangan pada kolom dengan pembebanan eksentris)

$$C = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.142)$$

$$f'_s = \frac{(C - d')}{C} \cdot 600 \quad \dots\dots\dots(3.143)$$

$$f_s = \frac{(d - C)}{C} \cdot 600 \quad \dots\dots\dots(3.144)$$

Jika $f'_s > f_y$, maka $f'_s = f_y$

Jika $f'_s < f_y$, maka $f'_s = f'_s$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.145)$$

$$C_s = A_{s'} \cdot f'_s \quad \dots\dots\dots(3.146)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots(3.147)$$

Dimana: a = Tinggi blok tekan beton (mm)
 $= \beta \cdot c$

4. Tentukan nilai C yang digunakan :

Jika $C > C_b$, terjadi keruntuhan tekan

Jika $C = C_b$, terjadi keruntuhan *balanced*

Jika $C < C_b$, terjadi keruntuhan tarik

Syarat kegagalan:

a. Keruntuhan tekan

$$C > C_b ; P_n > P_b ; M_n > M_{nb}$$

b. Keruntuhan *balanced*

$$C = C_b ; P_n = P_b ; M_n = M_{nb}$$

c. Keruntuhan tarik

$$C < C_b ; P_n < P_b ; M_n < M_{nb}$$

Dari Persamaan kesetimbangan $\Sigma H=0$ pada diagram tegangan regangan, diperoleh :

$$P_n = C_c + C_s - t \dots\dots\dots(3.148)$$

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(3.149)$$

$$M_n = P_n \cdot e \dots\dots\dots(3.150)$$

$$= C_c \left(C - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot (C - d') + T_s \cdot (d - C) \dots\dots\dots(3.151)$$

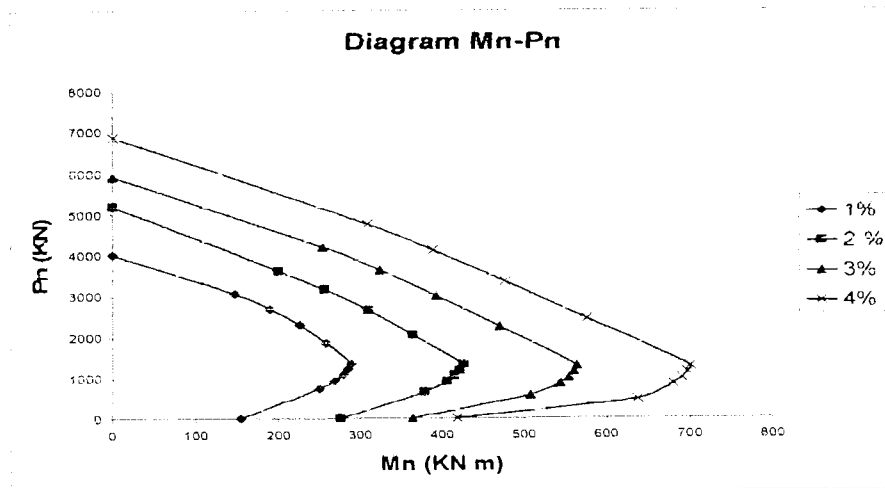
$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left(C - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f'_s (C - d') + A_s \cdot f_s (d - c) \dots\dots\dots(3.152)$$

Sehingga diperoleh :

$$e = \frac{M_n}{P_n} \dots\dots\dots(3.153)$$

5. Gambar diagram Momen Nominal (M_n) dan Gaya Desak Nominal (P_n)

($A_{st}=1\% A_g$; $A_{st}=2\% A_g$; $A_{st}=3\% A_g$; $A_{st}=4\% A_g$)



Gambar 3.4 Diagram Interaksi Mn-Pn

3.4.2 Perencanaan Kolom Panjang

Salah satu ragam keruntuhan kolom adalah kehilangan stabilitas lateral akibat tekuk. Apabila panjang kolom bertambah (kolom langsing) maka kemungkinan kolom runtuh karena tekuk akan semakin besar.

Adapun tahap-tahap perencanaan kolom langsing adalah sebagai berikut :

1. Menentukan tingkat kelangsingan kolom :

- Untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan ke samping

$$Kl_u / r < 34 - 12M_{1b} / M_{2b} \dots\dots\dots(3.154)$$

- Untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping

$$Kl_u / r < 22 \dots\dots\dots(3.155)$$

M1b dan M2b adalah momen pada ujung-ujung yang berlawanan pada kolom, dengan M2b adalah momen yang lebih besar dan M1b adalah momen yang lebih kecil. Sedangkan lu merupakan panjang tak tertumpu kolom, k adalah factor panjang efektif yang ditentukan

berbagai kondisi pengekangan ujung terhadap rotasi dan translasi, sedangkan r adalah jari-jari girasi kolom.

Nilai $M1b/M2b$ adalah positif untuk kelengkungan tunggal (*Single curvature*) dan negative untuk kelengkungan ganda (*Double Curvature*)

• Nilai k untuk berbagai kondisi ujung pada kolom :

- Kedua ujung sendi, tidak tergerak lateral $k = 1,0$
- Kedua ujung sendi $k = 0,5$
- Satu ujung jepit, ujung yang lain bebas $k = 2,0$
- Kedua ujung jepit, ada gerak lateral $k = 1,0$

• Untuk kolom yang merupakan bagian dari portal, Dalam SNI (1991) belum mengatur secara jelas cara menentukan besarnya nilai factor panjang efektif k (Sudarmoko). Menurut Wang (1986) prosedur yang paling umum digunakan untuk mendapatkan factor panjang efektif adalah dengan menggunakan grafik alinyemen dari *Structural Stability Research Council Guide* yaitu diagram Jackson dan Moreland.

Faktor panjang efektif merupakan fungsi dari factor kekangan ujung ψ_A dan ψ_B untuk masing-masing titik ujung atas dan bawah yang didefinisikan sebagai :

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l_u} \right)_{kolom - kolom}}{\sum \left(\frac{E_c I_{cr}}{l_n} \right)_{balok - balok}} \dots\dots\dots(3.156)$$

Untuk mendapatkan nilai jari-jari girasi r :

• Untuk kolom persegi dengan lebar b dan tinggi h yaitu :

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\frac{(bh^3) \cdot 12}{bh}} = 0,288h \approx 0,3h \dots\dots\dots(3.157)$$

• Untuk kolom bundar dengan diameter D yaitu :

$$r = \sqrt{\frac{(\pi D^4) \cdot 64}{(\pi D^2) \cdot 4}} = 0,25D \dots\dots\dots(3.158)$$

berbagai kondisi pengekangan ujung terhadap rotasi dan translasi, sedangkan r adalah jari-jari girasi kolom.

Nilai $M1b/M2b$ adalah positif untuk kelengkungan tunggal (*Single curvature*) dan negative untuk kelengkungan ganda (*Double Curvature*)

• Nilai k untuk berbagai kondisi ujung pada kolom :

Kedua ujung sendi, tidak tergerak lateral $k = 1,0$

Kedua ujung sendi $k = 0,5$

Satu ujung jepit, ujung yang lain bebas $k = 2,0$

Kedua ujung jepit, ada gerak lateral $k = 1,0$

• Untuk kolom yang merupakan bagian dari portal, Dalam SNI (1991) belum mengatur secara jelas cara menentukan besarnya nilai factor panjang efektif k (Sudarmoko). Menurut Wang (1986) prosedur yang paling umum digunakan untuk mendapatkan factor panjang efektif adalah dengan menggunakan grafik alinyemen dari *Structural Stability Research Council Guide* yaitu diagram Jackson dan Moreland.

Faktor panjang efektif merupakan fungsi dari factor kekangan ujung ψ_A dan ψ_B untuk masing-masing titik ujung atas dan bawah yang didefinisikan sebagai :

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{I_u} \right)_{kolom - kolom}}{\sum \left(\frac{E_c I_{cr}}{I_n} \right)_{balok - balok}} \dots \dots \dots (3.156)$$

Untuk mendapatkan nilai jari-jari girasi r :

• Untuk kolom persegi dengan lebar b dan tinggi h yaitu :

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\frac{(bh^3)/12}{bh}} = 0,288h \approx 0,3h \dots \dots \dots (3.157)$$

• Untuk kolom bundar dengan diameter D yaitu :

$$r = \sqrt{\frac{(\pi D^4)/64}{(\pi D^2)/4}} = 0,25D \dots \dots \dots (3.158)$$

2. Menganalisis Kekuatan kolom Panjang

Apabila angka kelangsingan Kl_u/r melebihi persyaratan seperti yang tercantum dalam persamaan 3.148 & 3.149, maka digunakan dua metode stabilitas, yaitu :

A. Metode Pembesaran Momen (*Momen Magnification Method*)

Metode analisis ini didasarkan atas momen yang diperbesar Yang dinyatakan sebagai :

$$M_c = \delta M_2 = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad \dots\dots\dots(3.159)$$

Dimana :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1 \quad \dots\dots\dots(3.160)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1 \quad \dots\dots\dots(3.161)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K_{lu})^2} \quad \dots\dots\dots(3.162)$$

$\sum P_u$ dan $\sum P_c$ adalah penjumlahan gaya tekan dari semua kolom dalam satu tingkat.

1. Untuk rangkai yang tidak ditahan terhadap goyangan kesamping, nilai δ_b dan δ_s harus dihitung, serta nilai k harus lebih besar dari 1
2. Sedangkan untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan kesamping, nilai δ_s harus diambil sebesar 0 dan nilai k lebih kecil dari satu
3. Untuk komponen struktur yang ditahan terhadap goyangan kesamping dan tanpa beban transversal diantara tumpuannya, C_m boleh diambil :

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \quad \dots\dots\dots(3.163)$$

4. Dan untuk kasus lain C_m harus diambil sebesar 1

Menurut SNI-1991, bila perhitungannya menunjukkan bahwa pada kedua ujung suatu komponen struktur tekan yang tidak tertahan tidak terdapat momen atau bahwa eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan kurang dari $(15+0,03h)$ mm, M2b dalam persamaan 3.144 harus didasarkan pada suatu eksentrisitas minimum $(15+0,03h)$ mm. Rasio dari M1b/M2b dalam persamaan 3.148 harus ditentukan dari salah satu ketentuan sebagai berikut :

- a. Bila eksentrisitas ujung yang didapat dari perhitungan kurang dari $(15+0,03h)$ mm, momen ujung yang didapat dari perhitungan boleh digunakan untuk menghitung M1b/M2b dalam persamaan 3.145,
- b. Bila perhitungan menunjukkan bahwa pada dasarnya di kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan tidak terdapat momen, rasio M1b/M2b harus diambil sama dengan 1

Sedangkan bila perhitungan menunjukkan bahwa pada kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan yang tidak tertahan terhadap goyangan kesamping tidak terdapat momen atau bahwa eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan kurang dari $(15+0,03h)$ mm, maka M2b dalam persamaan 3.144 harus didasarkan pada suatu eksentrisitas minimum sebesar $(15+0,03h)$ mm Untuk mendapatkan nilai EI digunakan hitungan yang lebih konservatif :

$$EI = \frac{E_c I_g / 2,5}{1 + \beta d} \dots\dots\dots(3.164)$$

dimana :

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} \dots\dots\dots(3.165)$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(3.166)$$

$$I_g = \frac{1}{12} bh^3 \dots\dots\dots(3.167)$$

$$\beta d = \frac{\text{Momenbehar matirencana}}{\text{Momentotalrencana}} = \frac{1,2M_D}{1,2M_D + 1,6M_L} \dots\dots\dots(3.168)$$

B. Analisis Orde Kedua

Pendekatan analisis orde kedua diperlukan apabila angka kelangsingan Kl/r melebihi 100. Pada analisis ini efek defleksi harus diperhitungkan. Menurut pengamatan Nawy (1990), bahwa kebanyakan kolom pada bangunan beton bertulang tidak memerlukan analisis orde kedua karena biasanya kolom-kolom tersebut mempunyai angka kelangsingan dibawah 100.

3.5 PERENCANAAN BEBAN GEMPA

3.5.1 Perencanaan Struktur Portal Dengan Daktilitas Penuh ($\mu=$)

Untuk menentukan gaya gempa pada tiap tingkat, perencanaan ini menggunakan menggunakan *Metode Ekvivalen Statik*. Menurut *Pedoman Pembebanan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung* (PPKGURDG,1987) Gaya geser dasar (V) dinyatakan dalam :

$$V = C.I.K.Wt \quad \dots\dots\dots (3.169)$$

Gaya geser yang harus dibagi pada tiap tingkat dihitung dengan rumus :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} \cdot V \quad \dots\dots\dots(3.170)$$

Di mana :

- V = Gaya geser dasar horizontal akibat beban gempa (ton)
- C = Koefisien gempa dasar
- I = Faktor keutamaan struktur
- K = Factor Jenis struktur
- Wi = Berat bangunan pada tingkat-i
- Hi = Tinggi tingkat-i
- Fi = Gaya geser dasar pada tingkat-i (ton)

3.5.2 Waktu Getar Struktur (T)

$$T = 0,06.H^{3/4} \quad \dots\dots\dots(3.171)$$

3.5.3 Koefisien Gempa Dasar (C)

Dalam perencanaan ulang ini, bangunan berada di wilayah gempa lima (5) daerah Riau dan sekitarnya, pada kondisi tanah keras

3.5.4 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Nilai (I) diambil dari tabel 2.4 buku beton seri 3 Gideon Kusuma. Dalam perencanaan ulang ini digunakan nilai I=1

3.5.5 Faktor Jenis Bangunan (K)

Dalam perencanaan ulang ini bangunan direncanakan dengan daktilitas tingkat III (penuh), dengan nilai K=1

3.6 PERENCANAAN BALOK DAN KOLOM PORTAL

3.6.1 Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Kuat lentur perlu balok portal ($M_{u,b}$) harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa, sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1,2 M_{d,b} + 1,6 M_{l,br} \dots\dots\dots(3.172)$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{E,bR} + M_{E,b}) \dots\dots\dots(3.173)$$

$$M_{u,b} = 0,9 M_{D,b} + M_{E,b} \dots\dots\dots(3.174)$$

Dimana :

$M_{D,b}$ = Momen lentur balok portal akibat beban mati tak berfaktor

$M_{L,b}$ = Momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor

$M_{E,b}$ = Momen lentur balok portal akibat beban gempa tak berfaktor

Dalam perencanaan kapasitas balok portal, momen tumpuan negatif akibat kombinasi beban grafitasi dan beban gempa balok boleh didistribusikan dengan menambah atau mengurangi dengan persentase yang tidak melebihi :

$$q = 30 \left(1 - \frac{4}{3} \frac{\rho - \rho'}{\rho b} \right) \% \dots\dots\dots(3.175)$$

Dengan syarat apabila tulangan balok portal telah direncanakan sehingga $(\rho - \rho')$ tidak boleh melebihi $0,5 \rho b$. Momen lapangan dan

tumpuan pada bidang muka kolom yang diperoleh dari hasil redistribusi selanjutnya digunakan untuk menghitung penulangan lentur yang diperlukan. Untuk portal dengan daktilitas penuh perlu dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan sebagai berikut :

$$M_{kap,b} = \phi_0 M_{nak,b}$$

Dimana :

$M_{kap,b}$ = Kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan sebenarnya terpasang.

$M_{nak,b}$ = Kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

ϕ_0 = Faktor penambahan kekuatan yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk $f_y < 400$ Mpa dan 1,40 untuk $f_y > 400$ Mpa

3.6.2 Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif, negatif), menurut persamaan berikut :

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} + 1,05V_g \dots\dots\dots(3.176)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,07 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right) \dots\dots\dots(3.177)$$

Dimana :

M_{kap} = Momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom.

M'_{kap} = Momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain.

$V_{D,b}$ = Gaya geser balok akibat beban mati

$V_{L,b}$ = Gaya geser balok akibat beban hidup

$V_{E,b}$ = Gaya geser balok akibat beban gempa

L_n = Bentang bersih balok

3.6.3 Perencanaan Kolom Portal terhadap Beban Lentur dan Aksial.

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut, yaitu :

$$\Sigma M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \Sigma M_{kap,b} \quad \dots\dots\dots(3.178)$$

Atau
$$\Sigma M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \quad \dots\dots\dots(3.179)$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$M_{u,b} = 1,05 \cdot (M_{D,k} + M_{L,k} + 4/K M_{E,k}) \quad \dots\dots\dots(3.180)$$

Sehingga :
$$\Sigma M_{u,k} = M_{kap,ki} + M_{kap,ka} \quad \dots\dots\dots(3.181)$$

Dimana :

ω_d = Faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil nilai $\omega_d = 1,3$

α_d = Faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relative kolom atas dan bawah

$M_{kap,ki}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kanan bidang muka kolom

Sedangkan beban aksial rencana $N_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh, dihitung dengan :

$$N_{u,k} = \frac{0,7 R_n \Sigma M_{kap,h}}{l_h} + 1,05 N_{g,k} \quad \dots\dots\dots(3.182)$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4}{K} \cdot N_{E,k} \right) \quad \dots\dots\dots(3.183)$$

Dengan R_n = factor reduksi yang ditentukan sebesar :

$$1,0 \quad \text{untuk } 1 < n < 4$$

$$1,1-0,024 \quad \text{untuk } 4 < n < 20$$

$$0,6 \quad \text{untuk } n > 20$$

- Dimana : n = Jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau
 lb = Bentang balok dari as ke as kolom
 Ng,k = Gaya aksial kolom akibat beban gravitasi
 NE,k = Gaya aksial kolom akibat beban gempa

3.6.4 Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan sendi-sendi plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cermat sebagai berikut :

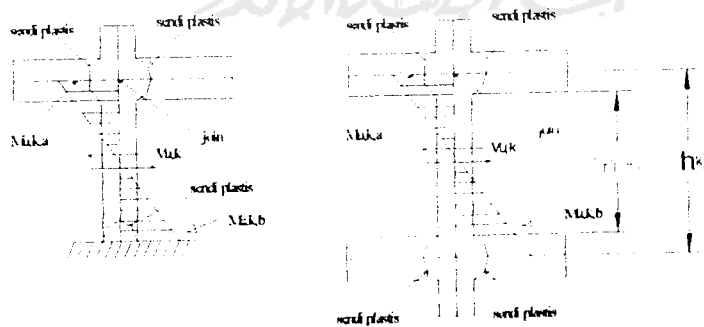
$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'k} \dots\dots\dots(3.184)$$

Dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} V_{E,k}) \dots\dots\dots(3.185)$$

Kapasitas lentur sendi plastis kolom dapat dihitung :

$$M_{kapasitas} = \phi_0 \cdot M_{u,kbawah} \dots\dots\dots(3.186)$$



(a) Kolom lantai dasar (b) Kolom lantai atas

Gambar 3.5 Kolom Dengan $M_{u,k}$ Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis



Di mana :

$M_{u,k}$ atas = Momen rencana kolom ujung atas dihitung pada muka balok

$M_{u,k}$ bawah = Momen rencana kolom ujung bawah dihitung pada muka balok

h'_k = Tinggi bersih kolom

$V_{D,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban mati

$V_{L,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban hidup

$V_{E,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban gempa

$M_{kap,k}$ bawah = Kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar

$M_{kap,k}$ atas = Kuat lentur nominal actual ujung dasar kolom lantai dasar

3.6.5 Perencanaan Panel Pertemuan Balok-Kolom

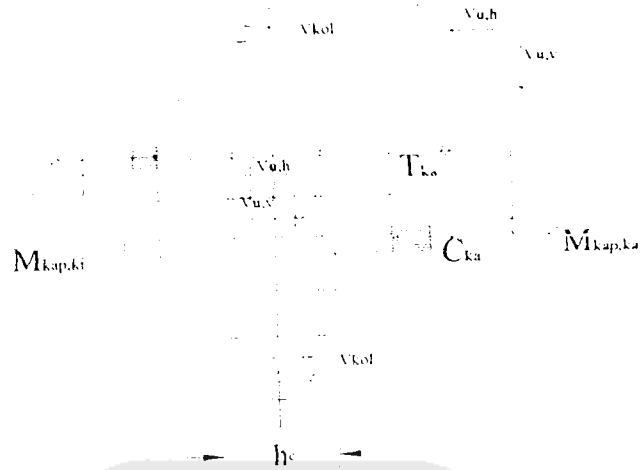
Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horizontal perlu ($V_{u,h}$) dan kuat vertical perlu ($V_{u,v}$) yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom. Gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join rangka adalah seperti yang terlihat pada gambar 3.5, dimana gaya geser horizontal :

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots(3.187)$$

$$C_k = T_{ki} = 0.7 \left(\frac{M_{kap,ki}}{Z_{k_i}} \right) \dots\dots\dots(3.188)$$

$$T_k = C_{ka} = 0.7 \left(\frac{M_{kap,ka}}{Z_{k_a}} \right) \dots\dots\dots(3.189)$$

$$V_{kol} = \frac{0.7 \left(\frac{K'_i}{K_i} M_{kap,ki} + \frac{K'_a}{K_a} M_{kap,ka} \right)}{1/2(h_{k,u} + h_{k,b})} \dots\dots\dots(3.190)$$



Gambar 3.6 Panel Pertemuan Balok & Kolom Dalam Kondisi Terjadinya Sendi Plastis Pada Kedua Ujung Balok

Tegangan horizontal nominal dalam joint adalah :

$$V_{th\ akmal} = \frac{V_{th}}{b_j h_c} \leq 1.5 \sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} \dots\dots\dots(3.191)$$

Dimana : d_j = Lebar efektif joint (mm)

h_c = Tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau (mm)

Gaya geser horizontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme kuat geser inti joint, yaitu :

- Strat beton diagonal yang melewati daerah ujung tekan joint yang memikul gaya geser V_{ch}
- Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat beton diagonal daerah tarik joint yang memikul gaya geser V_{sh}

Sehingga : $V_{sh} + V_{ch} = V_{jh} \dots\dots\dots(3.192)$

Besarnya V_{ch} yang dipikul oleh strat beton harus sama dengan nol, kecuali bila :

1. Tegangan tekan minimal rata-rata minimal pada penampang bruto kolom diatas join, termasuk tegangan prategang (apabila ada), melebihi nilai $0,1 f'c$ maka:

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right)} - 0,1 \cdot f'c \cdot b_j \cdot h_j \quad \dots\dots\dots(3.193)$$

2. Balok diberi gaya prategang yang melewati join, maka :

$$V_{ch} = 0,7 \cdot P_{cs} \quad \dots\dots\dots(3.194)$$

Dengan P_{cs} adalah gaya permanent prategang yang terletak di sepertiga bagian tinggi kolom.

3. Seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok yang diukur dari muka kolom, maka :

$$V_{ch} = 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 A_g f'c} \right) \quad \dots\dots\dots(3.195)$$

Dimana rasio A_s'/A_s tidak boleh lebih besar dari satu (1).

Dengan memindahkan lokasi sendi plastis agak jauh dari muka kolom, maka kemampuan strat tekan tidak berkurang akibat beban bolak-balik dimana sebagian besar tegangan akan dipindahkan ke tulangan tekan. Pelelahan tulangan dapat juga mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk ke inti join, sehingga ikatan antara tulangan dan strat tekan berkurang. Akibat kedua fenomena ini serta tekan pada join, sendi plastisnya terletak bersebelahan dengan muka kolom, tidak bekerja sehingga seluruh gaya geser V_{jh} dipikul oleh V_{sh} .

Bila tegangan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom diatas join kurang dari $0,1 f'c$ ($p_c < 0,1 f'c$) maka :

$$V_{sh} = V_{jh} - \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right)} - (0,1 \cdot f'c) b_j \cdot h_j \quad \dots\dots\dots(3.196)$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis :

$$V_{sv} = V_{jh} - 0,5 \frac{A_{sc}'}{A_s} V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 A_g f'c} \right) \quad \dots\dots\dots(3.197)$$

Luas total efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan di daerah tekan joint efektif (bj) tidak boleh kurang dari :

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y} \quad \dots\dots\dots(3.198)$$

Kegunaan sengkang horizontal ini harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Geser joint vertical (V_{jv}) dapat dihitung dengan rumus :

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_c}{h_j} \quad \dots\dots\dots(3.199)$$

Tulangan joint geser vertical didapat dari : $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$

$$\text{Menjadi : } V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f'c} \right) \quad \dots\dots\dots(3.200)$$

Dimana : A_{sc}' = Luas tulangan longitudinal tekan

A_{sc} = Luas tulangan longitudinal tarik

$$\text{Sehingga luas tulangan joint vertical: } A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_y} \quad \dots\dots\dots(3.201)$$

Persyaratan perencanaan proporsi rangka beton bertulang penahan gaya gempa dengan tingkat daktilitas 3 (penuh) dapat dilihat pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.2 sampai dengan 3.14.8, sedangkan persyaratan untuk tingkat daktilitas 2 (terbatas) dapat dilihat pada pasal 3.14.9.

3.7 PONDASI

3.7.1 Perencanaan Pondasi.

Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya

tekanan yang berlebihan pada tanah. Tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang besar dan dapat pula mengakibatkan keruntuhan pada struktur (Bowles, 1986).

Pada proyek pembangunan Pasar Rakyat Teluk Kuantan Tahap – 2 ini menggunakan pondasi tiang pancang karena pondasi tiang pancang dapat mendukung beban struktur yang besar dan kedalamannya dapat dibuat sedemikian rupa sampai menembus kelapisan tanah keras.

Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi yang berbentuk tiang yang penempatannya pada lapisan tanah didasarkan pada kapasitas dukung ujung tiang maupun lekatan tanah pada keliling permukaan tiang pancang (Sarjono, 1988).

Dalam merencanakan pondasi terdapat dua persyaratan yang harus dipenuhi :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung tanah harus dipenuhi.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas – batas nilai yang ditoleransikan .

3.7.2 Daya dukung ujung tiang pancang tunggal

Pendekatan untuk menghitung kapasitas ultimit tiang menggunakan metode statis dan metode dinamis. Metode statis menggunakan parameter – parameter tanah dalam menghitung kapasitas daya dukung dan metode dinamis mengestimasi kapasitas daya dukung dari hasil analisis pemancangan tiang. Parameter tanah yang digunakan dalam metode statis adalah kohesi (c), sudut gesek (ϕ), berat volume tanah (γ) dan faktor daya dukung tanah (N_c, N_q, N_r). Nilai faktor daya dukung dipengaruhi oleh sudut gesek dalam, bila ϕ besar maka daya dukung tanah akan besar.

Berdasarkan data laboratorium, kapasitas daya dukung ujung tiang untuk tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar maupun tanah pada

umumnya *Mayerhoff* memberikan persamaan untuk menghitung kapasitas daya dukung ujung tiang sebagai berikut :

$$Q_p = A_p \cdot N_c^* \cdot C_u \quad \dots\dots\dots(3.202)$$

dengan : Q_p = Daya dukung ujung tiang
 A_p = Luas penampang tiang
 C_u = Kohesi tanah pada ujung tiang
 N_c^* = Faktor daya dukung yang telah disesuaikan

Untuk data pengujian penetrasi standart (SPT = *standart Penetration Test*) maka *Mayerhoff* menggunakan rumus :

$$Q_p = A_p \cdot q_p \leq A_p \cdot (400 \cdot \bar{N}) \text{ satuan dalam KN} \quad \dots\dots\dots(3.203)$$

$$q_p = 40 \cdot \bar{N} \cdot \frac{I_b}{D} \quad \dots\dots\dots(3.204)$$

dengan : \bar{N} = Nilai rata – rata bilangan SPT pada 8D di atas sampai dengan 3D di bawah titik tiang
 D = lebar atau diameter tiang pancang
 $\frac{I_b}{D}$ = Perbandingan kedalaman rata – rata dari titik

Untuk tahanan selimut N-SPT menggunakan persamaan berikut ini :

$$Q_s = f_{av} \cdot A_s \quad \dots\dots\dots(3.205)$$

dengan : $f_{av} = 2 \cdot \bar{N}_s$

Jika data diperoleh dari hasil penetrasi kerucut (CPT = *Cone Penetration Test*) digunakan rumus :

$$Q_p = A_p \cdot q_c \text{ (satuan dari } q_c \text{)} \quad \dots\dots\dots(3.206)$$

Dengan q_c merupakan nilai rata – rata statistik dari tahanan titik kerucut seperti pada \bar{N} dari persamaan (3. 186)

Kapasitas daya dukung selimut tiang dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$Q_s = A_s \cdot JHP \quad \dots\dots\dots(3.207)$$

Untuk memperoleh daya dukung ultimit tiang pancang tunggal digunakan rumus :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad \dots\dots\dots(3.208)$$

dengan : Q_u = daya dukung ultimit tiang pancang tunggal

Q_p = tahanan ujung tiang

Q_s = tahanan selimut tiang

Sedangkan daya dukung ijin tiang (Q_{all}) adalah :

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad \dots\dots\dots(3.209)$$

Besar nilai angka aman ($SF = Safety\ factor$) berkisar dari 1,5 sampai 4.

3.7.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Kemungkinan struktur pondasi terdiri dari sebuah tiang pancang tunggal sangat jarang, paling sedikit dua atau tiga tiang pancang dibawah elemen pondasi atau kaki pondasi dikarenakan masalah penjajaran atau eksentrisitas yang kurang baik.

Bila beberapa tiang pancang dikelompokkan, diperkirakan bahwa tekanan – tekanan tanah (baik gesekan maupun ujung) yang terjadi di dalam tanah sebagai hambatan akan saling *overlap* (tumpang tindih). Jarak antar tiang pancang yang besar seringkali tidak praktis karena sungkup tiang pancang (*pile cap*) dicor di atas kelompok tiang pancang (*pile group*) sebagai dasar kolom dan untuk menyebarkan beban pada beberapa tiang pancang dalam kelompok tersebut.

Jarak minimum antar tiang pancang yang disarankan oleh beberapa peraturan bangunan dalam tabel 3.01 berikut ini:

Tipe tiang pancang	BOCA, 1984	NBC, 1976	Chicago, 1987
Gesekan	$2d$ atau $1.75 H \geq 30$ in	$2d$ atau $1.75 H \geq 30$ in	d atau $1.75 H \geq 30$ in

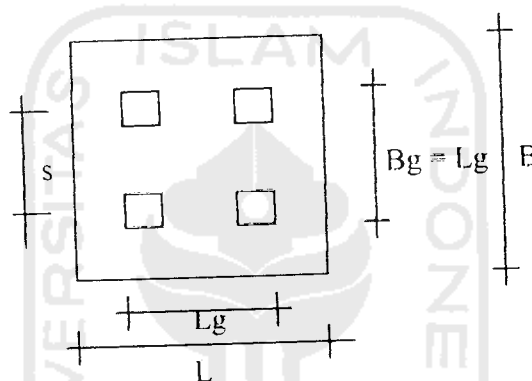
Dukungan	$2d$ atau $1.75 H \geq$	$2d$ atau $1.75 H \geq$	
ijin	24 in	24 in	

Tabel 3.1 Jarak Minimum Antar Tiang Pancang

Dengan : d = diameter tiang pancang

H = diagonal empat persegi tiang pancang atau tiang pancang H

Untuk beban vertikal, jarak antara (s) yang optimum berkisar antara $2.5D$ sampai $3.5D$. Untuk gambar susunan kelompok tiang pancang dapat dilihat pada gambar



Gambar. 3.7 Susunan Kelompok Tiang Pancang

$$Bg = Lg = (m-1).s + 2 \cdot \frac{d}{2} \dots\dots\dots(3.210)$$

$$B = L = Bg + 2 \cdot (\text{jarak tepi tiang ketepi poer}) \dots\dots\dots(3.211)$$

dengan : $Bg = Lg$ = panjang dari titik tiang ke titik terluar tiang lain

m = jumlah tiang pancang arah horizontal

n = jumlah tiang pancang arah vertikal

d = diameter tiang pancang

Apabila pengaturan tiang pada suatu poer telah mengikuti persyaratan, maka kapasitas daya dukung grup tiang tidak sama dengan kapasitas daya dukung satu tiang dikalikan dengan banyaknya tiang pada grup tiang tersebut. Kapasitas grup tiang didefenisikan sebagai perkalian

antara kapasitas dukung satu tiang dengan banyaknya tiang dan dikalikan lagi efisiensi grup tiang. Atau dapat dituliskan dengan rumus :

$$Q_{ug} = Q_{ult} \cdot n \cdot E_g \dots\dots\dots(3.212)$$

$$Q_{ijin\ g} = \frac{Q_{ug}}{SF} \dots\dots\dots(3.213)$$

Efisiensi grup tiang pancang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan Conversi – Labbare :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \dots\dots\dots(3.214)$$

$$\theta = \arctan \frac{d}{s} \dots\dots\dots(3.215)$$

dimana :

- Q_{ug} = kapasitas daya dukung maksimum grup tiang
- Q_{ult} = kapasitas daya dukung ultimit satu tiang
- $Q_{ijin\ g}$ = kapasitas daya dukung ijin grup tiang
- SF = faktor keamanan
- E_g = efisiensi grup tiang
- n = banyaknya tiang pancang dalam baris
- m = banyaknya baris dalam tiang
- d = diameter dari tiang
- s = jarak antar tiang

Untuk mencari kapasitas dukung kelompok tiang digunakan 2 cara yaitu :

1. Kapasitas dukung individual tiang dengan rumus :

$$\sum Q_{ui} = m \cdot n (9 \cdot Ap \cdot Cu + \sum \alpha \cdot Ap \cdot Cu \cdot L) \dots\dots\dots(3.216)$$

2. Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$\sum Q_{ub} = Lg \cdot Bg \cdot Cu \cdot Nc^* + \sum 2 \cdot (Lg + Bg) \cdot Cu \cdot L \dots\dots\dots(3.217)$$

dengan : Ap = keliling tiang

Cu = kohesi tanah

α = faktor adhesi, dapat dilihat pada tabel :

Kondisi tanah	Faktor adhesi
Pasir atau kerikil berpasir yang terletak di atas tanah kohesif	1.25

Lempung lembek atas lumpur yang terletak di atas tanah kohesif mulai dari yang keras sampai dengan yang sangat keras	0.40
tanah – tanah kohesif dari yang keras sampai dengan yang sangat keras	0.40

Tabel 3.2 Faktor Adhesi

L = panjang tiang pancang

N_c^* = faktor daya dukung yang telah disesuaikan

Hasil dari perhitungan kedua rumus diatas diambil nilai Q_u terkecil.

Untuk memperoleh daya dukung bersih tiang maka :

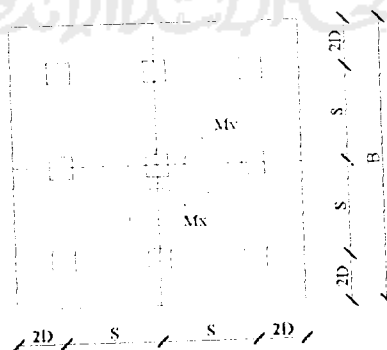
$$Q_{ult} = \frac{Q_u}{SF} \quad (ton) \quad \dots\dots\dots(3.218)$$

dengan : Q_u = kapasitas tahanan ultimit

SF = faktor keamanan

3.7.4 Perencanaan *Pile Cap*

Dalam perencanaan pondasi tiang, pile cap digunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom. Kolom yang dipakai dalam analisis ini adalah kolom dengan beban yang bekerja paling besar. Untuk gambar perencanaan pile cap dapat dilihat pada gambar 3.8 dibawah ini :



Gambar 3.8 Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang

$$\sum X^2 = \sum (n \cdot Xi^2) \quad \dots\dots\dots(3.219)$$

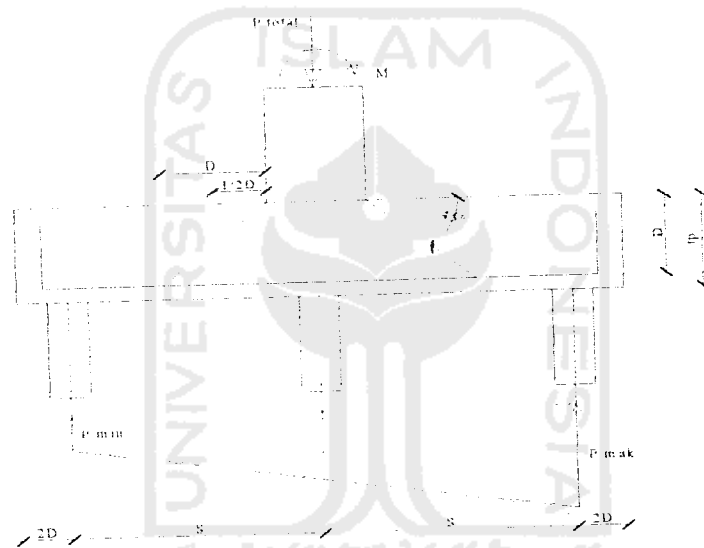
$$\sum Y^2 = \sum (n \cdot Yi^2) \quad \dots\dots\dots(3.220)$$

Beban yang bekerja pada satu tiang :

$$P_{max} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{Mu \cdot kX}{\sum X^2} \pm \frac{Mu \cdot kY}{\sum Y^2} \quad \dots\dots\dots(3.221)$$

$$\sum P = Pu \cdot k + Pile\ cap + Tanah\ Urug \quad \dots\dots\dots(3.222)$$

Dengan demikian gambar 3.9 menyajikan tentang reaksi tiang pancang akibat beban aksial dan momen



Gambar 3.9 Reaksi Tiang Pancang Akibat Beban Aksial dan Momen

Dengan : $\sum P$ = beban vertikal yang ditahan oleh tiang pancang

$M_{u,kx}$ = momen kolom arah x

$M_{u,ky}$ = momen kolom arah y

X = jarak pusat tiang kepusat poer arah X

Y = jarak pusat tiang kepusat poer arah Y

Perencanaan tebal pile cap

$$D = tp - pb - \Phi tul \quad \dots\dots\dots(3.223)$$

dengan : tp = tebal pile cap

pb = selimut beton poer

Kontrol geser satu arah (geser lentur)

$$V_u = n \cdot P_{\max} \dots\dots\dots(3.224)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot D$$

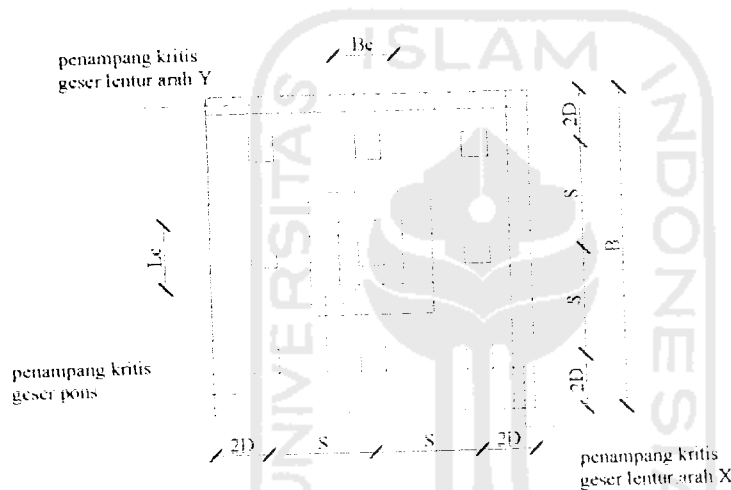
$$oV_c \geq V_u \dots\dots\dots(3.225)$$

dengan : V_u = gaya geser ultimit

V_c = gaya geser yang disumbangkan oleh beton

P_{\max} = gaya maksimum dari tiang pancang

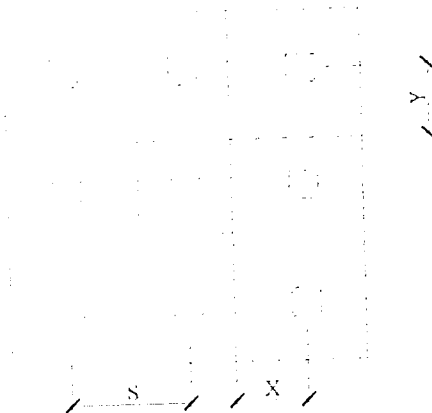
n = jumlah tiang pancang



Gambar 3.10 Penampang Kritis Pile Cap Akibat Geser

Kontrol geser dua arah (Geser Pons)

Geser pons akibat beban kolom tidak terjadi dikarenakan garis geser terletak di luar poer. Penulangan lentur pile cap dapat dilihat pada gambar 3.11 di bawah ini:



Gambar 3.11 Penampang Kritis *Pile Cap* Akibat Momen :

Persamaan – persamaan yang digunakan dalam geser dua arah :

$$V_{ui} = \sum (n \cdot p) \dots\dots\dots(3.226)$$

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_0} \right] \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right] b_0 D \leq 0.33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot D \dots\dots(3.227)$$

$$\beta_0 = \frac{h_c}{b_c} \dots\dots\dots(3.228)$$

$$b_0 = 2 \cdot ((h_c + D) + (b_c + D)) \dots\dots\dots(3.229)$$

dengan : V_{ui} = gaya geser pada sumbu yang ditinjau

V_c = gaya geser beton

β_0 = rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom

Tinjauan terhadap momen lentur dapat menggunakan rumus :

$$M_{u,x} = P_{\max} \cdot x \dots\dots\dots(3.230)$$

$$d = t_p - (p_b + 0.5 \phi_{tul}) \dots\dots\dots(3.231)$$

dengan : $M_{u,x}$ = momen ultimit arah x

P_{\max} = gaya maksimum tiang pancang

x = jarak dari pusat tiang ke pusat poer

Sedangkan perencanaan penulangannya sebagai berikut :

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \dots\dots\dots(3.232)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \beta \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \dots\dots\dots(3.233)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(3.234)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(3.235)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} \dots\dots\dots(3.236)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \dots\dots\dots(3.237)$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.238)$$

jarak antar tulangan :

$$s \leq \frac{A_s \phi \text{ tul} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \dots\dots\dots(3.239)$$

$$A_s \text{ ada} = \frac{A_s \phi \text{ tul} \cdot b}{s} \dots\dots\dots(3.240)$$

cek kapasitas lentur :

$$a = \frac{A_s \text{ ada} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \dots\dots\dots(3.241)$$

$$M_n = A_s \text{ ada} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(3.242)$$

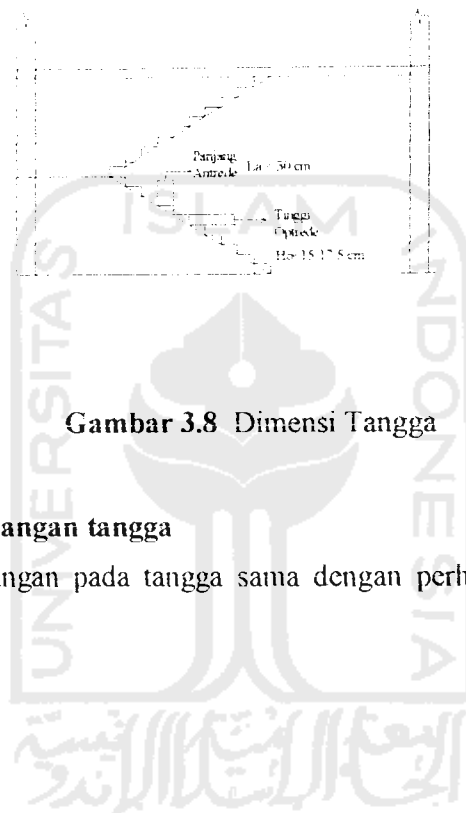
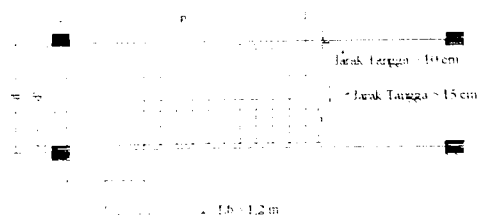
dimana $\phi M_n \geq M_u$

8.8 Perencanaan Tangga

3.8.1 Perencanaan Dimensi Tangga

langkah-langkah perencanaan tangga adalah sebagai berikut :

1. menentukan lebar dan jumlah oprtrade dan antrade
 - tinggi bersih antar lantai (h) dalam meter dapat diketahui.
 - Lebar bordes (Lb) dalam meter dapat ditentukan, diambil $\geq 1,20$ meter



Gambar 3.8 Dimensi Tangga

3.8.2 Perencanaan tulangan tangga

Perencanaan tulangan pada tangga sama dengan perhitungan pada pelat lantai.