

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Perencanaan Atap

Perencanaan kuda-kuda atap baja dalam pembangunan gedung Kampus III Universitas Janabadra ini menggunakan metode perencanaan tegangan kerja (*working stress design*) dari AISC. Menurut filosofi perencanaan tegangan kerja ini, elemen struktural harus direncanakan sedemikian rupa sehingga tegangan yang dihitung akibat beban kerja tidak melampaui tegangan ijin yang telah ditetapkan. Tegangan ijin ini ditentukan untuk mendapatkan faktor keamanan terhadap tercapainya tegangan batas. Tegangan yang dihitung harus berada dalam keadaan elastis, yaitu tegangan sebanding dengan regangan. (*Salmon dan Johnson, 1986*).

Perencanaan ini meliputi :

3.1.1 Perencanaan gording

Dalam perencanaan gording harus memenuhi syarat-syarat antara lain :

- Tegangan :

$$\frac{fbx}{0,66Fy} + \frac{fby}{0,75Fy} \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots (3.1.1)$$

$$fbx = \frac{M_{\perp} \cdot \max}{Sx} \quad \dots\dots\dots (3.1.2)$$

$$fby = \frac{M_{\parallel} \cdot \max}{Sy} \quad \dots\dots\dots (3.1.3)$$

$$M_{\perp} = \frac{1}{8} \cdot q_{\perp} \cdot L^2 \quad ; \quad M_{\parallel} = \frac{1}{32} \cdot q_{\parallel} \cdot L^2$$

- dimana :
- 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 tampang arah sumbu x (in^3)
 - S_y = modulus elastis tampang arah sumbu y (in^3)
 - M_{\perp} = momen tegak lurus sumbu batang (kin)
 - $M_{//}$ =momen sejajar sumbu batang (kin)

- Lendutan :

$$\delta_{\perp} = \frac{5}{384} \frac{q_{\perp} \cdot L^4}{EI_x} \leq \frac{L}{360} \quad \dots\dots\dots (3.1.4)$$

$$\delta_{//} = \frac{5}{384} \frac{q_{//} \cdot \left(\frac{L}{(a+1)}\right)^4}{EI_y} \leq \frac{L}{360} \quad \dots\dots\dots (3.1.5)$$

$$\delta = \sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2} \quad \dots\dots\dots (3.1.6)$$

- dimana :
- δ = resultan lendutan (mm)
 - δ_{\perp} = lendutan tegak lurus sumbu batang (mm)
 - $\delta_{//}$ = lendutan searah sumbu batang (mm)
 - I_x = Inersia arah sumbu x (mm^4)
 - I_y = Inersia arah sumbu y (mm^4)

3.1.2 Perencanaan sagrod

Perencanaan sagrod ini menentukan diameter kabel yang akan dipakai

$$P = 0,33 \cdot F_u \cdot A_{\text{sagrod}} \quad \dots\dots\dots (3.1.7)$$

Beban yang digunakan adalah beban arah sejajar sumbu ($P_{//}$) :

$$P_{//} = P \cdot \sin \alpha \cdot S_s \quad \dots\dots\dots (3.1.8)$$

Sehingga luas tampang sagrod :

$$A_{sagrod} = \frac{P_{//}}{0,33.Fu} = \frac{1}{4} \pi D^2_{sagrod} \dots \dots \dots (3.1.9)$$

$$D_{sagrod} = \sqrt{\frac{P_{//}.4}{0,33.Fu.\pi}} \dots \dots \dots (3.1.10)$$

$$D_{pakai} = dsagrod + 3 \text{ mm} \dots \dots \dots (3.1.11)$$

- dimana :
- P = gaya yang bekerja (kips)
 - $P_{//}$ = gaya yang sejajar sumbu batang (kips)
 - Fu = kuat tarik baja (ksi)
 - Ss = jarak beban sagrod (in)
 - D = diameter baja (in)
 - A = luas penampang (in^2)

3.1.3 Perencanaan Tieroed

Perencanaan tieroed ini menentukan diameter kabel yang akan dipakai, gaya yang bekerja :

$$T = P \cdot \cos \alpha \dots \dots \dots (3.1.12)$$

$$T = 0,33 \cdot Fu \cdot A_{tieroed} \dots \dots \dots (3.1.13)$$

Sehingga :

$$A_{tieroed} = \frac{T}{0,33.Fu} = \frac{1}{4} \pi D^2_{tieroed} \dots \dots \dots (3.1.14)$$

$$D_{tieroed} = \sqrt{\frac{4.T}{0,33.Fu.\pi}} \dots \dots \dots (3.1.15)$$

$$D_{pakai} = D_{tieroed} + 3 \text{ mm} \dots \dots \dots (3.1.16)$$

- Dimana :
- T = tegangan yang bekerja (kips)
 - Fu = kuat tarik baja (ksi)
 - D = diameter baja (in)
 - A = luas penampang baja (in^2)

3.1.4 Perencanaan Batang Tarik

Perencanaan batang tarik merupakan salah satu masalah teknik yang paling sederhana dan bersifat langsung. Karena stabilitas bukan merupakan yang utama, perencanaan batang tarik pada hakekatnya menentukan luas penampang lintang batang yang cukup untuk menahan beban (yang diberikan) dengan faktor keamanan yang memadai terhadap keruntuhan.

Untuk batang yang berlubang akibat paku keeling atau baut atau untuk batang berulir, luas penampang lintang yang direduksi (yang disebut luas netto) digunakan dalam perhitungan. Lubang atau ulir pada batang menimbulkan konsentrasi tegangan yang tidak merata misalnya lubang pada pelat akan menaikkan distribusi tegangan pada beban kerja. Teori elastisitas menunjukkan bahwa tegangan tarik di dekat lubang akan sekitar 3 (tiga) kali tegangan tarik pada luas netto. Namun ketika setiap serat mencapai tegangan leleh tegangannya menjadi konstan (F_y), tetapi deformasi berlanjut terus bila beban meningkat hingga akhirnya semua serat mencapai atau melampaui regangan leleh. (Salmon dan Johnson, 1996).

Langkah-langkah menentukan batang tarik :

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

Angka kelangsingan ($\lambda = L/r$) maksimum yang dapat diterima untuk batang tarik

- Untuk elemen/batang utama ($\lambda = L/r$) ≤ 240
- Untuk elemen/batang sekunder/bracing..... ($\lambda = L/r$) ≤ 300

Sehingga untuk elemen /batang utama diperoleh :

$$r_{\min} = \frac{L}{240} \quad \dots \dots \dots (3.1.17)$$

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

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{T}{0,60.F_y} \quad \dots \dots \dots (3.1.18)$$

$$A_{efperlu} = \frac{T}{0,5.F_u} \quad \dots\dots\dots (3.1.19)$$

$$A_{nperlu} = \frac{A_{efperlu}}{\mu} \quad \dots\dots\dots (3.1.20)$$

Dimana : L = panjang batang (in)

T = gaya tarik (kips)

r = jari-jari inersia terkecil profil (in)

a = faktor reduksi luas netto, nilai μ diambil sebesar 0,75

(tabel AISC 1. 14.2.2 dan 1. 14.2.3).

Dari nilai r_{min} pada persamaan (3.1.17) diperoleh dimensi profil dari tabel profil AISC dengan jari-jari inersia (r) profil yang mendekati.

3.Kontrol kelangsingan

$$\lambda_{ada} = \frac{k.L}{r_{ada}} \leq 240 \quad \dots\dots\dots (3.1.21)$$

$$A_{perlemahan\ baut} = (\text{Øbaut} + 3\text{ mm}) \cdot \text{tebal peiat profil} \dots\dots\dots (3.1.22)$$

$$A_{netto\ ada} = A_{gross} - A_{perlemahan\ baut} \dots\dots\dots (3.1.23)$$

Dimana : A_{netto} = luas bersih penampang (mm)

A_{gross} = luas kotor penampang (mm)

Diambil nilai yang terbesar antara $A_{netto\ perlu}$ pada pers. (3.1.20) dan $A_{netto\ ada}$ pada pers. (3.1.23) untuk mendapatkan $A_{efektif\ ada}$.

$$A_{efektif\ ada} = A_{netto.\ M} \quad \dots\dots\dots (3.1.24)$$

4.Kotroi Tegangan Tarik yang Terjadi

$$f_a = \frac{T}{A_g} \leq 0,60.F_y \quad \dots\dots\dots (3.1.25)$$

$$f_a = \frac{T}{A_{ef}} \leq 0,50.F_y \quad \dots\dots\dots (3.1.26)$$

dimana : f_a = tegangan tarik yang terjadi (ksi)

3.1.5 Perencanaan Batang Desak

Batang desak merupakan elemen struktur suatu bangunan yang memikul gaya tekan aksial. Tetapi pada hakekatnya jarang sekali batang mengalami tekanan aksial saja kecuali pada struktur rangka atap baja. Namun bila pembebanan ditata sedemikian rupa hingga pengekangan rotasi ujung dapat diabaikan atau beban dari batang-batang yang bertemu di ujung batang bersifat simetris dan pengaruh lentur sangat kecil dibandingkan tekanan langsung, maka batang tekan dapat direncanakan dengan aman. Keruntuhan batang desak dapat diklasifikasikan menjadi :

1. Keruntuhan akibat tegangan leleh bahan terlampaui, yang terjadi pada batang tekan pendek.
2. Keruntuhan akibat tekuk, yang terjadi pada batang tekan langsing.

Langkah-langkah menentukan batang desak :

1. Menentukan profil

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

2. Kontrol Terhadap Tekuk dan Kelangsingan.

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

$$\frac{bf}{tw} \leq \frac{76}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{ksi}) \quad \dots\dots\dots (3.1.27)$$

Dan kontrol kelangsingan :

$$\frac{kL}{r} \leq C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{755}{\sqrt{F_y}} \quad (F_y \text{ dalam ksi}) \quad \dots\dots\dots (3.1.28)$$

$$\leq Cc = \frac{6400}{\sqrt{F_y}} \quad (F_y \text{ dalam Kg/cm}^2) \dots\dots (3.1.29)$$

$$\leq Cc = \frac{1987}{\sqrt{F_y}} \quad (F_y \text{ dalam Mpa}) \dots\dots (3.1.30)$$

Maka :

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{kl/r}{Cc} - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r}{Cc} \right)^3 \quad \dots\dots (3.1.31)$$

$$Fa = \frac{F_y}{FS} \left(1 - 0,5 \left(\frac{kl/r}{Cc} \right)^2 \right) \quad \dots\dots (3.1.32)$$

Tetapi jika : $\frac{kl}{r} > Cc$

$$Fa = \frac{12}{23} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{(kl/r)^2} \quad \dots\dots (3.1.33)$$

Dimana : F_a = tegangan ijin pada luas bruto dalam kondisi beban kerja (ksi)

kl/r = angka kelangsingan elemen desak

FS = faktor keamanan

3. Kontrol Beban

Sehingga setelah nilai F_a didapat dengan ketentuan-ketentuan di atas, maka diadakan kontrol terhadap beban yang terjadi dengan beban ijin.

$$T = F_a \cdot A \leq T_{\text{terjadi}} \quad \dots\dots (3.1.34)$$

3.1.6 Perencanaan Sambungan

Menurut AISC-1.2 tentang perencanaan tegangan kerja (*working stress*) dan AISC-2.1 tentang perencanaan plastis, konstruksi baja dibedakan atas tiga (3) kategori sesuai dengan jenis sambungan yang dipakai, antara lain :

1. Sambungan portal kaku, yang memiliki kontinuitas penuh sehingga sudut pertemuan antara batang-batang tidak berubah, yaitu pengekangan (*restrain*)

rotasi sekitar 90 % atau lebih dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut.

2. Sambungan kerangka sederhana (*simple framing*), dimana pengekangan rotasinya di ujung-ujung batang dibuat sekecil mungkin. Suatu kerangka dapat dianggap sederhana jika sudut semula antara batang-batang yang berpotongan dapat berubah sampai 80% dari besarnya perubahan teoritis yang diperoleh dengan menggunakan sambungan sendi tanpa gesekan (*frictionless*).
3. Sambungan kerangka semi kaku, yang pengekangan rotasinya berkisar antara 20 dan 90 % dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut. Alternatifnya kita dapat menganggap momen yang disalurkan pada sambungan kerangka semi kaku tidak sama dengan nol (atau kecil sekali) seperti pada sambungan kerangka sederhana, dan juga tidak memberikan kontinuitas momen penuh seperti anggapan yang dipakai pada analisis portal kaku.

Langkah-langkah perencanaan sambungan baut :

1. Menghitung Kekuatan 1 Baut

$$P_{tumpu} = t_p \cdot D_{baut} \cdot 1,2 \cdot F_u \cdot n \quad \dots \dots \dots (3.1.35)$$

$$P_{geser} = A_{baut} \cdot F_v \cdot m = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{baut}^2 \cdot F_v \cdot m \quad \dots \dots \dots (3.1.36)$$

Dimana : F_u = Kekuatan tarik pelat (Ksi)

F_v = Tegangan geser ijin (Ksi)

n = jumlah bidang tumpu

m = jumlah bidang geser

t_p = tebal pelat sambung (in)

2. Menghitung Jumlah Baut

$$n = \frac{P_{yang\ terjadi}}{P_{1\ baut}} \quad \dots \dots \dots (3.1.37)$$

2.1 Perencanaan Pelat Lantai

Langkah-langkah perencanaan pelat lantai :

1. Menentukan tebal minimum pelat (h)

Menurut SK SNI T-15-1991-03, rumus pendekatan tebal pelat (h) :

$$h \geq \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{35 + 9\beta} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h \leq \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36} \dots\dots\dots (3.2.2)$$

Dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari :

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

Dimana : h = tebal pelat (mm)

Ln = panjang bentang bersih pelat (mm)

β = rasio panjang terhadap lebar bentang pelat

α_m = rasio kekakuan balok terhadap pelat

2. Menentukan momen lentur yang terjadi

Perencanaan dan analisis pelat dua arah untuk beban gravitasi dilakukan dengan menggunakan metode koefisien momen. Besar momen lentur dalam arah bentang panjang :

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{tx} \dots\dots\dots (3.2.3)$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{lx} \dots\dots\dots (3.2.4)$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{ly} \dots\dots\dots (3.2.5)$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot q_u \cdot l_x^2 \cdot L_{xy} \dots\dots\dots (3.2.6)$$

Dimana : q_u = beban merata

L_x = panjang bentang pendek

X_{tx} = koefisien momen tumpuan arah x

X_{lx} = koefisien momen lapangan arah x

X_{ty} = koefisien momen tumpuan arah y

X_{ly} = koefisien momen lapangan arah y

Nilai koefisien momen (X) diambil dari tabel 13.3.1 dan 13.3.2 PBBI 1971.

3. Menentukan Tinggi Manfaat (d) arah x dan y

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (3.2.7)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (3.2.8)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (3.2.9)$$

dimana : ρ_b = rasio tulangan terhadap luas beton efektif dlm keadaan seimbang

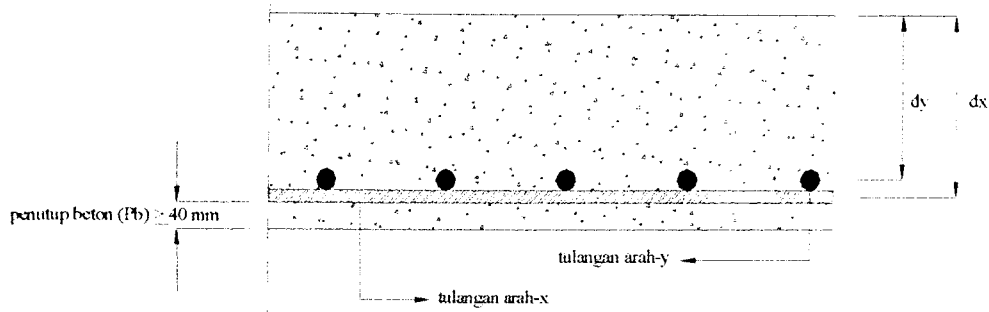
ρ_{maks} = rasio tulangan maksimum

ρ_{min} = rasio tulangan yang dipakai dalam perencanaan

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 besar.

$$d_x = h - P_b - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul,x} \dots\dots\dots (3.2.10)$$

$$d_y = h - P_b - \phi_{tul,x} - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul,y} \dots\dots\dots (3.2.11)$$



Gambar 3.1 Tinggi Manfaat Beton

4. Menentukan Luas Tulangan (As) arah x dan y

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b \cdot d^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.12)$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \quad \dots \dots \dots (3.2.13)$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \quad \dots \dots \dots (3.2.14)$$

- Jika $\rho_{ada} > \rho_{maks}$ → tebal minimum (h) harus diperbesar
- Jika $\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{maks}$ → dipakai nilai : $\rho_{pakai} = \rho_{ada}$
- Jika $\rho_{ada} < \rho_{maks}$, dan juga $< \rho_{min}$, maka :
 1. $1,33 \cdot \rho_{ada} > \rho_{min}$ → dipakai nilai : $\rho_{perlu} = \rho_{min}$
 2. $0,002 \leq 1,33 \cdot \rho_{ada} < \rho_{min}$ → dipakai nilai : $\rho_{perlu} = 1,33 \cdot \rho_{ada}$
 3. $1,33 \cdot \rho_{ada} < \rho_{min}$

Setelah didapatkan nilai ρ_{perlu} , maka :

$$As_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \geq 0,002 \cdot b \cdot h \quad \dots \dots \dots (3.2.15)$$

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

$$\text{Jarak antar tulangan : } s \leq \frac{A_1 \cdot b}{As_{perlu}} \quad \dots \dots \dots (3.2.16)$$

$$s \leq 2h \quad \dots \dots \dots (3.2.17)$$

$$s \leq 250 \text{ mm} \quad \dots \dots \dots (3.2.18)$$

Diambil nilai jarak antar tulangan (s) yang terkecil, sehingga didapatkan nilai $A_{s_{ada}}$:

$$A_{s_{ada}} = \frac{A_1 \cdot b}{s} \dots\dots\dots (3.2.20)$$

5. Kontrol kapasitas lentur pelat yang terjadi

Tinggi blok tekan beton :

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (3.2.21)$$

Kapasitas lentur nominal pelat :

$$M_n = A_{s_{ada}} \cdot F_y \cdot (d - a/2) \geq \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (3.2.22)$$

2.2 PERENCANAAN BALOK

Pada perencanaan ini digunakan metode kekuatan batas (ultimit) dimana beban kerja dikalikan suatu beban yang disebut beban terfaktor. Kekuatan pada saat runtuh disebut kuat batas dan beban yang bekerja saat runtuh disebut beban ultimit. Kuat rencana penampang didapat dari perkalian kuat nominal/teoritis dengan faktor kapasitas.

Langkah-langkah perencanaan balok adalah sebagai berikut :

1. Menentukan mutu beton dan baja tulangan

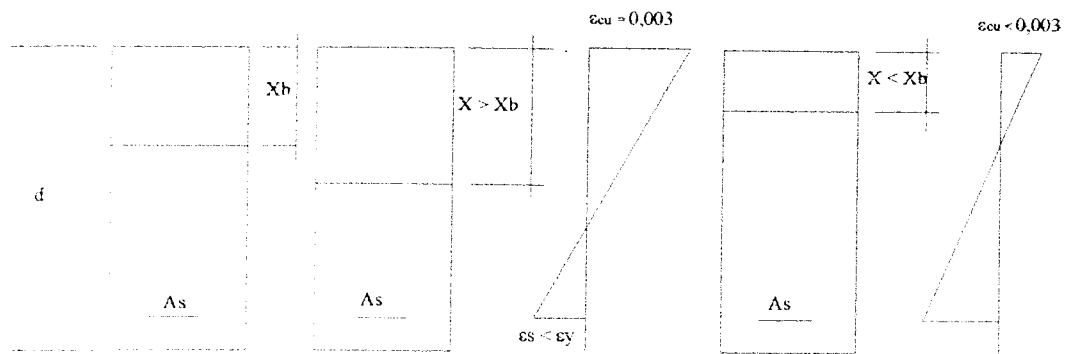
- Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan Mpa
- Kuat desak rencana beton (f'_c) : dalam satuan Mpa

$$f'_c \leq 30 \text{ Mpa} \longrightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$f'_c > 30 \text{ Mpa} \longrightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) \geq 0,65$$

2. Menentukan nilai rasio tulangan (ρ)

Dalam menentukan nilai ρ dalam keadaan regangan seimbang, yaitu pada saat regangan beton mencapai maksimum $\epsilon'_{cu} = 0,003$ bersamaan dengan regangan baja mencapai leleh $\epsilon_s = \epsilon_y = f_y/E_s$.



Gambar 3.3 Diagram Regangan Beton dalam Keadaan Seimbang

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \quad (3.3.10)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.3.11)$$

dalam perencanaan dipakai nilai ρ : $\rho_{pakai} = 0,5 \cdot \rho_{maks}$ (3.3.12)

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.3.13)$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot (1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m) \quad (3.3.14)$$

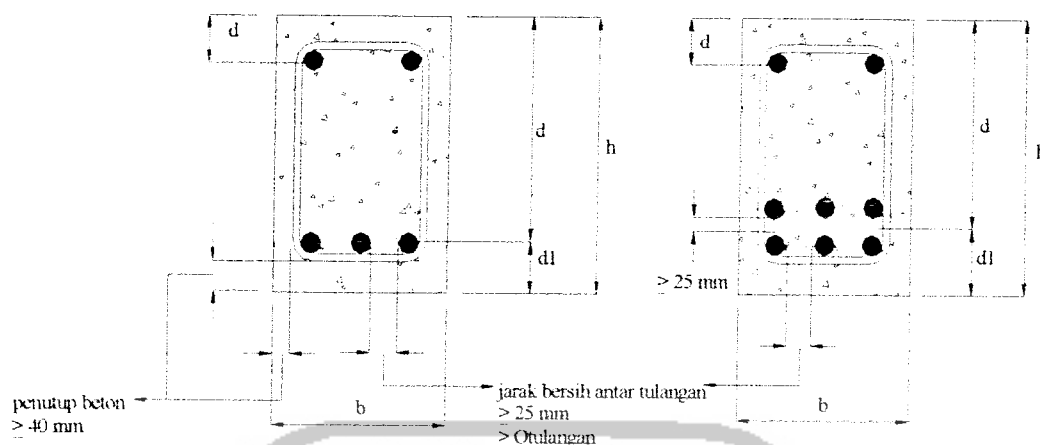
$$b \cdot d^2 = \frac{M_u \cdot \theta}{R_n}$$

karena nilai $\frac{M_u \cdot \theta}{R_n}$ diketahui, maka d_{perlu} dan b penampang beton dapat dicari dengan

cara coba-coba (*trial and error*). Untuk mendapatkan nilai d_{perlu} dan b penampang beton yang proporsional digunakan perbandingan $b/d_{perlu} = 1,2 - 3,0$.

Pada beton tulangan sebelah digunakan nilai d_1 :

- $d_1 = 50 - 70$ mm \longrightarrow untuk tulangan tarik 1 lapis
- $d_1 = 71 - 100$ mm \longrightarrow untuk tulangan tarik 2 lapis



Gambar 3.4 Tulangan Tarik Satu Lapis dan Dua Lapis

dimana :

d = tinggi efektif penampang, diukur dari serat atas ke pusat tul. tarik
(mm)

d_c = tebal selimut beton, diukur dari serat bawah ke pusat tul. tarik
(mm)

M_u = momen lentur ultimit akibat beban luar (Nmm)

Φ = faktor reduksi kekuatan, diambil nilai 0,80 (lentur tanpa aksial)

h = tinggi total penampang beton (mm)

Setelah nilai d_{perlu} didapat, maka :

$$H = d_{ada} + d_c \quad \dots \dots \dots (3.3.15)$$

Nilai d_c seperti diatas, tergantung dari banyaknya tulangan tarik yang digunakan.

Jika nilai d_{ada} lebih besar ($>$) d_{perlu} , maka digunakan tulangan sebelah.

Jika nilai d_{ada} lebih kecil ($<$) d_{perlu} , maka digunakan tulangan rangkap.

3.3.1 Perencanaan Balok Penampang Persegi Menahan lentur Tulangan Sebelah

Balok lentur tulangan sebelah direncanakan, jika nilai d_{ada} lebih besar ($>$) d_{perlu} .

Langkah-langkah perencanaan sebagai berikut ini :

1. Menentukan ρ_{ada} dan Rn_{ada}

$$Rn_{ada} = \frac{Mu/\phi}{b \cdot d_{ada}^2} \dots\dots\dots(3.3.16)$$

$$\rho_{ada} = \frac{Rn_{ada}}{Rn} \cdot \rho \dots\dots\dots(3.3.17)$$

2. Menentukan Luas tulangan (As)

$$As = \rho_{ada} \cdot b \cdot d_{ada} \dots\dots\dots(3.3.18)$$

$$n = \frac{As}{A_1} \dots\dots\dots(3.3.19)$$

$$As_{ada} = n \cdot A_1 > As \dots\dots\dots(3.3.20)$$

Dimana:

As = Luas tulangan tarik longitudinal (mm²)

n = jumlah tulangan yang dipakai (buah)

As_{ada} = Luas tulangan tarik longitudinal yang ada (mm²)

A₁ = Luas tampang 1 buah tulangan (mm²)

ρ_{ada} = rasio tulangan berdasarkan perhitungan luas penampang beton

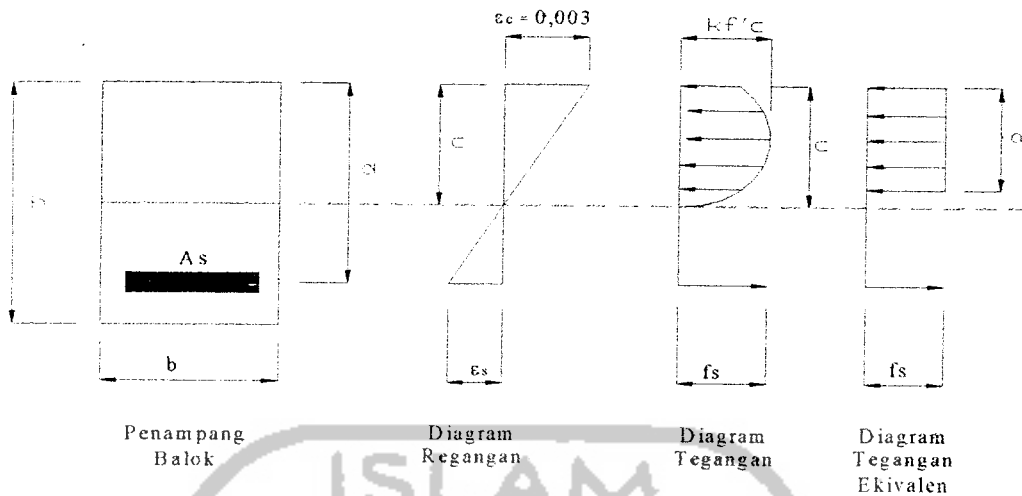
3. Kontrol kapasitas lentur yang terjadi

Tinggi blok tekan beton :

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots(3.3.21)$$

Kapasitas lentur nominal pelat :

$$Mn = As \cdot f_y \cdot (d - a/2) > Mu/\phi \dots\dots\dots(3.3.22)$$



Gambar 3.5 Diagram Tegangan-Regangan Beton Tulangan Sebelah

3.3.2 Perencanaan Balok Penampang Persegi Menahan Lentur Tulangan Rangkap

Balok lentur tulangan rangkap direncanakan, jika nilai $d_{ada} < d_{perlu}$. Langkah--langkah perencanaan sebagai berikut :

1. Menentukan As_1 dan Mn_1

$$As_1 = \rho_1 \cdot b \cdot d_{ada} \dots\dots\dots (3.3.23)$$

$$a = \frac{As_1 \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.3.24)$$

$$Mn_1 = As_1 \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) < \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots (3.3.25)$$

2. Menentukan Mn_2

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

$$Mn_2 = \frac{Mu}{\phi} - Mn_1 \dots\dots\dots (3.3.26)$$

Dimana : Mn_1 = kuat momen pas. kopel gaya beton tekan dan tul. baja tarik (Nmm)

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

3. Menentukan $As' = As_2$ dan As

$$f_s' = 600 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right\} \dots\dots\dots (3.3.27)$$

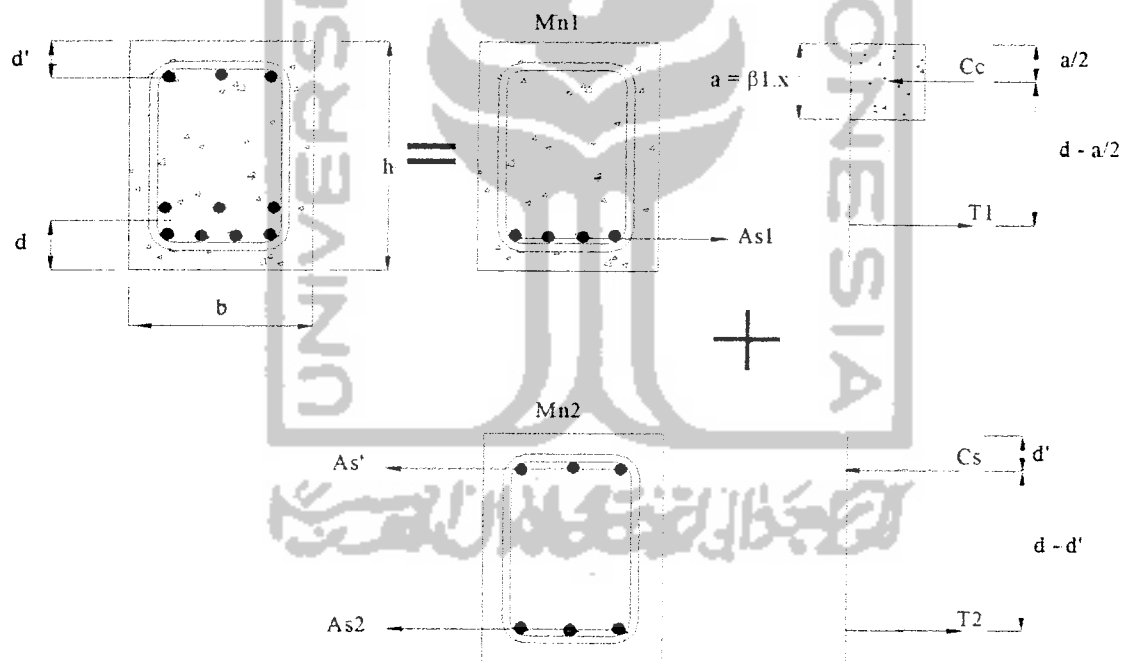
jika $f_s' \geq f_y$, maka baja desak sudah leleh, sehingga dipakai : $f_s' = f_y$

jika $f_s' < f_y$, maka baja desak belum leleh, sehingga dipakai : $f_s' = f_s'$

$$As' = \frac{Mn_2}{f_s' \cdot (d - d')} \dots\dots\dots (3.3.28)$$

$$n = \frac{As'}{A_1}$$

$$As = As_1 + As' , \quad As' = As_2 \dots\dots\dots (3.3.29)$$



Gambar 3.6 Distribusi Tulangan Rangkap Tarik

Dimana : ρ_1 = rasio tulangan yang dipakai dalam perencanaan

As_1 = luas penampang tulangan baja tarik (mm^2)

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

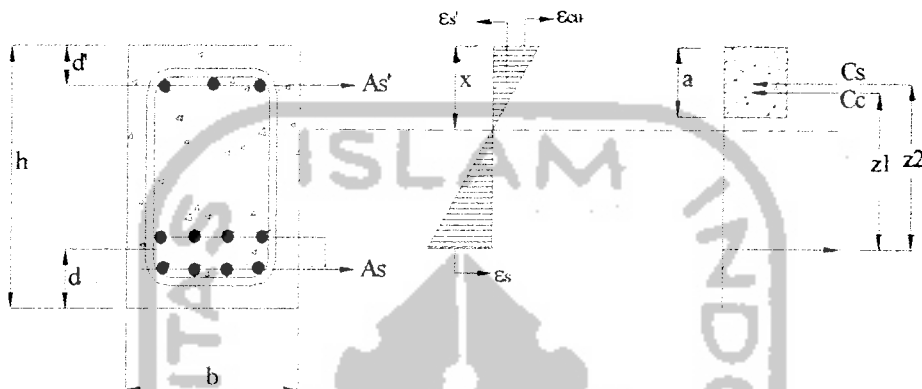
As = luas penampang tulangan baja tarik total (mm^2)

As' = luas penampang tulangan baja tekan (mm^2)

4. Kontrol Kapasitas Lentur yang Terjadi

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d_{ada}} \dots\dots\dots (3.3.30)$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \cdot d_{ada}} \dots\dots\dots (3.3.31)$$



Gambar 3.7 Diagram Tegangan-Regangan Beton Tulangan Rangkap

- Baja desak belum leleh

$$(\rho - \rho') < \left[\frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{fy} \right] \left[\frac{600}{600 - fy} \right] \dots\dots\dots (3.3.32)$$

—————> Baja desak belum leleh, sehingga : $fs' = fs'$

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

$$a = \frac{As \cdot fy - As' \cdot fy'}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.3.33)$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

$$= (As \cdot fy - As' \cdot fs') \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + (As' \cdot fs') \cdot (d - d') \dots\dots\dots (3.3.34)$$

- Baja desak telah leleh

$$(\rho - \rho') \geq \left\{ \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{fy} \right\} \left[\frac{600}{600 - fy} \right] \dots\dots\dots (3.3.35)$$

—————→ baja desak telah leleh, selingga : $f_s = f_y$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.3.36)$$

$$M_n = Mn_1 + Mn_2$$

$$= (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) + (A_s' \cdot f_y) \cdot (d - d')$$

..... (3.3.37)

dimana : d' = tebal selimut beton, diukur dari serat atas ke pusat tul. tekan (mm)

f_s' = tegangan tulangan baja tekan yang terjadi (Mpa)

3.3.3 Perencanaan Geser Balok

Langkah-langkah perencanaan tulangan geser pada balok, sebagai berikut :

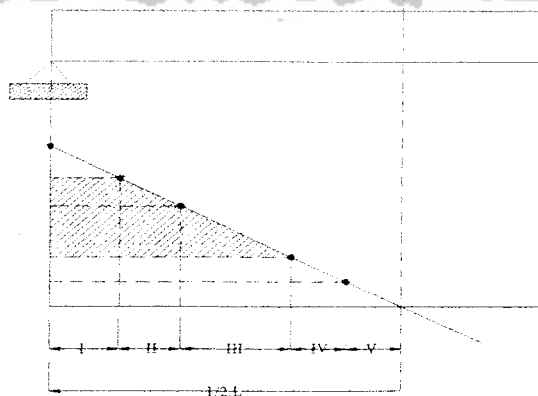
1. Menentukan tegangan geser beton (V_c)

Tegangan geser beton biasa dinyatakan dalam fungsi dari $\sqrt{f'c}$ dan kapasitas beton dalam menerima geser menurut SK SNI T-15-1991-03 adalah sebesar :

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'c} \right) \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.3.38)$$

Sedangkan kekuatan minimal tulangan geser vertikal menahan geser, dinyatakan dalam :

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.3.39)$$



Gambar 3.8 Diagram Gaya Geser Balok

2. Menentukan jarak sengkang

Berdasarkan kriteria jarak sengkang pada SK SNI T-15-1991-03, adalah sebagai berikut :

$$1. \text{ Bila } V_u \leq 0,5 \phi V_c \quad \dots\dots\dots (3.3.40)$$

Tidak perlu tulangan geser

$$2. \text{ Bila } 0,5V_c < \frac{V_u}{\phi} \leq V_c \quad \dots\dots\dots(3.3.41)$$

Perlu tulangan geser kecuali untuk struktur sebagai berikut : struktur pelat (lantai, atap, pondasi), balok $h \leq 25 \text{ cm}$, atau $h \leq 2,5h_f$

Tulangan geser dengan jarak :

$$s \leq \frac{3A_v \cdot f_y \cdot d}{b} \quad \dots\dots\dots (3.3.42)$$

$$\leq d/2 \quad \dots\dots\dots (3.3.43)$$

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

$$3. \text{ Bila } V_c < \frac{V_u}{\phi} \leq (V_c + V_{s_{\min}}) \quad \dots\dots\dots(3.3.44)$$

Maka perlu tulangan geser, dengan jarak sengkang:

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

$$\leq d/2$$

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

$$4. \text{ Bila } (V_c + V_{s_{\min}}) < \frac{V_u}{\phi} \leq 3 \cdot V_c \quad \dots\dots\dots(3.3.45)$$

Maka perlu tulangan geser, dengan jarak sengkang:

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right)} \quad \dots\dots\dots(3.3.46)$$

$$\leq d/2$$

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

5. Bila $3.V_c < V_u/\phi \leq 5.V_c$ (3.3.47)

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

$$\leq d/2$$

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

3. Menentukan kekuatan tulangan geser vertikal (V_s)

Setelah jarak sengkang (s) diketahui, maka nilai V_s dapat dicari :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots(3.3.48)$$

4. Kontrol gaya geser

Bila gaya geser terfaktor : $V_u > \phi \cdot V_c$

Maka kelebihan gaya geser tersebut adalah $V_u - \phi \cdot V_c$, ditahan oleh tulangan geser :

$$V_s = V_u - \phi \cdot V_c \dots\dots\dots(3.3.49)$$

Dimana: V_s = kuat geser nominal tulangan geser (N)

$V_{s_{min}}$ = kuat geser nominal tulangan geser nominal (N)

V_c = tegangan ijin geser beton (Mpa)

V_u = gaya geser terfaktor akibat beban luar (N)

ϕ = faktor reduksi kekuatan, diambil nilai 0,60 (geser dan torsi)

A_v = luas penampang tulangan geser (mm)

3.3.4 Perencanaan Geser dan Torsi Balok

Langkah-langkah perencanaan geser dan torsi balok adalah sebagai berikut :

1. Identifikasi jenis torsi

- Untuk struktur statis tertentu : torsi keseimbangan

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{20} \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right) \dots\dots\dots(3.3.50)$$

- Untuk struktur statis tak tentu : torsi komabilitas

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{9} \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right) \dots\dots\dots(3.3.51)$$

2. Menentukan kuat momen torsi nominal (Tn)

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

$$T_n = T_c + T_s \dots\dots\dots(3.3.52)$$

- Bila puntir murni :

$$T_c = \left(\frac{1}{15} \sqrt{f'c} \right) \sum x^2 \cdot y \dots\dots\dots(3.3.53)$$

- Bila puntir murni + Geser :

$$T_c = \frac{\left(\frac{1}{15} \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right)^2}} \dots\dots\dots(3.3.54)$$

$$C_t = \frac{b \cdot w \cdot d}{\sum x^2 \cdot y} \dots\dots\dots(3.3.55)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot w \cdot d}{\sqrt{1 + \left(2,5 \cdot C_t \cdot \frac{T_u}{V_u} \right)^2}} \right) \dots\dots\dots(3.3.56)$$

- Bila puntir murni + Geser + Gaya Aksial :

$$T_c = \frac{\left(\frac{1}{15}\sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y\right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4Vu}{Ct \cdot Tu}\right)^2}} \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{Nu}{Ag}\right) \dots \dots \dots (3.3.57)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6}\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d}{\sqrt{1 + \left(2,5 \cdot \frac{Ct \cdot Tu}{Vu}\right)^2}}\right) \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{Nu}{Ag}\right) \dots \dots \dots (3.3.58)$$

Kontrol torsi yang terjadi :

1. Jika $\frac{T_u}{\phi} \leq T_c$ \longrightarrow torsi diabaikan
2. Jika $\frac{T_u}{\phi} > T_c$ \longrightarrow Perlu tulangan torsi
 - Untuk torsi keseimbangan : $T_s = \frac{T_u}{\phi} - T_c \dots \dots (3.3.59)$
 - Untuk torsi kompatibilitas :

$$T_s = 1/9 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \cdot \frac{1}{3} - T_c \dots \dots (3.3.60)$$
3. Jika $\frac{T_u}{\phi} > T_c$ \longrightarrow Tampang diperbesar

dimana : 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 (N)

A_g = luas tampang beton (mm²)

3. Menghitung perbandingan luas tulangan torsi dan jarak sengkang

$$\frac{At}{s} = \frac{T_s}{at \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y} \dots\dots\dots (3.3.61)$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{y_1}{x_1} \right) \leq 1,5 \dots\dots\dots (3.3.62)$$

4. Menentukan tulangan geser + torsi

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (3.3.63)$$

Perbandingan antara luas tulangan geser dan jarak :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} \dots\dots\dots (3.3.64)$$

Luas total sengkang (tulangan torsi + geser) :

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{2 \cdot A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \geq \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \dots\dots\dots (3.3.65)$$

5. Menentukan tulangan torsi memanjang

$$A_{l_1} = 2 \cdot A_t \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \text{ atau ;} \dots\dots\dots (3.3.66)$$

$$A_{l_1} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right) - 2 \cdot 2t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \dots\dots\dots (3.3.67)$$

Nilai A_{l_1} diambil yang terbesar, tetapi nilai A_{l_1} tidak boleh lebih dari :

$$A_{l_2} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right) - \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \dots\dots\dots (3.3.68)$$

dimana : A_v = luas sengkang menahan geser (mm^2)

A_{l_1} = luas sengkang menahan torsi (mm^2)

A_{l_2} = luas tulangan memanjang tambahan pada torsi (mm^2)

6. Kriteria tulangan geser dan torsi

- a. Jarak tulangan sengkang : $s \leq \frac{x_1 + y_1}{4} \leq 300 \text{ mm}$ (3.3.69)
- b. Tulangan memanjang disebar merata ke semua sisi dengan jarak tulangan memanjang $\leq 300 \text{ mm}$
- c. ϕ tulangan memanjang $\geq 12 \text{ mm}$
- d. f_y tulangan torsi $\leq 400 \text{ Mpa}$
- e. Tulangan torsi harus ada paling tidak sejauh $(b+d)$ dari titik ujung teoritis torsi yang diperlukan.

3.4 PERENCANAAN KOLOM

Sebagai bagian dari kerangka bangunan, kolom menempati posisi penting. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada runtuhnya komponen struktur lain yang berhubungan dengannya, atau bahkan merupakan batas runtuhnya struktur bangunan. Pada umumnya kegagalan/keruntuhan kolom tidak diwakili dengan suatu gejala, melainkan bersifat mendadak. Sehingga dalam perencanaan kolom harus diperhitungkan lebih cermat dengan memberi cadangan kekuatan lebih tinggi dari komponen struktur yang lain.

3.4.1 Perencanaan kolom pendek

Perencanaan kolom pendek diawali dengan penentuan dimensi kolom, secara lengkap perencanaan kolom pendek adalah sebagai berikut :

1. Menentukan properties penampang kolom
 - Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan Mpa
 - Kuat desak beton rencana (f_c) : dalam satuan Mpa
 - Panjang (h) dan (l) lebar (b) kolom disesuaikan dengan bentuk konfigurasi struktur gedung.

2. Menghitung kapasitas kolom pendek

Perencanaan kolom pada hakekatnya menentukan dimensi atau bentuk penampang dan baja tulangan yang diperlukan, termasuk jenis pengikat sengkang atau sengkang spiral. Karena rasio tulangan $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$, maka persamaan kuat desak aksial digunakan untuk perencanaan.

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (3.4.1)$$

- Untuk sengkang biasa

$$\phi P_n = 0,8 \cdot \phi P_o = 0,8 \cdot \phi (0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \quad \dots\dots\dots (3.4.2)$$

Karena $P_u \leq \phi P_n$, maka untuk kolom diperoleh $A_{g\text{perlu}}$:

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f_c \cdot (1 - \rho_g) + f_y \cdot \rho_g)} \quad \dots\dots\dots (3.4.3)$$

- Untuk sengkang spiral

$$\phi P_n = 0,85 \cdot \phi P_o = 0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \quad \dots\dots\dots (3.4.4)$$

Karena $P_u \leq \phi P_n$, maka untuk kolom diperoleh $A_{g\text{perlu}}$:

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f_c \cdot (1 - \rho_g) + f_y \cdot \rho_g)} \quad \dots\dots\dots (3.4.5)$$

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

$$A_g = b \cdot h = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad \dots\dots\dots (3.4.6)$$

$$A_{st} = n\% \cdot A_g = A_s + A_{s'} \quad \dots\dots\dots (3.4.7)$$

$$A_{s'} = A_s = \frac{A_{st}}{2} \quad \dots\dots\dots (3.4.8)$$

$$P_o = 0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (3.4.9)$$

$$P_{no} = 0,8 \cdot P_o \quad ; \text{ untuk sengkang biasa} \quad \dots\dots\dots (3.4.10)$$

$$P_{no} = 0,85 \cdot P_o \quad ; \text{ untuk sengkang spiral} \quad \dots\dots\dots (3.4.11)$$

Dimana : P_o = kuat desak aksial nominal pada eksentrisitas nol (N)

P_u = gaya desak aksial terfaktor pada eksentrisitas tertentu (N)

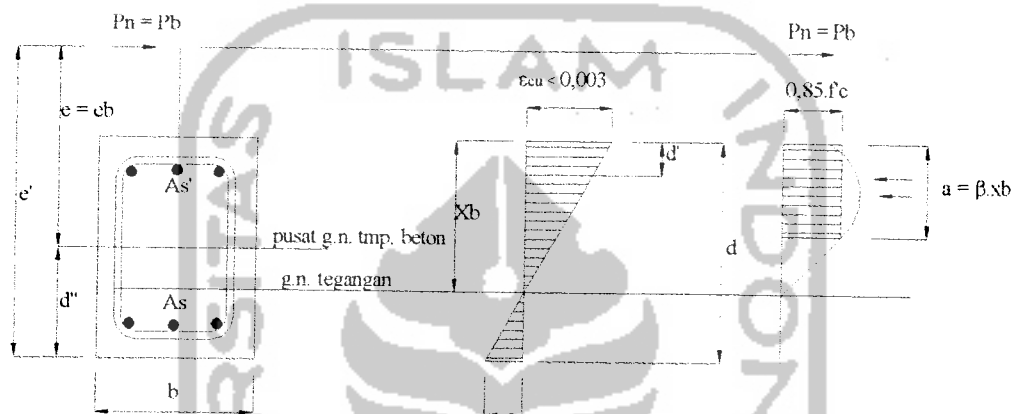
P_n = kuat desak aksial pada eksentrisitas tertentu (N)

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

$A_{s'}$ = luas tulangan tekan pada kolom (mm^2)

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

2. Kapasitas kolom dengan beban eksentris



Gambar 3.9 Diagram Tegangan-Regangan Kolom

$$f's = E_s \cdot \epsilon' = E_s \cdot \frac{0,003(\tilde{c} - d')}{c} \leq f_y \quad \dots\dots\dots(3.4.12)$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003(d - c)}{c} \leq f_y \quad \dots\dots\dots(3.4.13)$$

$$C_c = 0,85f'c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.4.14)$$

$$C_s = A's \cdot f's \quad \dots\dots\dots(3.4.15)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots(3.4.16)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 0,85f'c \cdot b \cdot a + A's \cdot f's - A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots(3.4.17)$$

$$M_n = C_c \cdot (y' - a/2) + C_s \cdot (y' - d') + T_s \cdot (d - y')$$

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$= 0,85f'c \cdot b \cdot a \left(y' - \frac{a}{2} \right) + A's \cdot f's (y' - d') + A_s \cdot f_s (d - y') \dots\dots\dots(3.4.18)$$

$$e = \frac{M_n}{P_n}$$

Syarat kegagalan :

- a. Runtuh dalam keadaan seimbang, apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga balok yang tertekan.

Syarat : $c = c_b$; $P_n = P_{nb}$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad \dots \dots \dots (3.4.19)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b \quad \dots \dots \dots (3.4.20)$$

$$f'_s = 600 \cdot \frac{(c_b - d')}{c_b} \leq f_y; \text{ bila } f'_s > f_y, \text{ maka } f'_s = f_y \quad \dots \dots \dots (3.4.21)$$

$$\text{bila } f'_s < f_y, \text{ maka } f'_s = f'_s \quad \dots \dots \dots (3.4.22)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \quad \dots \dots \dots (3.4.23)$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \dots \dots (3.4.24)$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad \dots \dots \dots (3.4.25)$$

- b. Runtuh dalam keadaan patah desak, apabila keruntuhan diawali dengan runtuhnya beton yang tertekan.

$M_n < M_{nb}$; $e < e_b$; $P_n > P_{nb}$; $c > c_b$

$$P_n = \frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18} \quad \dots \dots \dots (3.4.26)$$

$$M_n = P_n \cdot e \quad \dots \dots \dots (3.4.27)$$

- c. Runtuh dalam keadaan patah tarik, apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik.

$M_n < M_{nb}$; $e > e_b$; $P_n < P_{nb}$; $c < c_b$

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot d \cdot \left[\left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right) + \sqrt{\left(\left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot \rho \cdot \left(\frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right)} \right] \quad (3.4.28)$$

$$M_n = P_n \cdot e \quad \dots \dots \dots (3.4.29)$$

dimana : M_n = kapasitas lentur kolom (Nmm)

P_n = kuat desak aksial kolom (N)

e = eksentrisitas gaya pada kolom (mm)

f_s' = tegangan leleh baja tulangan yang terjadi (Mpa)

f_y = tegangan leleh baja (Mpa)

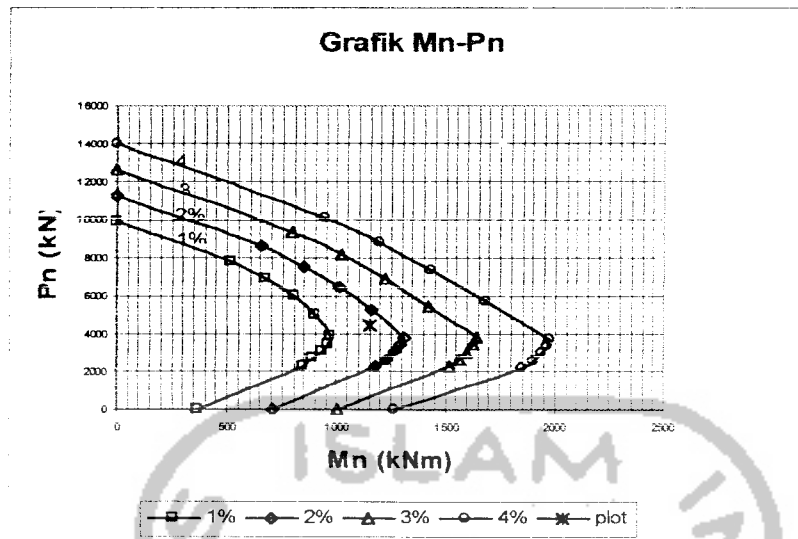
5. Pada saat $P_n = 0$; M_n dihitung dengan menghitung seperti balok bertulang sebelah

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \dots \dots \dots (3.4.30)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (3.4.31)$$

6. Gambar Diagram Momen Nominal (M_n) dan Gaya Desak Aksial Nominal (P_n) ($A_{st}=1\% \cdot A_g, A_{st}=2\% \cdot A_g, A_{st}=3\% \cdot A_g, A_{st}=4\% \cdot A_g, A_{st}=5\% \cdot A_g$)

Gambar dibawah adalah Diagram Interaksi Kolom, dimana kuat desak aksial diungkapkan sebagai ϕP_n pada sumbu tegak dan kuat momen diungkapkan sebagai $\phi P_n \cdot e$ pada sumbu datar. Diagram hanya berlaku untuk kolom yang dianalisa saja, dan dapat memberikan gambaran tentang susunan pasangan kombinasi beban aksial dan kuat momen. Untuk titik-titik yang berada disebelah dalam diagram akan memberikan pasangan beban dan momen ijin, akan tetapi dengan menggunakannya perencanaan kolom menjadi berlebihan (*overdesign*). Dan titik-titik yang diluar diagram akan memberikan pasangan beban dan momen yang menghasilkan penulangan yang kurang (*underdesigned*).



Gambar 3.10 Diagram Momen Nominal-Kuat Desak Aksial Nominal (Mn-Pn)

3.4.2 Kolom Langsing

Suatu kolom digolongkan langsing apabila dimensi atau ukuran penampang lintangnya kecil dibandingkan dengan tinggi bebasnya (tinggi yang tidak ditopang).

Tahap-tahap perencanaan kolom langsing adalah sebagai berikut :

1. Menentukan tingkat kelangsingan kolom

$$\text{Kelangsingan} = \frac{k \cdot l_u}{r} \quad \rightarrow \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \dots \dots \dots (3.4.33)$$

$$= 0,3 \cdot h \text{ (untuk kolom tampang persegi)}$$

$$= 0,25 \cdot d \text{ (untuk kolom tampang bulat)}$$

dimana : k = faktor panjang efektif

l_u = panjang bersih kolom (m)

r = radius girasi (mm)

I = inersia tampang (mm²)

A = luas tampang (mm²)

Nilai k ditentukan dengan memperhatikan kondisi kolom :

- Untuk kolom lepas

Kedua ujung sendi, tidak bergerak 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 portal

Sebagai langkah awal adalah menentukan nilai kekakuan relatif (ψ).

$$\psi = \frac{\sum (EI/l)_{kolom}}{\sum (EI/l)_{balok}} \dots\dots\dots (3.4.33)$$

Kemudian nilai ψ diplotkan ke dalam grafik nomogram atau grafik alignment, sehingga didapat nilai k.

Batasan-batasan kolom disebut langsing adalah :

$$\frac{k.l}{r} > 34-12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}, \text{ untuk rangka dengan pengaku lateral (tak bergoyang)}$$

$$> 22, \text{ untuk rangka/portal bergoyang}$$

dimana : M_{1b} dan M_{2b} adalah momen-momen ujung terfaktor pada kolom yang posisinya berlawanan ($M_{1b} \leq M_{2b}$)

2. Momen rencana

$$M_{rencana} = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \dots\dots\dots (3.4.34)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_c}} \geq 1,0 \dots\dots\dots (3.4.35)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \dots\dots\dots (3.4.36)$$

Untuk kondisi lain (tanpa pengaku), dan portal bergoyang $C_m = 1,0$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\phi \cdot \sum Pc}} \dots\dots\dots (3.4.37)$$

$$Pc = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(kl)^2} \quad (\text{rumus Euler}) \dots\dots\dots (3.4.38)$$

Dalam peraturan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 5.2, memberikan ketentuan untuk memperhitungkan EI :

$$EI = \frac{\frac{1}{5}(E_c \cdot I_g) + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots (3.4.39)$$

Bila $A_{sst} \leq 3 \% A_g$, maka :

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5 \cdot (1 + \beta_d)} \dots\dots\dots (3.4.40)$$

Dimana :

δ_b = pembesaran momen dengan pengaku pada pembebanan tetap

δ_s = pembesaran momen tanpa pengaku pada pembebanan sementara

M_{2b} = Momen terfaktor terbesar pada ujung komponen tekan akibat pembebanan tetap

M_{2s} = momen terfaktor terbesar di sepanjang komponen struktur tekan akibat pembebanan sementara

P_u = beban aksial kolom akibat gaya luar

$\Phi = 0,65$ = faktor reduksi

P_c = beban tekuk

E_c = modulus elastis beton

E_s = modulus elastis baja tulangan

I_g = momen inersia beton kotor (penulangan diabaikan)

I_{se} = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang komponen struktur

$$\beta_t = \frac{\text{momen. akibat. beban. mati} / \text{rencana}}{\text{momen. akibat. beban. total}} \dots\dots\dots (3.4.41)$$

3. Mencari Mn dan Pn

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \dots\dots\dots (3.4.42)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (3.4.43)$$

Dari nilai tersebut dimasukkan ke dalam diagram tegangan regangan kolom untuk mendapatkan luas tulangan rencana.

3.5 Pembebanan Portal

3.5.1 Beban mati

Beban mati yang bekerja pada balok lantai terdiri dari :

- Berat balok sendiri

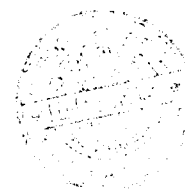
Pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG) menentukan hal-hal sebagai berikut :

- (1) Berat sendiri dari bahan-bahan bangunan penting dan dari beberapa komponen gedung yang harus ditinjau di dalam menentukan beban mati dari suatu gedung harus diambil menurut tabel 2.1 PPIUG 1983 (pasal 2.1 ayat 1 PPIUG 1983).

- (2) Faktor reduksi beban mati diambil 0,9 sesuai dengan PPIUG 1983 pasal 2.2.

- Komponen-komponen gedung lainnya

Beban mati komponen gedung di luar berat sendiri ditentukan dalam PPIUG 1983 tabel 2.13. Beban yang bekerja pada lantai dapat didistribusikan dengan metode amplop sebagai beban balok.



3.5.2 Beban Hidup

Dalam perencanaan ini beban hidup yang bekerja pada portal hanya terdapat pada lantai gedung. Hal ini disebabkan karena perencanaan atap menggunakan rangka baja. Pada PPIUG 1983 pasal 3.1 memuat ketentuan-ketentuan tentang beban hidup pada lantai.

- Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut tabel 3.1. Dalam beban hidup tersebut sudah termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan lantai ruang yang bersangkutan, dan juga dinding-dinding pemisah ringan dengan berat tidak lebih dari 100 kg/m^2 . Gedung digunakan sebagai ruang kuliah dan kantor dengan beban hidup sebesar 250 kg/m^2 .
- Lantai-lantai gedung yang diharapkan akan dipakai untuk berbagai tujuan, harus direncanakan terhadap beban hidup terberat yang mungkin terjadi.
- Faktor reduksi untuk beban hidup ditentukan oleh PPIUG 1983 Tabel 3.3

3.5.3 Distribusi beban hidup dan mati pada lantai

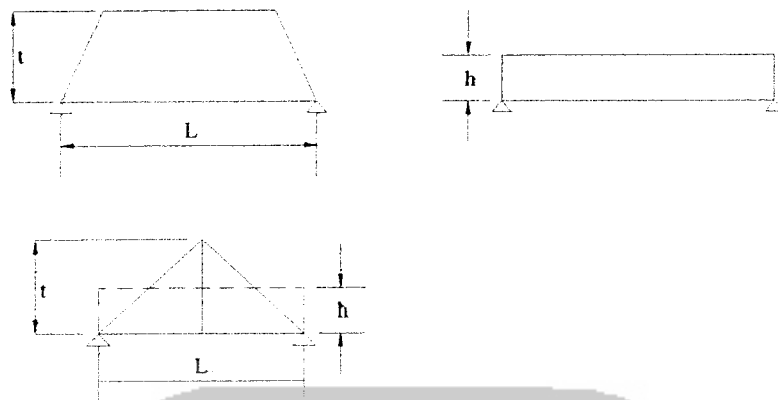
Pendistribusian beban yang ditransferkan ke balok menggunakan metode amplop sesuai dengan denah bangunan. Untuk memudahkan perhitungan maka beban segitiga dan trapesium pada metode amplop tersebut disederhanakan menjadi beban merata linier dengan rumus :

- Untuk beban trapesium amplop, menjadi :

$$h = t - \frac{4}{3} \cdot \frac{t^3}{L^2} \quad \dots\dots\dots(3.5.1)$$

- Untuk beban segitiga amplop, menjadi :

$$h = \frac{2}{3} \cdot t \quad \dots\dots\dots(3.5.2)$$



Gambar 3.11 Beban Distribusi Beban dari Pelat ke Balok

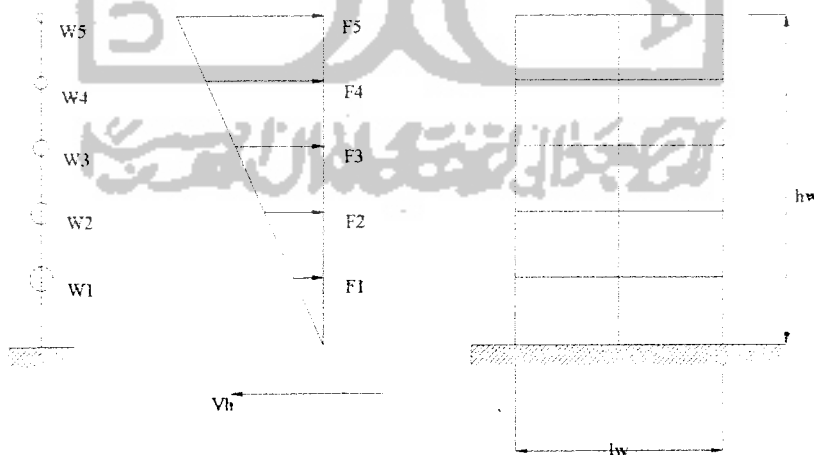
3.5.4 Beban Gempa Statik Ekuivalen

Besarnya gaya geser dasar horizontal akibat beban gempa menurut Pedoman Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, dinyatakan dalam :

$$V = C.K.W_t \cdot \bar{I} \quad \dots \dots \dots (3.5.3)$$

Gaya geser yang harus dibagi pada masing-masing lantai dapat dihitung dengan rumus :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} V \quad \dots \dots \dots (3.5.4)$$



Gambar 3.12 Distribusi Gaya Geser Gempa

Dimana : V = gaya geser dasar horizontal total akibat gempa (ton)

C = koefisien gempa dasar

- I = faktor kutamaan struktur
- K = faktor jenis sturuktur
- Wt = berat total bangunan (ton)
- H = tinggi bangunan (m)
- Fi = gaya geser tiap tingkat (ton)

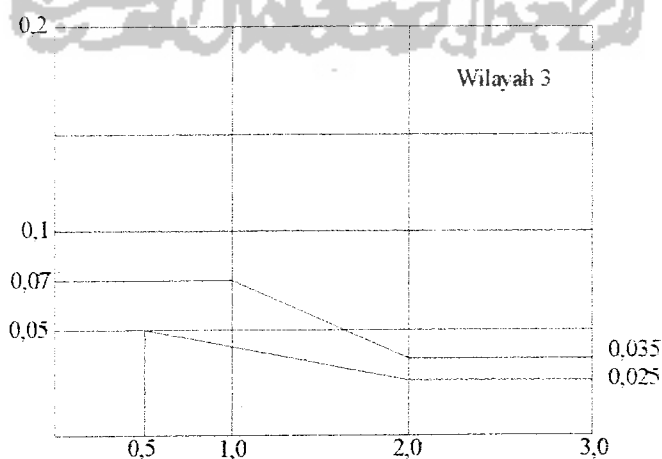
3.5.4.1 Waktu getar alami struktur (T)

Koefisien gempa dasar ditentukan degan wilayah gempa dimana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami struktur (T). Dalam SNI 1726-86, T untuk struktur portal beton ditentukan dengan rumus :

$$T = 0,006 \cdot H^{3/4}$$

3.5.4.2 Koefisien gempa dasar (C)

koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu menahan beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Koefisien gempa dasar (C) ini pada tiap-tiap wilayah gempa di Indonesia dibedakan pada dua kondisi tanah, yaitu tanah keras dan tanah lunak. Selain keadaan tanah, penentuan nilai koefisien gempa dasar (C), tergantung juga dari waktu getar alami struktur. Dalam perencanaan ulang ini bangunan berada pada wilayah tiga (3) daerah Yogyakarta, pada kondisi tanah keras.



Gambar 3.13 Respon Spektrum Wilayah Tiga (3) Indonesia

3.5.4.2 Faktor keutamaan gedung (I)

Tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa berbeda-beda tergantung fungsinya. Semakin penting penggunaan suatu gedung semakin besar harga I sehingga gedung yang mempunyai fungsi yang penting bila dilanda gempa besar atau sedang akan menghadapi bahaya kerusakan yang kecil. Dalam perencanaan ulang ini digunakan nilai $I = 1$.

3.5.4.3 Faktor jenis bangunan (K)

Faktor jenis bangunan (K) adalah faktor tipe struktur. Semakin kecil nilai faktor jenis bangunan (K) semakin rendah kekuatan batas yang diperlukan, dan semakin besar kemampuan gedung tersebut berperilaku daktail dalam kondisi inelastik. Dalam perencanaan ulang ini bangunan direncanakan dengan daktilitas tingkat III (penuh), dengan nilai $K=1$.

3.5.4.4 Berat total bangunan (Wt)

Berat total bangunan merupakan berat total dari massa struktur bangunan yang direncanakan ditambah beban hidup yang bekerja.

3.6 PERENCANAAN BALOK DAN KOLOM PORTAL

Dalam menganalisa suatu portal, tahap pertama yang dilakukan adalah perencanaan beban-beban yang bekerja, yaitu : beban mati, beban hidup.

3.6.1 Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Lentur

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

$$M_{u,b} = 1,2.M_{d,b} + 1,6.M_{L,b} \dots\dots\dots(3.6.1)$$

$$M_{u,b} = 1,05.(M_{D,b} + M_{L,bR} + M_{E,b}) \dots\dots\dots(3.6.2)$$

$$M_{u,b} = 0,9.M_{D,b} + M_{E,b} \dots\dots\dots(3.6.3)$$

Dimana :

$M_{D,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban mati tak terfaktor

$M_{L,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban hidup tak terfaktor

$M_{E,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban gempa tak terfaktor

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

$$Q = 30 \cdot \left\{ 1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right\} \% \quad \dots\dots\dots(3.6.4)$$

Dengan syarat apabila tulangan lentur balok portal telah direncanakan ($\rho - \rho'$) 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 :

$$M_{kap,b} = \phi_0 \cdot M_{nak,b} \quad \dots\dots\dots(3.6.5)$$

Dimana :

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

$M_{nak,b}$ = kapasitas lentur nominal balok dari luas tul. 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 menurut persamaan berikut :

$$V_{u,b} = 0,7 \cdot \left(\frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} \right) + 1,05 \cdot V_g \quad \dots\dots(3.6.6)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,07 \cdot \left(V_{B,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K} \cdot V_{E,b} \right) \quad \dots\dots(3.6.7)$$

Dimana :

M_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yng sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka loncat

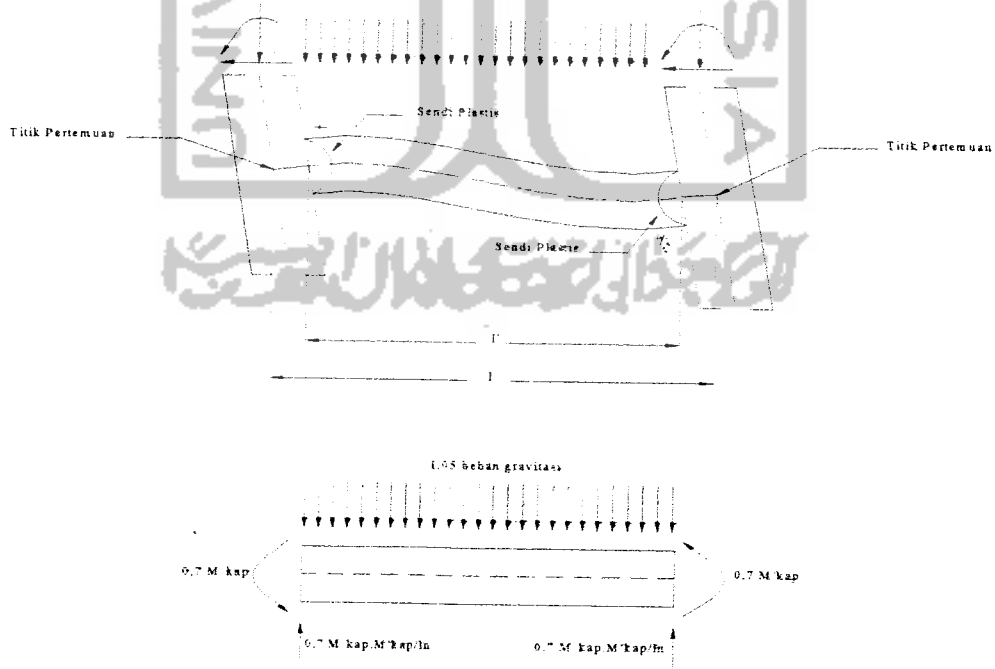
M'_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yng sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka loncat yang lain.

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

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

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

l_n = bentang bersih balok.



Gambar 3.14 Balok Portal dengan Sendi Plastis pada Kedua Ujungnya

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 plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut, yaitu :

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \dots\dots\dots (3.6.8)$$

atau $M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \dots\dots\dots (3.6.9)$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih dari :

$$M_{u,b} = 1,05 \cdot \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} \cdot M_{Ek} \right) \dots\dots\dots (3.6.10)$$

Sehingga : $\sum M_{kap,ki} = M_{kap,ki} + M_{kap,ka} \dots\dots\dots (3.6.11)$

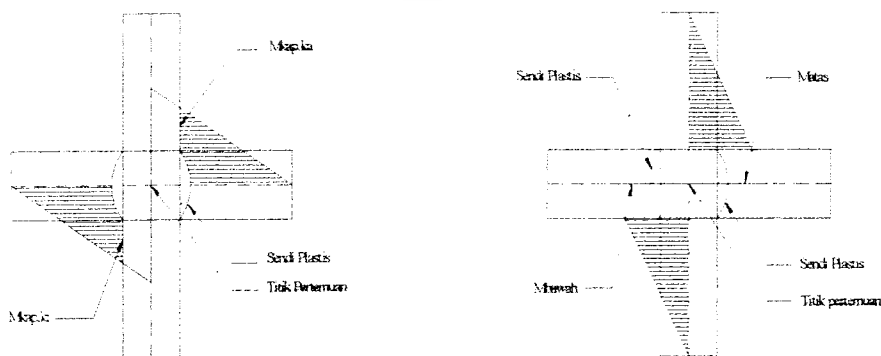
Dimana :

ω_d = faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil nilai $\omega_d = 1,3$, kecuali untuk kolom yang didesain terjadi sendi plastis .

α_k = faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan bawah.

$M_{kap,ki}$ = momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$ = momen kapasitaas balok di sebelah kanan bidang muka kolom



Gambar 3.15 Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis di Kedua Ujungnya

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

$$N_{u,k} = \frac{0,7.R_n \cdot \sum M_{kap,b}}{I_b} + 1,05.N_{g,k} \quad \dots\dots\dots (3.6.12)$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(N_{g,k} + \frac{4}{k} \cdot N_{E,k} \right) \quad \dots\dots\dots (3.6.13)$$

Dengan nilai R_n = faktor reduksi yang ditentukan sebesar :

$$\begin{aligned} 1,0 & \quad \text{untuk } 1 < n < 4 \\ 1,1 - 0,025n & \quad \text{untuk } 4 < n < 20 \\ 0,6 & \quad \text{untuk } n > 20 \end{aligned}$$

dimana : n = jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau

I_b = bentang balok dari as ke as kolom (m)

$N_{g,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi (KN)

$N_{E,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gempa (KN)

3.6.4 Perencanaan Kolom Portal terhadap Beban Geser

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

Untuk kolom lantai atas dan lantai dasar

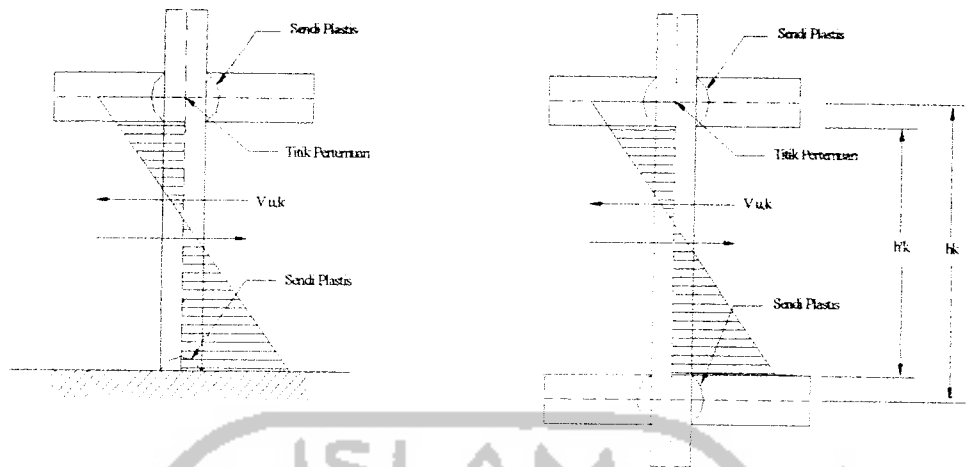
$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'_k} \quad \dots\dots\dots (3.6.14)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (V_{D,k} + V_{L,k} + 4/K + V_{E,k}) \quad \dots\dots\dots (3.6.15)$$

Kapasitas lentur sendi plastis kolom dapat dihitung :

$$M_{kap,k \text{ bawah}} = 0. M_{nak, k \text{ bawah}} \quad \dots\dots\dots (3.6.16)$$



Gambar 3.16 Kolom dengan $M_{u,k}$ berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis Balok

Dimana :

$M_{u,k}$ atas = momen rencana kolom ujung atas dihitung pada muka balok (KNm)

$M_{u,k}$ bawah = momen rencana kolom ujung bawah dihitung pada muka balok (KNm)

h_k = tinggi bersih kolom (m)

$V_{D,k}$ = gaya geser kolom akibat beban mati (KN)

V_{Lk} = gaya geser kolom akibat beban hidup (KN)

V_{Ek} = gaya geser kolom akibat beban gempa (KN)

$M_{kap, k}$ bawah = kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar (KN)

$M_{nak, k}$ bawah = kuat lentur nominal actual ujung dasar kolom lantai dasar (KN)

3.6.4 Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

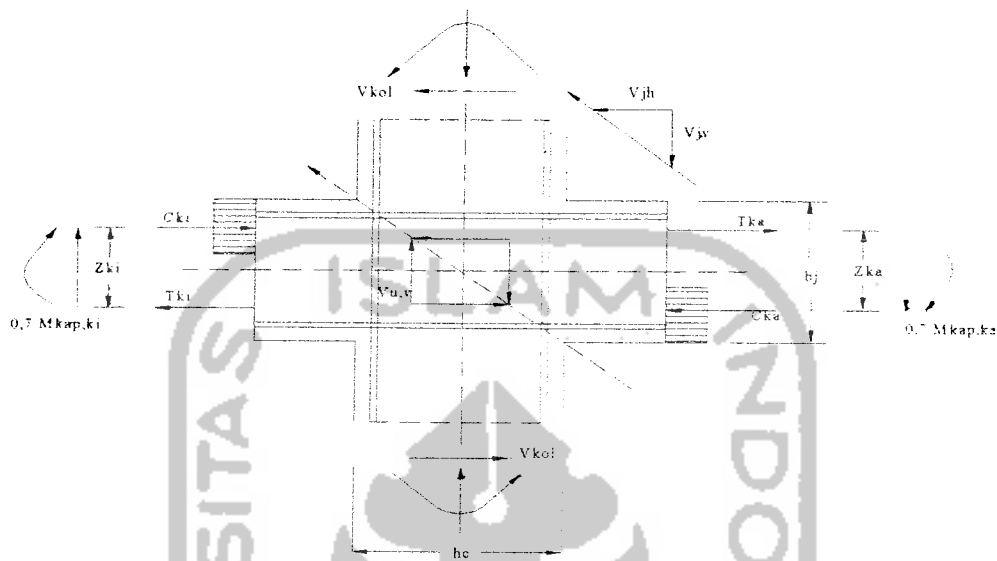
Gaya-gaya yang terjadi pada join rangka harus membentuk keseimbangan sebagai berikut :

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad \dots \dots \dots (3.6.17)$$

$$C_k = T_{ki} = 0,7 \cdot \left(\frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \right) \quad \dots \dots \dots (3.6.18)$$

$$T_k = C_{ka} = 0,7 \cdot \left(\frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \right) \quad \dots \dots \dots (3.6.19)$$

$$V_{kol} = \frac{0,7 \cdot \left(\frac{l_{ki}}{l'_{ka}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l'_{ka}} M_{kap,ka} \right)}{1/2(h_{ka} + h_{kb})} \dots\dots\dots(3.6.20)$$



Gambar 3.17 Panel Pertemuan Balok dan Kolom Portal

Tegangan geser horisontal nominal dalam joint adalah :

$$V_{jh \text{ aktual}} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} < 1,5 \sqrt{f'c} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots(3.6.21)$$

Dimana : \$b_j\$ = lebar efektif joint (mm)

\$h_c\$ = tinggi total penampang kolom dalam arah geser ditinjau (mm)

Gaya geser horisontal \$v_{jh}\$ ini ditahan oleh 2 mekanisme kuat geser inti :

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

Sehingga: $V_{sh} + V_{ch} = V_{jh} \dots\dots\dots(3.6.22)$

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

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

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f'c \cdot b_j \cdot h_j} \dots\dots\dots (3.6.23)$$

- 2) Balok diberi gaya prategang yang melewati join, maka:

$$V_{ch} = 0,7 \cdot P_{cs} \dots\dots\dots (3.6.24)$$

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

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

$$V_{ch} = 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 \cdot A_g \cdot f'c} \right) \dots\dots\dots (3.6.25)$$

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

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

$$V_{sh} = V_{jh} - \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f'c \cdot b_j \cdot h_j} \dots\dots\dots (3.6.26)$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis :

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 \cdot A_g \cdot f'c} \right) \dots\dots\dots (3.6.27)$$

Luas total efektif tulangan geser horisontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan di daerah tekan join efektif (b_j) tidak boleh kurang dari :

$$A_{jh} = \frac{V_{jg}}{f_y} \dots\dots\dots (3.6.28)$$

Geser join vertikal (V_{jv}) dapat dihitung dengan rumus :

$$V_{jv} = V_{jh} \cdot \frac{h_c}{b_j} \quad \dots\dots\dots (3.6.29)$$

Tulangan join geser vertikal didapat dari : $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$

$$\text{Menjadi : } V_{cv} = A_{sc}' \cdot \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f'c} \right) \quad \dots\dots\dots (3.6.30)$$

Dimana : A_{sc}' = luas tulangan longitudinal tekan (mm^2)

A_{sc} = luas tulangan longitudinal tarik (mm^2)

Sehingga luas tulangan join vertikal :

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \quad \dots\dots\dots (3.6.31)$$

3.7 PONDASI

Pada Gedung Kampus 3 Universitas Janabadra ini, perencanaan ulang pondasi ini menggunakan pondasi dangkal, yaitu pondasi telapak. Perencanaan pondasi meliputi perencanaan dimensi luas penampang tapak dan juga penulangannya.

3.7.1 Perencanaan Dimensi Penampang Pondasi

Langkah-langkah perencanaan pondasi sebagai berikut :

1. Menentukan data mutu beton, baja tulangan, ukuran kolom, data tanah.
 - Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan Mpa
 - Kuat desak rencana beton ($f'c$) : dalam satuan Mpa
 - Data-data tanah berupa nilai sudut geser dalam (ϕ), kohesi c , dan berat volume tanah (γ').
 - Pada proses perancangan pondasi ini digunakan pola keruntuhan geser umum (*General Shear Failure*) dengan asumsi bentuk bujur sangkar.
2. Menentukan dimensi luas tapak pondasi (A)

Dalam perencanaan yang digunakan sebagai acuan untuk memperoleh dimensi pondasi adalah daya dukung tanah ijin (q_{all}), yang besarnya :

$$q_{all} = \frac{q_{ult\ netto}}{SF} \dots\dots\dots(3.7.1)$$

dimana : $SF = \text{Safety Factor}$ (faktor keamanan), diambil nilai : 1,5 – 3

Dalam hal ini nilai yang digunakan untuk q_{all} diambil dari besarnya tahanan konus (q_c) dari data sondir tanah.

1. Untuk beban aksial sentris ($e=0$)

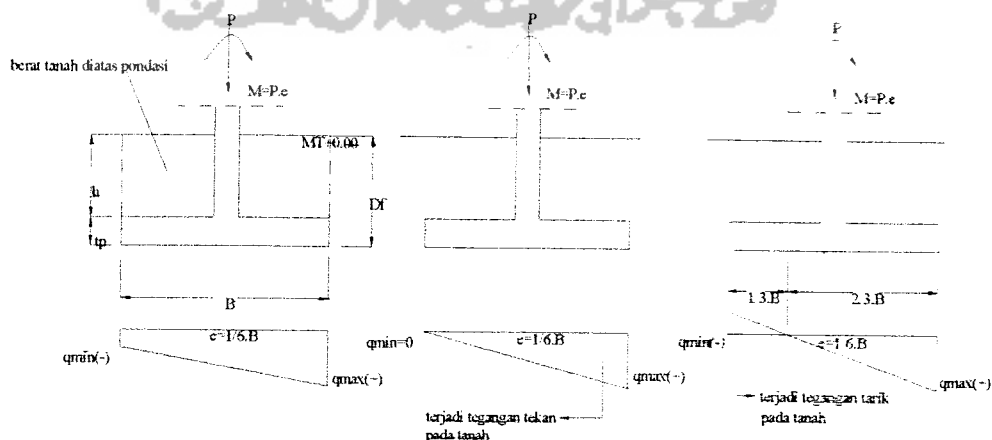
Jika resultan beban berhimpit dengan pusat berat luas pondasi, maka nilai eksentrisitas sama dengan nol dan tekanan pada dasar pondasi dapat dianggap disebar merata ke seluruh luasan pondasi.

Sehingga besar penampang tapak :

$$A_{perlu} = \frac{P}{q_{all}} \dots\dots\dots(3.7.2)$$

2. Untuk beban aksial dan momen eksentris ($e \neq 0$)

Jika resultan beban-beban eksentris dan terdapat momen yang harus didukung pondasi, momen-momen tersebut dapat digantikan dengan beban vertikal yang titik rangkap gayanya pada jarak e dari pusat berat pondasi.



Gambar 3.18 Diagram Tegangan Pondasi

$$q_{all \text{ max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots(3.7.3)$$

$$q_{all \text{ min}} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots(3.7.4)$$

- Pada kondisi dimana : $e < 1/6.b$ \longrightarrow $q_{all \text{ min}}$ bernilai negatif (-)
- Pada kondisi dimana : $e = 1/6.b$ \longrightarrow $q_{all \text{ min}}$ bernilai nol (0)
- Pada kondisi dimana : $e > 1/6.b$ \longrightarrow $q_{all \text{ min}}$ bernilai positif (+)

Eksentrisitas kolom menyebabkan tegangan tanah dibawah pondasi tidak merata, tetapi diasumsikan berubah secara linier sepanjang tapak, sehingga:

$$Q_{all \text{ rata-rata}} = \frac{1}{2} (q_{all \text{ max}} + q_{all \text{ min}}) \dots\dots\dots(3.7.5)$$

Sehingga untuk dimensi penampang tapak, digunakan nilai q_{all} terbesar :

$$A_{perlu} = \frac{P}{q_{all \text{ max}}} \left(1 + \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots(3.7.6)$$

Setelah A_{perlu} diketahui lebar (L) dan panjang (P) sisi tapak pondasi bisa dicari dan diperoleh nilai A_{ada} . Sehingga tegangan kontak yang terjadi di dasar pondasi, adalah :

$$Q_u = \frac{P}{A_{ada}} + \frac{M_y}{\frac{1}{6}.B_x^2 .B_y} + \frac{M_x}{\frac{1}{6}.B_y^2 .B_x} \dots\dots\dots(3.7.7)$$

3. Kontrol kapasitas daya dukung tanah (q_{ult})

Kapasitas daya dukung tanah yang terjadi di dasar pondasi adalah :

$$q_{ult \text{ netto}} = q_{ult \text{ brutto}} - q \dots\dots\dots(3.7.8)$$

dimana : $q = h . \gamma'$ $\dots\dots\dots(3.7.9)$

Untuk memperoleh nilai $q_{ult \text{ brutto}}$ dapat digunakan nilai tegangan ijin tanah yang direkomendasikan dari hasil penyelidikan tanah pada Lab. Mekanika Tanah.

Dimana :

$q_{ult \text{ netto}}$ = kapasitas daya dukung bersih tanah (kg/cm^2)

$q_{ult\ brutto}$ = kapasitas daya dukung kotor tanah (kg/cm^2)

b = lebar efektif pondasi (m)

q = beban merata tanah diatas pondasi dibawah permukaan tanah (kg/cm^2)

γ' = berat volume tanah (kg/cm^3)

h = kedalaman tanah diatas pondasi (m)

D_f = kedalaman pondasi (m)

Kontrol tegangan ijin yang terjadi :

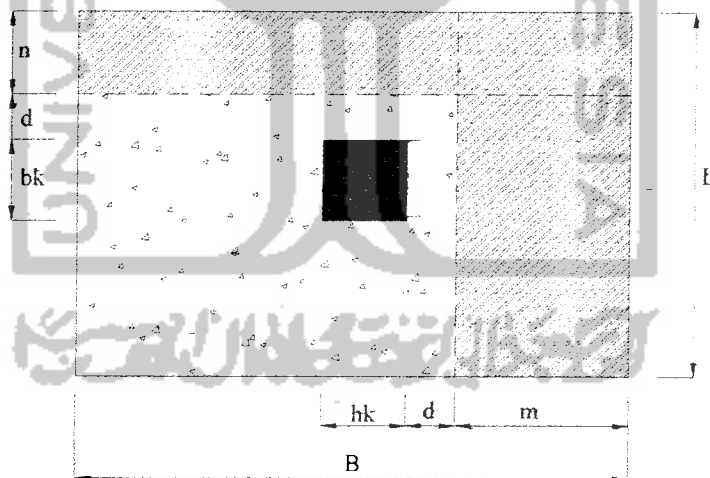
$$q_{ult\ netto} \leq q_{kontak} \dots\dots\dots(3.7.11)$$

3.7.2 Perencanaan Geser Pondasi

3.7.2.1 Geser satu (1) arah

Tebal pelat (h) diasumsikan terlebih dahulu, sehingga nilai d dapat dicari :

$$d = h - \text{penutup beton}(P_b) - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tulangan} \dots\dots\dots(3.7.12)$$



Gambar 3.19 Daerah Geser Satu (1) Arah pada Penampang Pondasi

Gaya geser akibat beban luar (V_u) yang bekerja pada penampang kritis :

$$V_u = m \cdot L \cdot q_u \longrightarrow \text{pada arah } -x \dots\dots\dots(3.7.13)$$

Dimana :

$$m = \frac{P - h_k - 2 \cdot d}{2} \dots\dots\dots(3.7.14)$$

$$V_u = n.p.qu \longrightarrow \text{pada arah } -y \quad \dots\dots(3.7.15)$$

Dimana :
$$n = \frac{L - b_k - 2.d}{2} \quad \dots\dots\dots(3.7.16)$$

Kekuatan beton menahan gaya geser (V_c) :

- Arah -x :
$$V_{c_x} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot L.d \geq \frac{V_{u_x}}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.7.17)$$

- Arah -y :
$$V_{c_y} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot L.d \geq \frac{V_{u_y}}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.7.18)$$

3.7.2.2 Geser dua (2) arah / Pons

Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis :

$$V_u = qu \cdot ((P.L) - (x,y)) \quad \dots\dots\dots(3.7.19)$$

$$x = h_k + d \quad \dots\dots\dots(3.7.20)$$

$$y = b_k + d \quad \dots\dots\dots(3.7.21)$$

Kekuatan beton menahan gaya geser (V_c), diambil nilai terbesar diantara :

$$V_c = 4 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot D \quad \dots\dots\dots(3.7.22)$$

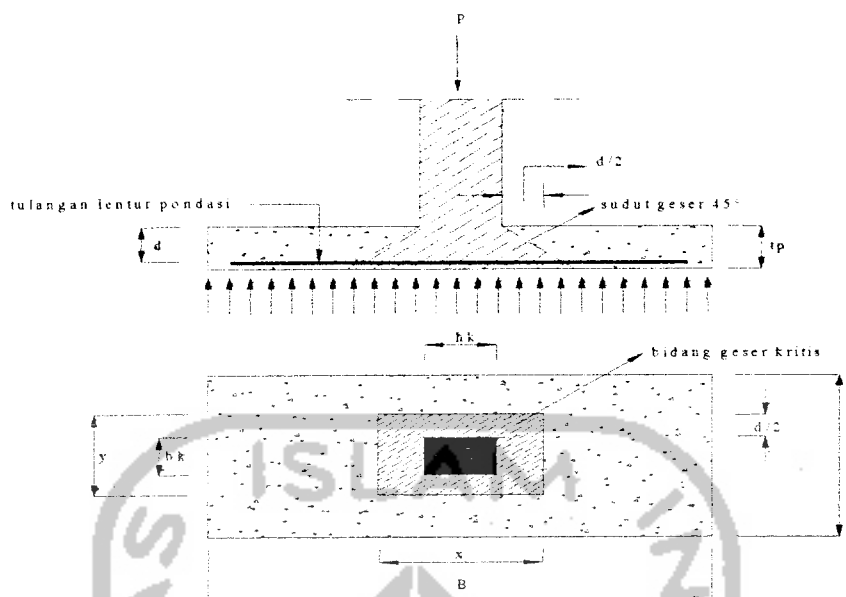
Atau
$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) (2\sqrt{f'c}) b_o \cdot D \quad \dots\dots\dots(3.7.23)$$

$$b_o = 2 \cdot (x+y) = 2((h_k+d) + (b_k+d)) \quad \dots\dots\dots(3.7.24)$$

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang tapak}}{\text{sisi pendek tapak}} \geq 1,0$$

dimana : b_o = keliling penampang kritis (mm^2)

β_c = rasio sisi panjang dengan sisi pendek



Gambar 3.20 Gaya Geser Dua (2) Arah pada Penampang Pondasi

Kontrol gaya geser yang terjadi :

- Bila $V_{c_{x,y}} \geq V_{u_{x,y}}/\phi$, maka tegangan geser aman
- Bila $V_{c_{x,y}} < V_{u_{x,y}}/\phi$, maka tebal pelat perlu diperbesar.

3.7.3 Perencanaan Tulangan Lentur Pondasi

Diambil nilai lebar (b) pondasi tiap 1 meter = 1000 mm

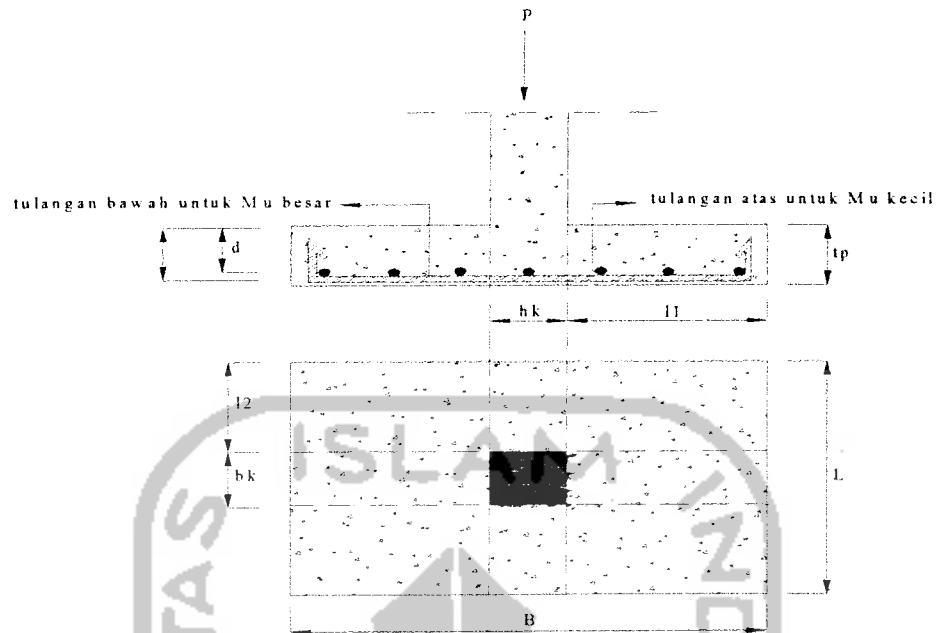
- Tulangan arah x : $l_1 = \frac{1}{2} (P - h_k)$ (3.7.25)

$$M_{u1} = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l_1^2 \quad \text{.....(3.7.26)}$$

- Tulangan arah y : $l_2 = \frac{1}{2} (P - b_k)$ (3.7.27)

$$M_{u2} = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l_2^2 \quad \text{.....(3.7.28)}$$

Diambil nilai M_{u1} atau M_{u2} yang terbesar. Untuk M_u yang besar letak tulangan dibawah sedangkan M_u yang kecil letak tulangan diatas. Untuk pondasi diambil nilai penutup beton (P_b) ≥ 70 mm.



Gambar 3.21 Tegangan Lentur Pondasi

$$d = h + Pb - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul.bawah} \longrightarrow \text{untuk tul. bawah}$$

$$d = h + Pb - \phi_{tul.bawah} - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul.atas} \longrightarrow \text{untuk tul. atas}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \dots\dots\dots(3.7.29)$$

$$Rn_{ada} = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2_{ada}} \dots\dots\dots(3.7.30)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right) \dots\dots\dots(3.7.31)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \dots\dots\dots(3.7.32)$$

persyaratan : 1. bila $\rho > \rho_{min}$, digunakan : $\longrightarrow \rho_{perlu} = \rho$

2. bila $\rho < \rho_{min} \leq 1,33 \cdot \rho$, digunakan : $\longrightarrow \rho_{perlu} = 1,33 \cdot \rho$

3. bila $\rho < \rho_{min} \leq 1,33 \cdot \rho$, digunakan : $\longrightarrow \rho_{perlu} = \rho_{min}$

Luas tulangan perlu : $As_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \geq As_{tul \text{ susut}} \dots\dots\dots(3.7.33)$

Luas tulangan susut : $As_{tul.susut} = 0,002 \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(3.7.34)$

Dipilih diameter (\emptyset) tulangan, didapatkan $A_{\emptyset 1}$, jarak antar tulangan :

$$s \leq \frac{A_{1\emptyset} \cdot 1000}{A_{s_{perlu}}} \dots\dots\dots (3.7.35)$$

Sehingga nilai $A_{s_{ada}}$ dapat dihitung :

$$A_{s_{ada}} = \frac{A_{1\emptyset} \cdot 1000}{s} \dots\dots\dots (3.7.36)$$

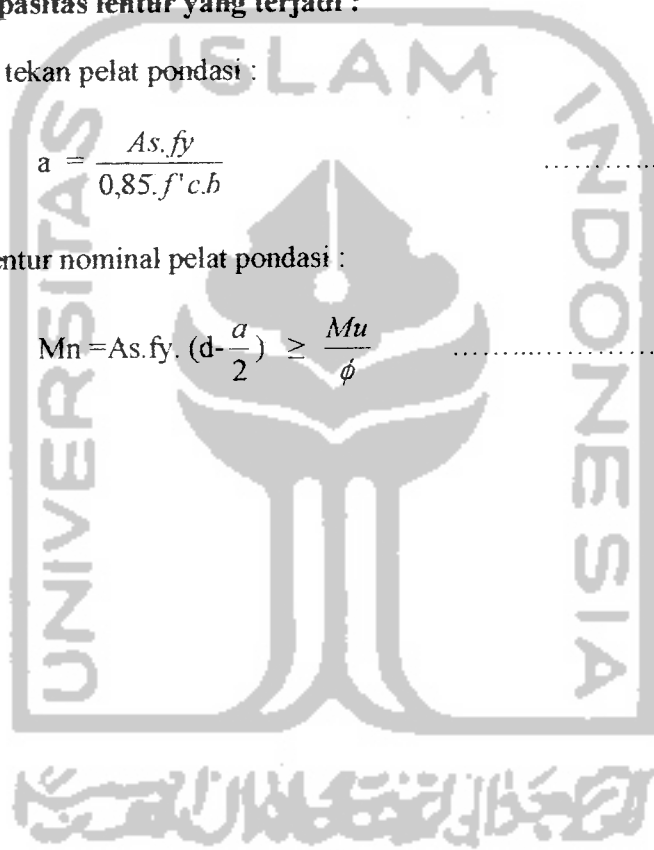
Kontrol kapasitas lentur yang terjadi :

Tinggi blok tekan pelat pondasi :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.7.37)$$

Kapasitas lentur nominal pelat pondasi :

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (3.7.38)$$



4.8 TANGGA

4.8.1 Perencanaan Dimensi Tangga

Langkah-langkah perencanaan tangga adalah sebagai berikut :

1. Menentukan lebar dan jumlah optrede dan antrede.

- Tinggi bersih antar lantai (h) dalam meter dapat diketahui.
- Lebar bordes (L_b) dalam meter dapat ditentukan, diambil $\geq 1,20$ meter.
- Tinggi optrede ideal ≤ 20 cm (15 – 18 cm), misal diambil nilai perkiraan awal tinggi optrede (h_o) = 18 cm, maka jumlah optrede (buah) :

- Jumlah optrede = $\frac{h}{h_o}$ (dibulatkan keatas) (3.8.1)

sehingga tinggi optrede sebenarnya : $h'o = \frac{h}{\text{jumlahoptrede}}$ (3.8.2)

- Lebar antrede ideal ≥ 30 cm, diambil nilai lebar antrede (L_a) = 30 cm
- Jumlah antrede = Jumlah optrede – 2 (3.8.3)
- Tangga dibagi menjadi dua bagian, sehingga panjang bentang tangga (P_t) :
 $P_t = (L_a \times \text{Jumlah tangga}/2) + L_b \leq 4,50$ meter (3.8.4)

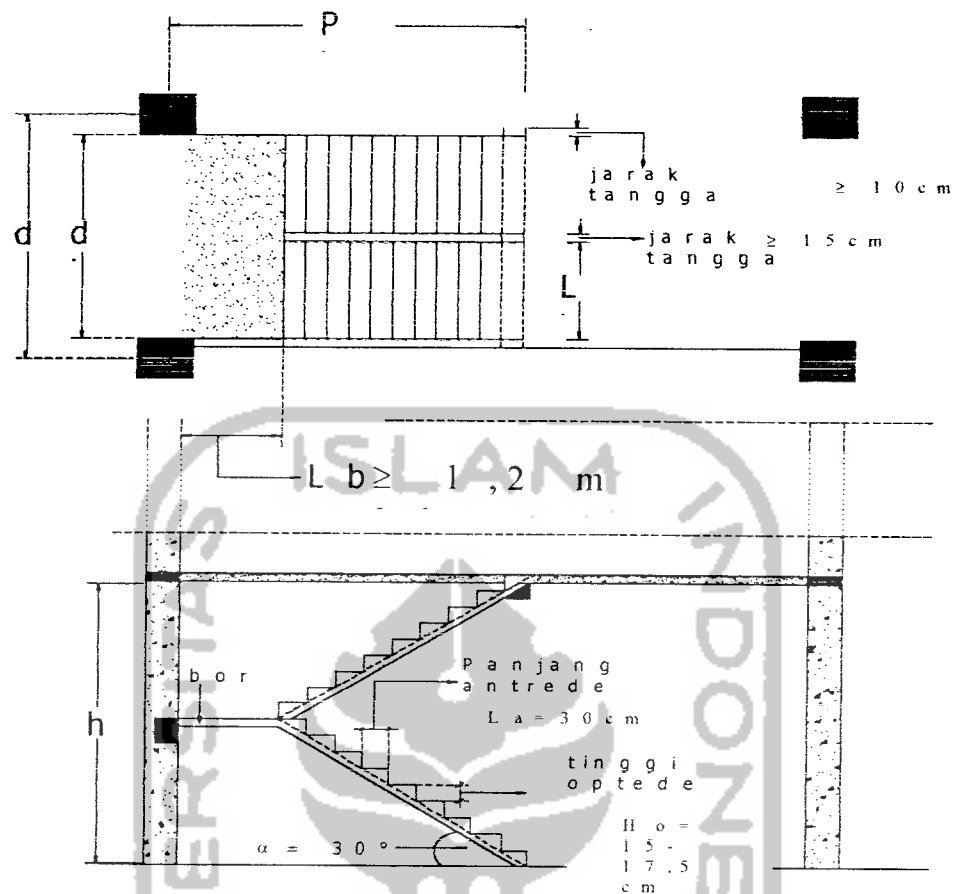
2. Menentukan tebal pelat tangga (h_1) dan lebar tangga (L_t)

Diambil nilai tebal pelat (h) : 12 cm

Sudut kemiringan ideal tangga antara 30° - 35° misal diambil sudut perkiraan awal (α) = 30° , maka tebal pelat sisi miring (h') :

$$h' = \frac{h}{\cos \alpha} \quad \dots \dots \dots (3.8.5)$$

Sehingga sudut sebenarnya (α'), $\alpha' = \frac{h'}{L_a}$ (3.8.6)



Gambar 3.8 Dimensi Tangga

Jarak antar as-as kolom (d) dalam meter dapat diketahui, sehingga jarak bersih antar as-as kolom (d'):

$$d' = d - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \text{lebar balok induk}\right) \quad \dots \dots \dots (3.8.7)$$

Jarak antar balok-tangga, jarak antar tangga-tangga, diambil nilai = 15 cm, sehingga Lebar bersih untuk 1 buah tangga :

$$L_t = \frac{1}{2} \cdot (d' - (3 \times 0,15)) \geq 1,20 \text{ meter} \quad \dots \dots \dots (3.8.8)$$

3.8.2 Perencanaan Tulangan Tangga

Perencanaan tulangan pada tangga sama dengan perhitungan pada pelat lantai.