

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Suatu bangunan baja harus memiliki kekuatan yang cukup, seperti kekakuan dan ketahanan yang cukup, sehingga dapat berfungsi selama umur layan struktur yang direncanakan. Dalam pendesainan struktur harus memiliki cadangan kekuatan di atas kekuatan yang diperlukan. Hal ini dilakukan untuk menanggung kemungkinan kelebihan beban akibat perubahan fungsi struktur, terlalu rendahnya taksiran atas efek-efek beban.

Metode *Load and Resistance Factor Design* merupakan perencanaan dengan mempertimbangkan kapasitas ultimit, sehingga beban-beban yang terjadi akan dikalikan dengan *over capacity factor*. Kapasitas nominal dari setiap elemen yang telah didesain dikalikan dengan *undercapacity factor*. Filosofi perencanaan dengan metode *Load and Resistance Factor Design* adalah kekuatan lebih besar atau sama dengan kebutuhan kekuatan.

3.2 Beban-Beban Yang Bekerja

Perencanaan suatu struktur untuk keadaan-keadaan stabil batas, kekuatan batas, dan kemampuan layan batas harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh dari aksi-aksi sebagai akibat dari beban-beban berikut ini menurut Pedoman

Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung:

1. Beban mati (W_D) ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap.
2. Beban hidup (W_L) ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban yang berasal dari barang-barang yang berpindah-pindah. Beban hidup menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987 untuk rumah sakit adalah 250kg/m^2
3. Beban angin (W_w) ialah semua beban yang bekerja pada gedung yang disebabkan oleh selisih dari tekanan udara, yang nilainya dikalikan dengan koefisien angin. Koefisien angin untuk perancangan tugas akhir ini menggunakan atap segitiga majemuk dengan kriteria sebagai berikut:
 - Untuk bidang – bidang atap dipihak angin (c_1)
 $\alpha < 65^\circ (0,02\alpha - 0,4) \dots\dots\dots(3.1)$
 - Untuk semua bidang atap dibelakang angin (c_2)
 untuk semua $\alpha -0,4 \dots\dots\dots(3.2)$

dengan c_1 adalah koefisien angin tiup, c_2 adalah koefisien angin hisap, α adalah sudut kemiringan atap.
4. Beban gempa ialah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa.

3.3 Kombinasi Pembebanan

Struktur baja yang direncanakan harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan dibawah ini:

$$1,4D \dots\dots\dots (3.3)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \dots\dots\dots (3.4)$$

$$1,2D + 1,6(L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W) \dots\dots\dots (3.5)$$

$$1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \dots\dots\dots (3.6)$$

$$1,2D \pm 1,0E + \gamma_L L \dots\dots\dots (3.7)$$

$$0,9D \pm (1,3W \text{ atau } 1,0E) \dots\dots\dots (3.8)$$

Keterangan:

D adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan tetap.

L adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasukkejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain.

L_a adalah beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak.

H adalah beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air.

W adalah beban angin.

E adalah beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03-1726-1989, atau penggantinya.

dengan:

$$\gamma_L = 0,5 \text{ bila } L < 5 \text{ kPa, dan } \gamma_L = 1 \text{ bila } L \geq 5 \text{ kPa.}$$

Pengecualian: faktor beban untuk L di dalam kombinasi pembebanan pada persamaan 3.5, 3.6 dan 3.7 harus sama dengan 1,0 untuk garasi parkir, daerah yang digunakan untuk pertemuan umum, dan semua daerah di mana beban hidup lebih besar daripada 5 kPa.

3.4 Batas-Batas Lendutan

Batas-batas lendutan untuk keadaan kemampuan-layan batas harus sesuai dengan struktur, fungsi penggunaan, sifat pembebanan, serta elemen-elemen yang didukung oleh struktur tersebut. Batas lendutan maksimum diberikan dalam Tabel

3.1.

Tabel 3.1 Batas Lendutan Maksimum

Komponen struktur dengan beban tidak terfaktor	Batas
Balok pemikul dinding atau finishing yang getas	$L/360$
Balok biasa	$L/240$

Keterangan:

L adalah panjang bentang, beban tetap adalah beban mati dan beban sementara meliputi beban gempa atau beban angin.

3.5 Faktor Reduksi

Dalam perancangan metode *Load and Resistance Factor Design* kekuatan penampang nominal harus dikalikan dengan faktor reduksi pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Faktor Reduksi (ϕ) Untuk Kekuatan Batas

Kuat rencana untuk	Faktor reduksi
Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial:	
• Terhadap kuat tarik leleh	0,90
• Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
Komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial:	
• Kuat penampang	0,85
• Kuat komponen struktur	0,85
Komponen struktur yang memikul lentur:	
• Balok	0,90
• Balok pelat berdinding penuh	0,90
• Pelat badan yang memikul geser	0,90
• Pelat badan pada tumpuan	0,90
• Pengaku	0,90
Komponen struktur yang memikul aksi-aksi kombinasi:	
• Kuat lentur atau geser	0,90
• Kuat tarik	0,90
• Kuat tekan	0,85
Komponen struktur komposit:	
• Kuat tekan	0,85
• Kuat tumpu beton	0,60
• Kuat lentur dengan distribusi tegangan plastik	0,85
• Kuat lentur dengan distribusi tegangan elastik	0,90
Sambungan baut:	
• Baut yang memikul geser	0,75
• Baut yang memikul tarik	0,75
• Baut yang memikul kombinasi geser dan tarik	0,75
• Lapis yang memikul tumpu	0,75
Sambungan las:	
• Las tumpul penetrasi penuh	0,90
• Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian	0,75
• Las pengisi	0,75

3.6 Gaya dan Momen Rencana

3.6.1 Gaya Geser Rencana Balok

Gaya geser balok lebih ditentukan oleh momen plastis balok (M_{pb}) pada kedua ujung balok pada arah berlawanan. Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_{u1} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \frac{2.\beta.M_p}{L'} \dots\dots\dots(3.9)$$

$$V_{u2} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \dots\dots\dots(3.10)$$

3.6.2 Momen Rencana Kolom

Perencanaan Kolom didasarkan pada prinsip desain *strong Column and weak beam*, dimana respon struktur ($M_{u,k}$, $N_{u,k}$ dan $V_{u,k}$) terlebih dahulu dicari berdasarkan kapasitas maksimum profil balok yang digunakan. Momen rencana kolom ($M_{u,k}$) berada pada tiap join balok kolom, yang dihitung berdasarkan besarnya momen plastis yang terjadi pada kedua ujung balok dengan dikalikan faktor pembesaran (β) sebesar 1,1. (Bruneau, 1998).

1. Menentukan Koefisien distribusi momen kolom akibat beban statik:

$$\alpha_{k,a} = \frac{ME_{k,a}}{ME_{k,a} + ME_{k,a}} \dots\dots\dots(3.11)$$

2. Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

$$M_{pb,k} = 1,1 \cdot f_y \cdot Z_x \dots\dots\dots(3.12)$$

3. Kemudian dihitung nilai momen rencana kolom, $M_{u,k}$ atas:

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7\omega_d \cdot \alpha_k \cdot \phi_o \cdot \left(\frac{L}{L_{nb}} \cdot M_{pb,ki} + \frac{L}{L_{nb}} \cdot M_{pb,ka} \right) \dots\dots\dots(3.13)$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,2. M_{D,kxa} + 0,5. M_{L,kxa} + \mu. M_{E,kxa} \dots \dots \dots (3.14)$$

3.6.3 Gaya Aksial Rencana Kolom

Gaya aksial rencana kolom ($N_{u,k}$) dihitung dengan persamaan

$$N_{u,k} = 0,7. R_v \cdot \left(\frac{M_{pb,ki}}{L'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{L'_{ka}} \right) + 1,05. N_{g,k} \dots \dots \dots (3.15)$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,2. N_{D,kxa} + 0,5. N_{L,kxa} + \mu. N_E \dots \dots \dots (3.16)$$

R_v : faktor reduksi = 1

3.6.4 Gaya Geser Rencana Kolom

Gaya geser rencana kolom:

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k} \text{ bawah} + M_{u,k} \text{ atas}}{h'_k} \dots \dots \dots (3.17)$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,2. V_{D,kxa} + 0,5. V_{L,kxa} + \mu. V_{E,kxa} \dots \dots \dots (3.18)$$

3.7 Analisis Tekuk Komponen Struktur

Gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{cr}) untuk keadaan tertentu ujung-ujungnya yang diberikan oleh suatu rangka pendukung ditetapkan sesuai dengan Butir 3.7.2.

3.7.1 Gaya Tekuk Elastis

Gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{cr}) ditetapkan sebagai berikut:

$$N_{cr} = \frac{A_b \cdot f_y}{\lambda_c^2} \dots \dots \dots (3.19)$$

dengan parameter kelangsingan kolom, λ_c , ditetapkan sebagai berikut:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots (3.20)$$

dengan $L_k = k_c \cdot L$ dan f_y adalah tegangan leleh material. Dalam hal ini k_c adalah faktor panjang tekuk, ditetapkan sesuai dengan butir 3.7.3 dan L adalah panjang teoritis kolom.

3.7.2 Daya Dukung Nominal Komponen Struktur Tekan

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil daripada nilai λ_c , daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \dots\dots\dots (3.21)$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \dots\dots\dots (3.22)$$

untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka $\omega = 1$ (3.23a)

untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka $\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$ (3.23b)

untuk $\lambda_c \geq 1,2$ maka $\omega = 1,25\lambda_c^2$ (3.23c)

Keterangan:

A_g adalah luas penampang bruto, mm^2

f_{cr} adalah tegangan kritis penampang, MPa

f_y adalah tegangan leleh material, MPa

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih besar dari pada nilai λ , analisis kekuatan dan kekuatannya dilakukan secara tersendiri dengan mengacu pada metode-metode analisis yang rasional.

3.7.3 Faktor Panjang Tekuk

Nilai faktor panjang tekuk (k_c) bergantung pada kekangan rotasi dan translasi pada ujung-ujung komponen struktur. Pada Gambar 3.2(a) untuk komponen struktur tak bergoyang, kekangan translasi ujungnya dianggap tak-hingga. Pada Gambar 3.2(b) untuk komponen struktur bergoyang, kekangan translasinya dianggap nol.

1. Komponen Struktur Dengan Ujung Ideal

Nilai faktor panjang tekuk (k_c) yang digunakan untuk komponen struktur dengan ujung-ujung ideal ditunjukkan pada Gambar 3.1.

2. Komponen Struktur Dari Suatu Rangka

Untuk komponen struktur tekan yang merupakan bagian dari suatu rangka bersambungan kaku, nilai faktor panjang tekuk (k_c) ditetapkan dari Gambar 3.2(a) untuk komponen struktur tak bergoyang dan dari Gambar 3.2(b) untuk komponen struktur bergoyang. Pada gambar tersebut G_a dan G_b adalah perbandingan antara kekakuan komponen struktur dengan tekanan dominan terhadap kekakuan komponen struktur relatif bebas tekan, masing-masing pada ujung A dan ujung B. Nilai G ditetapkan sesuai Butir 3.7.3-3.

3. Perbandingan Kekakuan Pada Rangka Portal

Nilai G suatu komponen struktur pada rangka portal dapat ditentukan sebagai berikut:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{1}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{1}{L}\right)_b} \dots\dots\dots(3.24)$$

Kecuali bahwa:

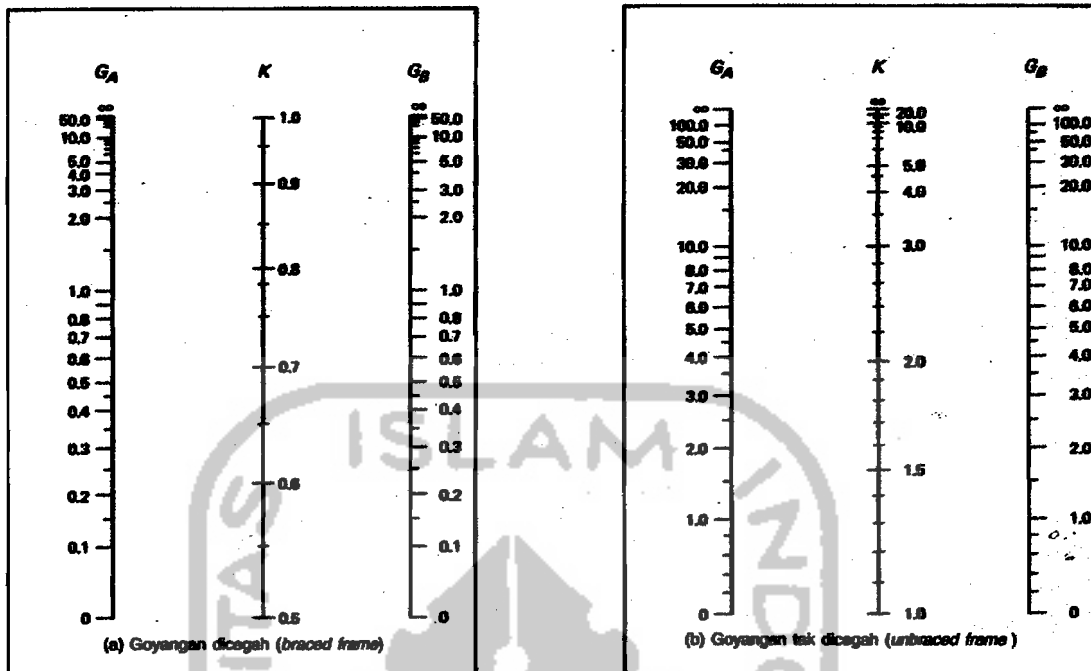
- Untuk komponen struktur tekan yang dasarnya tidak terhubung secara kaku pada pondasi, nilai G tidak boleh diambil kurang dari 10, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai G tersebut.
- Untuk komponen struktur tekan yang dasarnya terhubung secara kaku pada pondasi, nilai G tidak boleh diambil kurang dari 1, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai G tersebut.

4. Komponen Struktur Pada Struktur Segitiga

Panjang efektif (L_k) komponen struktur pada suatu struktur segitiga diambil tidak kurang dari panjang teoritisnya (L) dari as-ke-as sambungan dengan komponen struktur lainnya, kecuali jika dihitung dengan analisis lain yang lebih teliti.

Barikol barikol kolom dirujuklan oleh garis putus-putus	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Harga K teoritik	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Harga dasar yang dirujuklan bila fondasi kaku banyo	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0
Kode fondasi ujung	Rotasi ditahan, Translasi ditahan Rotasi bebas, Translasi ditahan Rotasi ditahan, Translasi bebas Rotasi bebas, Translasi bebas					

Gambar 3.1 Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung-ujung Yang Ideal



Gambar 3.2 (a) Nilai k_c Untuk Komponen Struktur Tak Bergoyang, dan
(b) Untuk Komponen Struktur Bergoyang

3.7.4 Batas Kelangsingan

Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tekan, angka perbandingan kelangsingan $\lambda = L_k/r$ dibatasi sebesar 200.

Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tarik, angka perbandingan kelangsingan L/r dibatasi sebesar 300 untuk batang sekunder dan 240 untuk batang primer. Ketentuan diatas tidak berlaku untuk batang bulat dan tarik. Batang-batang yang ditentukan oleh gaya tarik namun dapat berubah menjadi batang tekan yang tidak dominan pada kombinasi pembebanan yang lain, tidak perlu memenuhi batas kelangsingan batang tekan.

Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal dalam lentur untuk elemen tertekan ditentukan dengan persamaan berikut:

- Pada sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \dots\dots\dots(3.25)$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y (MPa)}} \dots\dots\dots(3.26)$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r (MPa)}} \dots\dots\dots(3.27)$$

- pada badan

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} \dots\dots\dots(3.28)$$

$$\lambda_p = \frac{1.680}{\sqrt{f_y (MPa)}} \dots\dots\dots(3.29)$$

$$\lambda_r = \frac{2.550}{\sqrt{f_y (MPa)}} \dots\dots\dots(3.30)$$

3.8 Perencanaan Untuk Lentur

Perencanaan lentur terdapat pada perencanaan gording dan balok, komponen struktur yang memikul lentur harus memenuhi ketentuan:

3.8.1 Lentur Terhadap Sumbu Utama Kuat

Suatu komponen struktur yang memikul lentur terhadap sumbu kuat (sumbu- x), dan dianalisis dengan metode elastis harus memenuhi:

$$M_{ux} \leq \phi \cdot M_n \dots\dots\dots(3.31)$$

Keterangan:

M_{ux} adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu- x

ϕ adalah faktor reduksi yang nilainya 0,9

M_n adalah kuat nominal dari momen lentur penampang

3.8.2 Momen Lentur Terhadap Sumbu Lemah

Suatu komponen struktur yang memikul lentur terhadap sumbu lemah (sumbu-y), dan dianalisis dengan metode elastis harus memenuhi:

$$M_{uy} \leq \phi \cdot M_n \dots\dots\dots (3.32)$$

Keterangan:

M_{uy} adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu-y

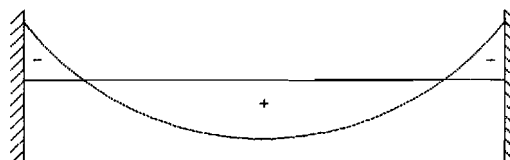
ϕ adalah faktor reduksi yang nilainya 0,9

M_n adalah kuat nominal dari momen lentur penampang

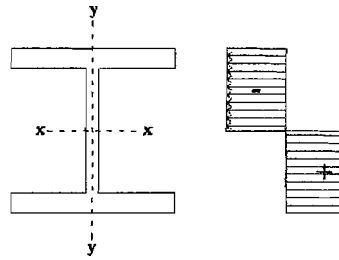
3.8.3 Kuat Nominal Lentur Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

1. Batasan Momen

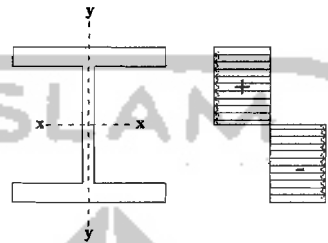
- a. Momen leleh M_y adalah momen lentur yang menychakan penampang mulai mengalami tegangan leleh yaitu diambil sama dengan $f_y S$ adalah modulus penampang elastis.
- b. Kuat lentur plastis M_p momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh harus diambil yang lebih kecil dari $f_y Z$ atau $1,5M_y$, dan Z adalah modulus penampang plastis.



Gambar 3.3 Diagram Momen Lentur Balok



Gambar 3.4 Diagram Tegangan Plastis pada Daerah Lapangan



Gambar 3.5 Diagram Tegangan Plastis pada Daerah Tumpuan

2. Penampang Kompak

Untuk penampang-penampang yang memenuhi $\lambda \leq \lambda_p$, kuat lentur nominal penampang adalah,

$$M_n = M_p \dots \dots \dots (3.33)$$

3. Penampang Tak-kompak

Untuk penampang yang memenuhi $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, kuat lentur nominal penampang ditentukan sebagai berikut:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \dots \dots \dots (3.34)$$

4. Penampang Langsing

Untuk pelat sayap yang memenuhi $\lambda_r \leq \lambda$, kuat lentur nominal penampang adalah,

$$M_n = M_r (r / \lambda)^2 \dots \dots \dots (3.35)$$

3.8.4 Kuat Lentur Nominal Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

1. Batasan Momen

- a. Faktor pengkali C_b ditentukan oleh

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \dots \dots \dots (3.36)$$

dengan M_{\max} adalah momen maksimum pada bentang yang ditinjau serta M_A , M_B , dan M_C adalah masing-masing momen pada $\frac{1}{4}$ bentang, tengah bentang dan $\frac{3}{4}$ bentang komponen struktur yang ditinjau.

- b. Momen kritis M_{cr} ditentukan dalam tabel 3.3.

Tabel 3.3 Momen Kritis Untuk Tekuk Lateral

Profil	M_{cr}
Profil-I dan kanal ganda	$C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_w}$
Profil kotak pejal atau berongga	$2C_G E \frac{\sqrt{JA}}{L/r_y}$

2. Pengekang Lateral

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan, L . Batas-batas bentang pengekang lateral ditentukan dalam Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Bentang Untuk Pengekang Lateral

Profil	L_p	L_r
Profil-I dan Kanal ganda	$1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah	$r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_L^2}}$ dengan $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$

Lanjutan Tabel 3.4

Profil	L_p	L_r
		$X_2 = \frac{I_w}{I_y} \left(\frac{S}{GJ} \right)^2 \cdot 4$ <p>I_w adalah konstanta puntir lengkung J adalah konstanta puntir torsi</p>
Profil kotak Pejal atau berongga	$0,13E_r y \frac{\sqrt{JA}}{M_p}$	$2E_r y \frac{\sqrt{JA}}{M_r}$

3. Bentang Pendek

Untuk komponen struktur yang memenuhi $L \leq L_p$ kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah:

$$M_n = M_p \dots \dots \dots (3.37)$$

4. Bentang Menengah

Untuk komponen struktur yang memenuhi $L_p \leq L \leq L_r$ kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_p - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \dots \dots \dots (3.38)$$

5. Bentang Panjang

Untuk komponen struktur yang memenuhi $L_r \leq L$, kuat nominal komponen struktur terhadap lentur adalah

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \dots \dots \dots (3.39)$$

3.8.5 Kuat Geser Pelat Badan

1. Kuat Geser

Pelat geser yang memikul gaya geser perlu (V_u) harus memenuhi

$$V_u \leq \phi V_n \dots \dots \dots (3.40)$$

Keterangan:

ϕ adalah faktor reduksi sesuai Tabel 3.2

V_n adalah kuat geser nominal pelat badan berdasarkan Butir 3.8.5-2,N.

2. Kuat Geser Nominal

Kuat geser nominal (V_n) pelat badan harus diambil seperti yang ditentukan dibawah ini:

- a. Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap panel h/t_w memenuhi;

$$\left(\frac{h}{t_w} \right) \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \dots\dots\dots (3.41)$$

dengan,

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} \dots\dots\dots (3.42)$$

Kuat geser nominal pelat badan harus diambil seperti ditentukan dalam butir 3.8.5-3.

- b. Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel h/t_w memenuhi;

$$1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq (h/t_w) \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \dots\dots\dots (3.43)$$

Kuat geser nominal pelat badan diyentukan butir 3.8.5-4.

- c. Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel h/t_w memenuhi;

$$1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq (h/t_w) \dots\dots\dots (3.44)$$

Kuat geser nominal pelat badan ditentukan dalam Butir 3.8.5-5.

3. Kuat Geser

Kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai berikut:

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \dots \dots \dots (3.45)$$

dengan A_w adalah luas kotor pelat badan.

4. Kuat Tekuk Geser Elasto-Plastis

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \left[1,10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \right] \frac{1}{(h/t_w)} \dots \dots \dots (3.46a)$$

atau

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \left[C_v + \frac{(1 - C_v)}{1,15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \dots \dots \dots (3.46b)$$

dengan:

$$C_v = 1,10 \frac{\sqrt{k_n \cdot E / f_y}}{(h/t_w)} \dots \dots \dots (3.47)$$

5. Kuat Tekuk Geser Elastis

Kuat tekuk geser elastis adalah sebagai berikut:

$$V_n = \frac{0,9 A_w \cdot k_n \cdot E}{(h/t_w)^2} \dots \dots \dots (3.48a)$$

atau

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \left[C_v + \frac{(1 - C_v)}{1,15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \dots \dots \dots (3.48b)$$

dengan

$$C_v = 1,5 \frac{k_n \cdot E}{f_y} \frac{1}{(h/t_w)^2} \dots\dots\dots (3.49)$$

3.8.6 Interaksi Geser dan Lentur

1. Kuat Geser Pelat Badan Dengan Adanya Momen Lentur

Kuat geser nominal pelat badan dengan adanya momen lentur harus dihitung menggunakan ketentuan Butir 3.8.6-2.

2. Metode Interaksi Geser dan Lentur

Jika momen lentur dianggap dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi Butir 3.8.1 dan 3.8.6-1, balok harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375 \dots\dots\dots (3.50)$$

Keterangan:

V_n adalah kuat geser nominal pelat badan akibat geser saja (lihat Butir 3.8.5-2), N

M_n adalah kuat lentur nominal balok (Lihat Butir 3.8.3), N -mm

3.9 Perencanaan Akibat Gaya Tekan

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$1. N_u \leq \phi_n N_n$$

Keterangan:

ϕ_n adalah faktor reduksi kekuatan (lihat Tabel 3.2)

N_n adalah kuat tekan nominal komponen struktur yang ditentukan berdasarkan Butir 3.7.2 dan 3.9.1

2. - Perbandingan kelangsingan $< \lambda_r$

- kelangsingan komponen struktur tekan, $\lambda = \frac{L_k}{r} < 200$

3. Komponen struktur tekan yang elemen penampangnya mempunyai perbandingan lebar terhadap tebal lebih besar dari pada nilai λ_r , harus direncanakan dengan analisis rasional yang dapat diterima.

Kuat Tekan Rencana Akibat Tekuk Lentur-Torsi

Kuat tekan rencana akibat tekuk lentur-torsi, $\phi_n N_{nt}$ dari komponen struktur tekan yang terdiri dari siku-ganda atau berbentuk T, dengan elemen-elemen penampang mempunyai rasio lebar-tebal, λ_r lebih kecil daripada yang ditentukan, harus memenuhi:

$$N_u \leq \phi_n N_{nt} \dots \dots \dots (3.51)$$

dengan ϕ_n adalah faktor reduksi kekuatan (lihat Tabel 3.2)

$$N_{nt} = A_g f_{ct} \dots \dots \dots (3.52)$$

$$f_{ct} = \left(\frac{f_{cy} + f_{cz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot f_{cy} \cdot f_{cz} \cdot H}{(f_{cy} + f_{cz})^2}} \right] \dots \dots \dots (3.53)$$

$$\text{dan } f_{cz} = \frac{GJ}{A \bar{r}_o^2} \dots \dots \dots (3.54)$$

dengan

\bar{r}_o adalah jari-jari girasi polar terhadap pusat geser

$$\bar{r}_o^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + x_o^2 + y_o^2 \quad (3.55)$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \right) \quad (3.56)$$

Keterangan:

x_o, y_o adalah koordinat pusat geser terhadap titik berat, $x_o = 0$ untuk siku ganda dan profil T (sumbu y -sumbu simetris)

f_{cry} dihitung sesuai dengan persamaan (3.22), untuk tekuk lentur terhadap sumbu lemah y - y , dan dengan menggunakan harga λ_c , yang dihitung dengan rumus

$$\text{dan } \lambda_c = \frac{Lk_y}{\pi r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.57)$$

dengan Lk_y adalah panjang tekuk dalam arah sumbu lemah y - y

3.10 Perencanaan Akibat Gaya Tarik Aksial

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor N_u harus memenuhi:

$$N_u \leq \phi N_n \quad (3.58)$$

dengan ϕN_n adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terendah di antara dua perhitungan menggunakan harga-harga ϕ dan N_n di bawah ini:

$$\phi = 0,9$$

$$N_n = A_g f_y \quad (3.59)$$

dan

$$\phi = 0,75$$

$$N_n = A_e \cdot f_u \dots \dots \dots (3.60)$$

Keterangan:

A_g adalah luas penampang bruto, m^2

A_e adalah luas penampang efektif menurut persamaan (3.61), mm^2

f_y adalah tegangan leleh, MPa

f_u adalah tegangan tarik putus, MPa .

Luas panampang efektif komponen struktur yang mengalami gaya tarik ditentukan sebagai berikut:

$$A_e = AU \dots \dots \dots (3.61)$$

Keterangan:

A adalah luas penampang menurut Butir 3.10.1 sampai dengan 3.10.4, mm^2 .

U adalah faktor reduksi.

$$= 1 - (x/L) \leq 0,9 \text{ atau } 3.10.3 \text{ dan } 3.10.4.$$

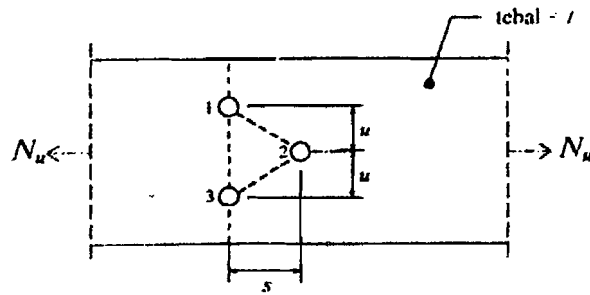
X adalah eksentrisitas sambungan, jarak tegak lurus gaya tarik, antara titik berat penampang komponen yang disambung dengan bidang sambung, mm

L adalah panjang sambungan dalam arah gaya tarik, yaitu jarak antara dua baut yang terjauh pada suataun sambungan atau panjang las dalam arah gaya tarik, mm .

1. Kasus Gaya Tarik Hanya Disalurkan Oleh Baut

a. $A = A_{nt}$

Adalah luas penampang neto terkecil antara potongan 1-3 dan potongan 1-2-3.



Gambar 3.6 Jalur-Jalur Kegagalan Pada Penampang Bersih

Potongan 1-3 $A_{nt} = A_g - ndt$ (3.62)

Potongan 1-2-3 $A_{nt} = A_g - ndt + \sum \frac{s^2}{4u}$ (3.63)

Keterangan:

A_g adalah luas penampang bruto, mm^2

t adalah tebal penampang, mm

d adalah diameter lubang, mm

n adalah banyaknya lubang dalam garis potongan

s adalah jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur, mm .

u adalah jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur.

- b. Dalam suatu potongan jumlah luas lubang tidak boleh melebihi 15% luas penampang utuh.

2. Kasus Gaya Tarik Disalurkan Oleh Las Memanjang

Bila gaya tarik hanya disalurkan oleh pengelasan memanjang ke komponen struktur yang bukan pelat, atau oleh kombinasi pengelasan memanjang atau melintang.

$A = A_g$, adalah luas penampang bruto komponen struktur, mm^2

3. Kasus Gaya Tarik Disalurkan Oleh Las Melintang

Bila gaya tarik hanya disalurkan oleh pengelasan melintang:

A adalah jumlah luas penampang neto yang dihubungkan secara langsung dan $U = 1,0$.

4. Kasus Gaya Tarik Disalurkan Oleh Las Sepanjang Dua Sisi

Bila gaya tarik disalurkan ke sebuah komponen struktur pelat dengan pengelasan sepanjang kedua sisi pada ujung pelat, dengan $l \geq w$

A adalah luas pelat

$$\text{untuk } l \geq 2w \quad U = 1,0 \dots\dots\dots (3.64a)$$

$$\text{untuk } 2w > l \geq 1,5w \quad U = 0,87 \dots\dots\dots (3.64b)$$

$$\text{untuk } 1,5w \geq l \geq w \quad U = 0,75 \dots\dots\dots (3.64c)$$

Keterangan:

l adalah panjang pengelasan, mm

w adalah lebar pelat (jarak antar sumbu pengelasan), mm

3.11 Komponen Struktur dengan Penampang Simetris Yang Mengalami Momen Lentur dan Gaya Aksial

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut:

untuk $\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2$:

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots (3.65a)$$

untuk $\frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2$:

$$\frac{N_u}{2\phi N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots (3.65b)$$

Keterangan:

N_u adalah gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor, N .

N_n adalah kuat nominal penampang, N .

ϕ adalah faktor reduksi kekuatan sesuai Butir 3.5 untuk gaya tarik aksial, atau sama dengan 0,85 untuk gaya tekan aksial.

M_{ux}, M_{uy} adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu- x dan sumbu- y , N - mm .

M_{nx}, M_{ny} adalah kuat nominal lentur penampang terhadap sumbu- x dan sumbu- y , N - mm .

$\phi_b = 0,9$ adalah faktor reduksi kuat lentur.

3.12 Perencanaan Balok Komposit

3.12.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (3.66)$$

Rasio modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots\dots\dots (3.67)$$

Lebar efektif slab beton untuk balok interior merupakan nilai terkecil dari:

$$b_E \leq \frac{1}{4} L \dots\dots\dots (3.68)$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f \dots\dots\dots (3.69)$$

$$b_E \leq b_o \dots \dots \dots (3.70)$$

Lebar sayap beton ekuivalen, $\frac{b_E}{n} \dots \dots \dots (3.71)$

Luas baja transformasi:

$$A_{tr} = (b_E/n \cdot t_s) + A_s \dots \dots \dots (3.72)$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{\left(\left(\frac{b_E}{n} t_s \right) 0,5 t_s \right) + (A_s ((0,5 d_s) + t_s))}{\left(\frac{b_E}{n} t_s \right) + A_s} \dots \dots \dots (3.73)$$

$$Y_b = d_s + t_s - Y_a \dots \dots \dots (3.74)$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{tr} = I_{xs} + A_s Y_2^2 + I_{xcr} + A_{cr} Y_1^2 \dots \dots \dots (3.75)$$

3.12.2 Pembebanan dan Gaya Dalam Penampang Komposit

Balok anak diasumsikan sebagai balok sederhana sehingga dukungan pada balok anak adalah sendi-rol.

L_x = sisi terpendek

L_y = sisi terpanjang

$$t = 0,5 L_x \dots \dots \dots (3.76)$$

$$t_{eq} = t - \frac{4 t^3}{3 L_y^2} \dots \dots \dots (3.77)$$

$$Q_{D \text{ equiv}} = Q_D \cdot t_{eq} \dots \dots \dots (3.78)$$

$$Q_{L \text{ equiv}} = Q_L \cdot t_{eq} \dots \dots \dots (3.79)$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \dots \dots \dots (3.80)$$

Momen maksimum ultimit

$$M_u = \frac{1}{8} Q_u L^2 \dots\dots\dots (3.81)$$

Gaya geser ultimit

$$V_u = \frac{1}{2} Q_u L \dots\dots\dots (3.82)$$

Gaya geser akibat beban mati

$$V_D = \frac{1}{2} Q_D L \dots\dots\dots (3.83)$$

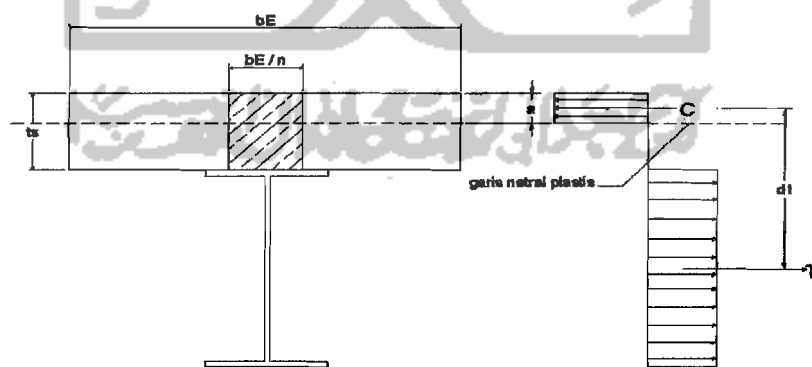
Gaya geser akibat beban hidup

$$V_L = \frac{1}{2} Q_L L \dots\dots\dots (3.84)$$

3.12.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

a. Sumbu netral plastis (PNA) pada slab

Apabila $a < t_s$, maka garis netral plastis ada di beton



Gambar 3.7 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di beton

$$\text{Gaya desak beton, } C = 0,85 f_c b_E a \dots\dots\dots (3.85)$$

$$\text{Gaya tarik penampang baja, } T = A_s f_y \dots\dots\dots (3.86)$$

Kesetimbangan gaya dalam $C = T$

$$0,85.f'_c.b_E.a = A_s.f_y$$

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s.f_y}{0,85.f'_c.b_e} \dots\dots\dots (3.87)$$

Kapasitas nominal balok komposit

$$M_n = C.d_1 \text{ atau } T.d_1 \dots\dots\dots (3.88)$$

Bila slab tersebut mampu mengembangkan suatu gaya tekan paling tidak sama dengan kekuatan leleh penuh dengan balok bajanya, PNA akan berada dalam slab, situasi yang lazim untuk penampang-penampang yang sepenuhnya komposit. Bila kekuatan nominal dinyatakan dalam bentuk gaya baja akan diperoleh

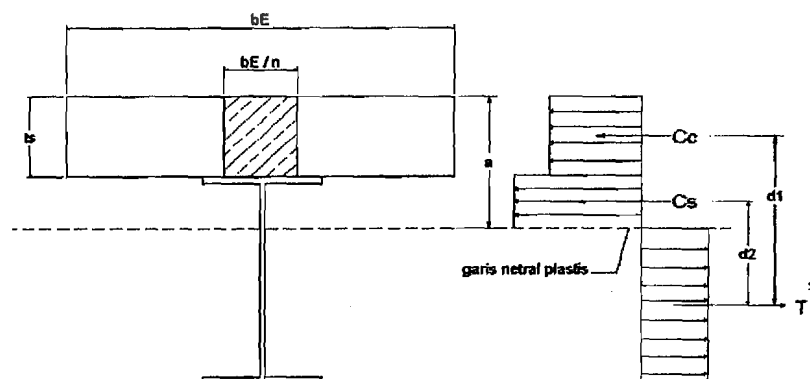
$$M_n = A_s.f_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (3.89)$$

Cek kapasitas balok komposit

$$\phi_b M_n \geq M_u \dots\dots\dots (3.90)$$

b. Sumbu netral plastis (PNA) pada slab

Apabila $a > t_s$, maka garis netral plastis ada di baja



Gambar 3.8 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di baja

Gaya tekan beton dalam slab, $C_c = 0,85.f'_c.b_E.t_s$ (3.91)

Gaya tarik T' lebih kecil daripada $A_s.f_y$ harus sama dengan jumlah gaya-gaya tekan:

$$T' = C_c + C_s \dots\dots\dots (3.92)$$

$$T' = A_s.f_y - C_s \dots\dots\dots (3.93)$$

Maka akan diperoleh: $C_s = \frac{A_s.f_y - C_c}{2}$ (3.94)

atau

$$C_s = \frac{A_s.f_y - 0,85.f'_c.b_E.t_s}{2} \dots\dots\dots (3.95)$$

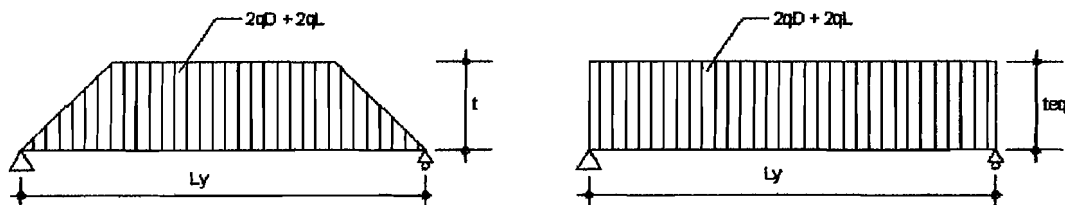
Kapasitas nominal balok komposit

$$M_n = C_c.d_1 + C_s.d_2 \dots\dots\dots (3.96)$$

Cek kapasitas balok komposit dengan persamaan (3.90)

3.12.4 Kontrol Terhadap Lendutan

Balok Komposit yang telah didisain harus dikontrol besarnya lendutan yang terjadi. Besarnya lendutan sangat tergantung pada beban-beban yang bekerja pada balok tersebut.



Gambar 3.9 Distribusi Beban Plat

L_x = sisi terpendek dari pelat

$$t = 0,5.L_x \dots\dots\dots (3.97)$$

$$t_{eq} = t - \frac{4.t^3}{3.L_y^2} \dots\dots\dots (3.98)$$

$$q_D = t_{eq}.Q_D \dots\dots\dots (3.99)$$

$$q_L = t_{eq}.Q_L \dots\dots\dots (3.100)$$

$$q_{total} = 2q_D + 2q_L + q_s \dots\dots\dots (3.101)$$

Lendutan yang terjadi pada balok komposit

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{total}.L^4}{E_s.I_{kom}} < \frac{L}{360} \dots\dots\dots (3.102)$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$q_{mati} = q_D + q_s \dots\dots\dots (3.103)$$

$$\Delta_{baja} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{mati}.L^4}{E_s.I_s} \dots\dots\dots (3.104)$$

$$\Delta_{Kmp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L.L^4}{E_s.I_{Kom}} \dots\dots\dots (3.105)$$

$$\Delta_{max} = \Delta_{baja} + \Delta_{Kmp} < \frac{L}{360} \dots\dots\dots (3.106)$$

3.12.5 Perencanaan Konektor Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi sangat efektif, maka di antara profil baja dan beton (pelat) dipasang baut penghubung geser (*shear conector*).

Gaya geser horizontal yang terjadi antara beton dan baja (V_n) merupakan nilai terkecil dari persamaan (3.107a) dan (3.107b),



$$V_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_E \cdot l_s \dots\dots\dots (3.107a)$$

$$V_n = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (3.107b)$$

Kuat nominal satu penghubung geser jenis paku yang ditanam di dalam pelat beton massif adalah:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \dots\dots\dots (3.108)$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan untuk setengah bentang balok:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} \dots\dots\dots (3.109)$$

Untuk pengecekan kapasitas geser balok anak dapat dicari dengan persamaan (3.40) sampai (3.45).

3.13 Perencanaan Sambungan

3.13.1 Perencanaan Sambungan Baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_u , harus memenuhi

$$R_u \leq \phi R_n \dots\dots\dots (3.110)$$

Keterangan:

ϕ adalah faktor reduksi kekuatan.

R_n adalah kuat nominal baut.

1. Baut Dalam Geser

Kuat geser rencana dari suatu baut dihitung sebagai berikut:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \dots\dots\dots (3.111)$$

Keterangan:

$r_1 = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_1 = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

f_u^b adalah tegangan tarik putus baut (MPa)

A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir (mm^2).

Kuat geser nominal baut yang mempunyai beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

2. Baut Yang Memikul Gaya Tarik

Kuat tarik rencana satu baut dihitung sebagai berikut:

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f \cdot 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \dots\dots\dots (3.112)$$

Keterangan:

$\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

f_u^b adalah tegangan tarik putus baut (MPa)

A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir (mm^2).

3. Baut Pada Sambungan Tipe Tumpu Yang Memikul Kombinasi Geser dan Tarik

Baut yang memikul gaya geser terfaktor, V_u dan gaya tarik terfaktor, T_u ,

secara bersamaan harus memenuhi kedua persyaratan berikut:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{vA_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b m \dots\dots\dots (3.113)$$

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n} \dots\dots\dots (3.114)$$

$$f_1 \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2 \dots\dots\dots (3.115)$$

Keterangan:

$\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

n adalah jumlah baut

m adalah jumlah bidang geser

untuk baut mutu tinggi;

$$f_1 = 807 \text{ Mpa}, f_2 = 621 \text{ Mpa},$$

$r_2 = 1,9$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser,

$r_2 = 1,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser,

untuk baut mutu normal;

$$f_1 = 410 \text{ Mpa}, f_2 = 310 \text{ Mpa},$$

$$r_2 = 1,9$$

4. Kuat Tumpu

Kuat tumpu rencana bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar daripada 1,5 kali diameter lubang, jarak antar lubang lebih besar daripada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut:

$$R_d = \phi_f R_n = 2,4 \cdot \phi_f d_b t_p f_u \dots \dots \dots (3.116)$$

Keterangan:

$\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur,

d_b adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir (mm),

t_p adalah tebal pelat (mm),

f_u adalah tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat (MPa).

5. Tata Letak Baut

Tata letak baut harus memenuhi persyaratan:

- Jarak antar pusat baut tidak boleh kurang dari 3 kali diameter nominal baut.
- Jarak antar pusat pengencang tidak boleh melebihi $15t_p$ (t_p = tebal lapis tertipis di dalam sambungan).
- Jarak tepi minimum: $1,75d_b$ (tepi dipotong dengan tangan), $1,50d_b$ (tepi dipotong dengan mesin) dan $1,25d_b$ (tepi profil bukan hasil potongan) dengan d_b adalah diameter nominal baut pada daerah tak berulir.
- Jarak tepi maksimum: 12 kali tebal pelat lapis luar tertipis dalam sambungan dan 150 mm.

3.13.2 Perencanaan Las

1. Kuat Las Sudut

Las Sudut yang memikul gaya terfaktor per satuan panjang las, R_u , harus memenuhi:

$$R_u \leq \phi R_{nw}$$

dengan

$$\phi_f R_{nw} = 0,75 \cdot t_e (0,6 \cdot f_{uw}) \text{ (las)} \dots \dots \dots (3.117a)$$

$$\phi_f R_{nw} = 0,75 \cdot t_e (0,6 \cdot f_u) \text{ (bahan dasar)} \dots \dots \dots (3.117b)$$

dengan $\phi_f = 0,75$ faktor reduksi kekuatan saat fraktur

Keterangan:

f_{uw} adalah tegangan tarik putus logam las, MPa.

f_u adalah tegangan tarik putus bahan dasar, MPa.

t_i adalah tebal rencana las, *mm*.

2. Ukuran Minimum Las Sudut

Ukuran minimum las sudut, selain dari las sudut yang digunakan untuk memperkuat las tumpul, ditetapkan sesuai dengan Tabel 3.5 kecuali bila ukuran las tidak boleh melebihi tebal bagian yang tertipis dalam sambungan.

Tabel.3.5 Ukuran Minimum Las Sudut

Tebal bagian paling tebal, t (<i>mm</i>)	Tebal minimum las sudut, t_w (<i>mm</i>)
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$15 < t$	6

3. Ukuran Maksimum Las Sudut Sepanjang Tepi

Ukuran maksimum las sudut sepanjang tepi kolom yang disambung adalah:

- a. Untuk komponen dengan tebal kurang dari 6,4 *mm*, diambil setebal komponen.
- b. Ukuran komponen dengan tebal 6,4 *mm* atau lebih, diambil 1,6 *mm* kurang dari tebal komponen kecuali jika dirancang agar memperoleh tebal rencana las tertentu.

4. Panjang Efektif

Panjang efektif las sudut adalah seluruh panjang las sudut berukuran penuh. Panjang efektif las sudut paling tidak harus 4 kali ukuran las; jika kurang, maka ukuran las untuk perencanaan harus dianggap sebesar 0,25 dikali panjang efektif. Persyaratan panjang minimum berlaku juga pada sambungan pelat yang

bertumpuk (lap). Setiap segmen las sudut yang tidak menerus (selang-seling) harus mempunyai panjang efektif tidak kurang dari 40 mm dan 4 kali ukuran nominal las.

5. Luas Efektif

Luas efektif las sudut adalah perkalian panjang efektif dan tebal rencana las

3.13.3 Perencanaan Sambungan Kolom

Sambungan kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia dan perbedaan profil yang dipakai. Dalam perencanaannya sambungan dibagi menjadi dua, yaitu sambungan sayap dan sambungan badan.

Sambungan sayap merupakan sambungan yang berada pada sayap kolom. Gaya pada sayap kolom diperoleh melalui persamaan (3.113)

$$N_{uf} = \frac{M_{u,k}}{0,95 \cdot d} \dots\dots\dots (3.118)$$

Dimana N_{uf} gaya pada tiap sayap kolom. $M_{u,k}$ adalah momen kolom dan d merupakan tinggi profil kolom. Jumlah baut minimum yang diperlukan pada sambungan diperoleh melalui persamaan (3.112).

$$n = \frac{N_{uf}}{\phi R_n} \dots\dots\dots (3.119)$$

Setelah jumlah baut diketahui, maka langkah selanjutnya adalah mendisain pelat sambung. Luas tampang dan tebal pelat sambung dapat dicari melalui persamaan (3.114) dan (3.115).

$$A_g = \frac{N_{uf}}{2,09 f_y} \dots\dots\dots (3.120)$$

$$t_{\min} = \frac{A_g}{\text{lebar plat}} \dots\dots\dots(3.121)$$

Kemudian kontrol kekuatan pelat sambung dengan persamaan (3.115).

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_{nt} \dots\dots\dots(3.122)$$

Kuat tumpu pelat sambung dapat digunakan persamaan (3.111).

Sambungan badan merupakan sambungan yang berada pada badan kolom. Gaya pada badan kolom diperoleh melalui persamaan (3.117).

$$N_{uw} = \frac{N_{uk} \cdot A_w}{A} \dots\dots\dots(3.123)$$

3.13.4 Perencanaan Sambungan Balok-Kolom

Perencanaan sambungan balok ke kolom didasarkan momen lentur dan gaya geser pada balok. Momen pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sambungan.

1. Menentukan jumlah baut untuk menahan gaya tarik terfaktor maksimum N_u dari momen lentur dari kuat desain maksimum balok.

$$N_{u \text{ maks}} = \frac{\phi_b \cdot M_n}{d - t_{fb}} \dots\dots\dots(3.124)$$

Untuk baut $\phi = 24 \text{ mm}$ (A325-X) kuat desain dalam tarik diperoleh dari persamaan (3.108).

Jumlah baut dapat ditentukan dari persamaan di atas ini:

$$\text{Jumlah baut} = \frac{N_u}{\phi \cdot R_n} \text{ (baut untuk tarik)} \dots\dots\dots(3.125)$$

$$\text{Jumlah baut} = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} \text{ (baut untuk geser) (3.126)}$$

2. Estimasi Tebal Pelat

$$b' = s - \frac{1}{2} \cdot d \text{ (3.127)}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4,44 \cdot T \cdot b'}{w \cdot f_y \cdot (1 + \alpha \cdot \delta)}} \text{ (3.128)}$$

3. Menentukan Ukuran Las Yang Digunakan

$$\text{Las} = \phi \cdot R_{n,w} \text{ perlu (3.129)}$$

Dari tabel 5.14.2 *Salmon & Johnson*-Struktur Baja desain dan perilaku ukuran las $\phi \cdot R_{n,w}$ (Kip/Inc) harus lebih besar $\phi \cdot R_{n,w}$ perlu (Kip/In).

4. Periksa Kombinasi Geser dan Tarik

Tegangan yang diakibatkan oleh gaya geser

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_b} \text{ (3.130)}$$

Untuk baut A325-X adalah

$$f_{ut} = 590 - 1,4 \cdot f_{uv} < 470 \text{ MPa (3.131)}$$

5. Perencanaan Daerah Panel Zone

1) Pelat Pengaku (*stiffener*):

Akibat transfer momen lentur ke sayap kolom menimbulkan gaya aksial N_{bf} tarik atau tekan pada sayap kolom. Untuk menghindari robeknya las antara sayap kolom dan *flange plate* maka harus dipenuhi persamaan di bawah ini:

$$\phi N_n \geq N_{bf} \text{ (3.132)}$$

Nilai kapasitas beban terfaktor, N_{bf} akibat *strain hardening*:

$$N_{bf} = 1,8 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y \dots \dots \dots (3.133)$$

Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*):

$$\phi N_n = \phi 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot f_{yc} \dots \dots \dots (3.134)$$

Pelelehan badan lokal (*Local Web Yielding*):

$$\phi N_n = \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot f_{yc} \cdot t_{wc} \dots \dots \dots (3.135)$$

Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

$$\phi N_n = \phi 135 \cdot t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{f_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \dots \dots \dots (3.136)$$

Tekuk tekan dari pelat badan (*Compression Buckling of The Web*):

$$\phi N_N = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{f_{yc}}}{d'_c} \dots \dots \dots (3.137)$$

Luas pengaku pelat adalah :

$$A_{sl\ perlu} = \frac{N_{bf} - \phi f_{yc} (t_{fb} + 5k) t_{wc}}{\phi f_{yst}} \dots \dots \dots (3.138)$$

Lebar pengaku minimum adalah:

$$b_{sl\ minimum} \geq \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \dots \dots \dots (3.139)$$

Tebal pengaku minimum adalah:

$$t_s\ minimum = \frac{t_{fb}}{2} \dots \dots \dots (3.140)$$

Karena pengaku harus berpartisipasi dengan pelat badan kolom dan bekerja seperti halnya kolom dalam menahan pelipatan pelat badan. Maka A tidak

boleh melampaui λ_r untuk pengaku sebagai suatu elemen tekan tanpa perkuatan,

Periksa kekuatan kolom dari pengaku yang bekerja dalam kombinasi dengan panjang pelat badan yang sama $25t_{wc}$

$$\phi_c N_n = A_g(\phi f_{cr}) \dots\dots\dots(3.141)$$

2) Menentukan Gaya Geser pada Panel Zone

Terdapat balok pada kolom maka gaya geser pada kolom adalah:

$$V_c = \frac{M_{p1} \left[\frac{L_1}{L_{m1}} \right]}{h} \dots\dots\dots(3.142)$$

3) Gaya geser pada *Panel Zone* :

$$V_u = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} + \frac{M_{p2}}{0,95d_{b2}} - V_c \dots\dots\dots(3.143)$$

4) Kuat geser daerah *panel zone*:

Untuk $N_u \leq 0,75 N_y = f_y A$ maka :

$$V_n = \phi 0,6 f_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_f t_f^2}{d_b d_c t_w} \right) \dots\dots\dots(3.144)$$

Untuk $N_u > 0,75 N_y = f_y A$ maka :

$$V_n = \phi 0,6 f_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_f t_f^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1,9 - \frac{1,2 N_u}{N_y} \right) \dots\dots\dots(3.145)$$

5) Sambungan pelat ke kolom:

$$a_{\text{efektif maksimum}} = \frac{0,9 f_y t_s}{2.(0,707).0,75(0,60 F_{EXX})_s} \dots\dots\dots(3.146)$$

Gaya terfaktor maksimum yang akan ditahan oleh pengaku adalah:

$$\text{Gaya} = \phi A_{st} f_{yst} \dots\dots\dots(3.147)$$

Dari tabel 5.14.3, *Salmon & Johnson*, struktur baja desain dan perilaku las memberikan ϕR_{nw} (*kips/inc*). Gunakan las fillet, atas dan bawah, pada pelat tekan maupun tarik dimana pelat-pelat ini menumpu pada flens-flens kolom. Sepanjang badan kolom, las fillet diperlukan hanya pada satu sisi pelat saja.

3.13.5 Perencanaan Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

1. Perencanaan Plat Sambung

Kuat geser satu baut adalah

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot f_u^b) \cdot m \cdot A_b \dots\dots\dots(3.148)$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} \dots\dots\dots(3.149)$$

$$t \geq \frac{V}{\phi \cdot f_u \cdot \text{jarakujung}} \dots\dots\dots(3.150)$$

Apabila $f_u \cdot A_{nt} > 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}$,

$$R_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt} \dots\dots\dots(3.151a)$$

atau apabila $f_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}$,

$$R_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg} \dots\dots\dots(3.151b)$$

A_{vg} = luas *bruto* yang mengalami pelelehan geser

A_{tg} = luas *bruto* yang mengalami pelelehan tarik

A_{ns} = luas *netto* yang mengalami retakan geser

A_{nt} = luas *netto* yang mengalami retakan tarik

2. Menentukan Panjang Las

$$t_e = 0,707 \cdot a \dots\dots\dots(3.152)$$

kekuatan las berdasarkan leleh tarik dapat dicari dari persamaan (3.111a)

Panjang las yang dibutuhkan:

$$P_{las} = \frac{V_u}{\phi \cdot R_{nw}} \dots\dots\dots(3.153)$$

3.13.6 Perencanaan Sambungan Balok Induk

Sambungan Balok dengan balok dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia.

1. Kekuatan desain maksimum ϕM_n dan ϕV_n dari balok dapat dicari dari persamaan (3.33) dan (3.45)

Meskipun *LRFD* tidak mensyaratkan suatu proporsi minimum dari kekuatan yang harus dikembangkan oleh suatu *splice*, sangatlah bijaksana untuk mendesain *splice* dalam proporsi utama kekuatan batang.

2. Pelat badan, pelat badan harus menahan semua gaya geser. Kekuatan desain ϕR_n untuk baut dalam geser ganda adalah

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot f_u^b) \cdot m \cdot A_b \dots\dots\dots(3.154)$$

Tebal pelat badan yang diperlukan untuk mencegah keruntuhan geser sepanjang penampang bersih adalah:

$$A_{ns\ perlu} = \frac{V_u}{\phi \cdot (0,6 \cdot f_u)} \dots\dots\dots(3.155)$$

3. Pelat *flens*, pelat *splice* didesain sebagai batang-batang tarik. Lebar pelat dibuat lebih kecil dari lebar *flens* balok.

$$\text{Gaya flens} = \frac{M_u}{\text{lengan}} = \frac{M_u}{d + est.t} \dots\dots\dots (3.156)$$

$$\phi.N_n = \phi.A_g.f_y \text{ pelepasan pelat splice } (\phi = 0,9)$$

$$\phi.N_n = \phi.A_n.f_u \text{ patah pelat splice } (\phi = 0,9)$$

$$A_n \leq 0,85 . A_g$$

$$A_g \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi.f_y} \dots\dots\dots (3.157)$$

$$A_n \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi.f_u} \dots\dots\dots (3.158)$$

$$A_g \text{ min} = \frac{A_n \text{ perlu}}{0,85} \dots\dots\dots (3.159)$$

4. Baut– baut flens, baut–baut berada dalam kondisi geser tunggal,

$$\text{jumlahbaut} = \frac{N_u}{\phi.R_n} \dots\dots\dots (3.160)$$

5. Baut–baut badan. Hitung momen yang ditahan oleh pelat badan ketika f_y telah dicapai dipusat dari pelat flens tarik

$$\phi.M_n = \phi \left(\frac{td^2}{6} \right) f_y = \dots\dots\dots (3.161)$$

Kuat tumpu badan dapat dicari dari persamaan (3.110). Suatu pendekatan konservatif adalah dengan menentukan gaya pada baut–baut badan yang didekat flens dengan menggunakan metode vektor elastis

$$\Sigma x^2 + \Sigma y^2 \dots\dots\dots (3.162)$$

$$R_{ux} = \frac{M_u y}{\Sigma x^2 + \Sigma y^2} \dots\dots\dots (3.163)$$

$$R_{wy} = \frac{M_{ux}}{\sum x^2 + \sum y^2} \dots\dots\dots(3.164)$$

$$R_{uv} = \frac{V_u}{n} \dots\dots\dots(3.165)$$

$$R_u = \sqrt{(R_{uv} + R_{ux})^2 + R_{ux}^2} \dots\dots\dots(3.166)$$

3.14 Perencanaan Pelat Beton

3.14.1 Perencanaan Pelat Beton Satu Arah

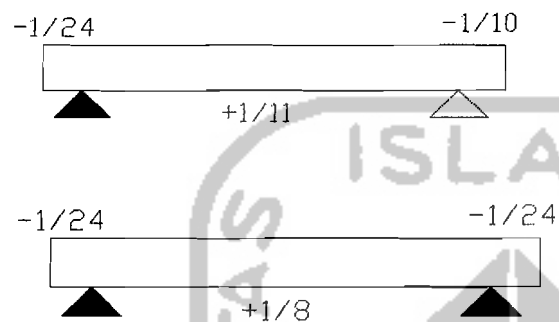
1. Menentukan tebal minimum pelat beton

Tebal pelat lantai minimum adalah 120 mm, untuk atap tebal minimumnya adalah 100 mm. Tebal terlentur satu arah tergantung besar momen lentur, defleksi dan kuat geser yang dituntut. SK-SNI memberikan tebal minimum pelat satu arah yang dikaitkan dengan bentang pelat, beton normal ($W_c = 23 \text{ kN/m}^3$) dan baja BJTD-40,sbb:

- $L/20 \rightarrow$ dua tumpuan
- $L/24 \rightarrow$ satu ujung menerus
- $L/28 \rightarrow$ kedua ujung menerus
- $L/10 \rightarrow$ Kantilever
- Jika mutu baja bukan BJTD-40, dikalikan faktor : $\left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$
- Sedang untuk beton ringan dikalikan faktor : $(1,65-0,005 \cdot W_c)$

2. Menentukan momen lentur pelat yang terjadi

Perencanaan dan analisis dilakukan dengan menggunakan konsep cara pendekatan untuk menghitung momen dan geser sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 yaitu sebagai berikut :



Besar momen lentur adalah :

$$W_u = 1,2.W_D + 1,6.W_L \dots\dots\dots(3.167)$$

$$\text{Momen} = \text{Koefisien} \cdot W_u \cdot L^2 \dots\dots\dots(3.168)$$

3. Menentukan tinggi manfaat (d)

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.169)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(3.170)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(3.171)$$

Untuk $f'_c \leq 30$ MPa maka $\beta_1 = 0,85$

Untuk $f'_c > 30$ MPa maka $\beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) \geq 0,65$

Tinggi manfaat untuk pelat satu arah adalah sebagai berikut:

$$d = h - p_b - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tulc}$$

4. Menentukan Gaya geser (V_n)

$$V_u = 1,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot W_u \cdot L \dots \dots \dots (3.172)$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot W_u \cdot L \dots \dots \dots (3.173)$$

Cek Kuat geser:

$$\phi V_n = \phi(1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) > V_u \dots \dots \dots (3.174)$$

5. Menentukan luas tulangan (A_s)

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (3.175)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots \dots \dots (3.176)$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots \dots \dots (3.177)$$

Jika $\rho_{ada} > \rho_{maks}$ → tebal minimum (h) harus diperbesar

Jika $\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{maks}$ → dipakai nilai: $\rho_{pakai} = \rho_{ada}$

Jika $\rho_{ada} < \rho_{min} < \rho_{maks}$ dan:

$1,33 \rho_{ada} > \rho_{min}$ → dipakai nilai: $\rho_{perlu} = \rho_{min}$

$1,33 \rho_{ada} < \rho_{min}$ → dipakai nilai: $\rho_{perlu} = 1,33 \rho_{ada}$

Setelah didapat nilai ρ_{perlu} , maka:

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \geq A_s \text{ bagi/susut} \dots \dots \dots (3.178)$$

Untuk menjaga terhadap susut harus dipenhi: $A_s \geq A_{sst}$ dimana luas tulangan susut

minimum:

- BJTD-30 → $A_{sst} = 0,002 \cdot b \cdot h$
- BJTD-40 → $A_{sst} = 0,0018 \cdot b \cdot h$

- BJTD > 40 $\rightarrow A_{sst} = 0,0018 \cdot b \cdot h \cdot \frac{400}{f_y} > 0,0014 \cdot b \cdot h$

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

Jarak antar tulangan:

$$s \leq \frac{A_1 \cdot b}{A_{s \text{ perlu}}} \dots \dots \dots (3.179)$$

$$s \leq 3h \dots \dots \dots (3.180)$$

Diambil nilai jarak antar tulangan (s) yang bterkecil, sehingga didapat nilai

$$A_{s \text{ ada}}, \text{ yaitu : } A_{s \text{ ada}} = \frac{A_1 \cdot b}{s} \dots \dots \dots (3.181)$$

3.14.2 Perencanaan Pelat Beton Dua Arah

1. Menentukan tebal minimum pelat beton

Tebal pelat lantai minimum adalah 120 mm, untuk atap tebal minimumnya adalah 100 mm. SK SNI T-15-1991-03 memberikan pendekatan empiris mengenai batasan defleksi dilakukan dengan tebal pelat minimum sebagai berikut:

$$h \geq \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \left[\alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \dots \dots \dots (3.182)$$

tetapi tidak boleh kurang dari:

$$h \geq \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \dots \dots \dots (3.183a)$$

dan tidak perlu lebih dari

$$h \geq \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36} \dots \dots \dots (3.183b)$$

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*

dengan:

L_n adalah bentang bersih terkecil pada pelat dihitung dari muka kolom, *mm*.

α_m adalah rasio kekakuan balok terhadap pelat.

β adalah rasio panjang terhadap lebar bentang pelat.

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:

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot c_{lx} \dots \dots \dots (3.184a)$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot c_{lx} \dots \dots \dots (3.184b)$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot c_{ly} \dots \dots \dots (3.184c)$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot c_{ly} \dots \dots \dots (3.184d)$$

dengan:

q_u adalah beban merata

L_x adalah panjang bentang pendek

c_{lx} adalah koefisien momen tumpuan arah- x

c_{tx} adalah koefisien momen lapangan arah-x

c_{ty} adalah koefisien momen tumpuan arah-y

c_{tx} adalah koefisien momen lapangan arah-y

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 pada bentang panjang (y), maka tulangan bentang pendek dilatakkan pada lapis bawah agar memberikan d (tinggi manfaat) yang lebih besar.

$$d_x = h - p_b - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tulx}$$

$$d_y = h - p_b - \phi_{tulx} - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tuly}$$

d_y untuk tulangan tumpuan arah y (t_y) sama dengan d_x

4. Menentukan luas tulangan (A_s) arah x dan y

Untuk menentukan luas tulangan ditentukan dari persamaan (175) – (181) tetapi pada persamaan (180) menjadi

$$s \leq 2h \dots\dots\dots (3.185)$$

$$s \leq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots (3.186)$$

5. Kontrol kapasitas lentur pelat yang terjadi

$$a = \frac{A_{s\text{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (3.187)$$

$$M_n = A_{s\text{ada}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (3.188)$$

3.15 Ketentuan Perencanaan Tahan Gempa

3.15.1 Ketentuan Umum

Komponen struktur untuk bangunan baja tahan gempa harus memenuhi,

$$\phi R_n \geq R_u \dots\dots\dots (3.189)$$

3.15.2 Parameter Beban Gempa

1. Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar rencana total, V , pada suatu arah ditetapkan sebagai berikut:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W_1 \dots\dots\dots (3.190)$$

Gaya geser dasar rencana total, V , tidak perlu lebih besar dari pada nilai berikut:

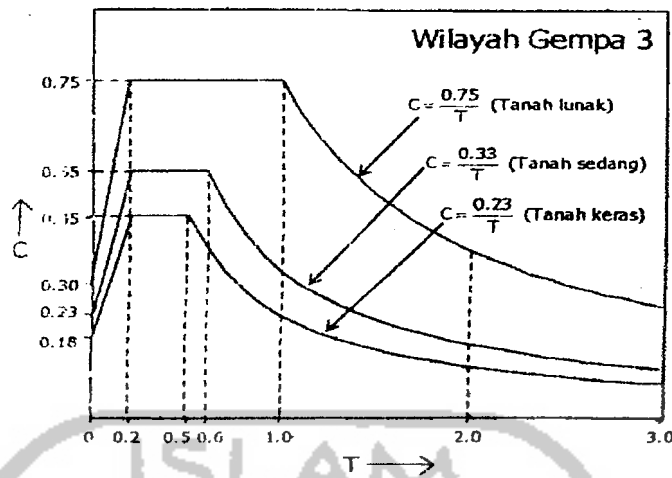
$$V \leq V_{maks} = \frac{2,5 C_a I}{R} W_1 \dots\dots\dots (3.191)$$

2. Waktu Getar Alami Struktur (T)

Untuk Struktur baja, periode getar struktur dihitung dengan rumus $T=0,085.H^{3/4}$, dengan H adalah tinggi total bangunan.

3. Koefisien Gempa Dasar (C).

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien ini dimaksud untuk struktur dengan daktilitas penuh, diman factor K -nya adalah 1.



Gambar 3.10 Koefisien Gempa Dasar (C) untuk Wilayah Gempa 3
(menurut SNI PPTGIUG 2000)

4. Faktor Keutamaan (I).

Waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan diperpanjang dengan pemakaian suatu factor keutamaan yang lebih besar dari 1. oleh karena itu semakin penting struktur tersebut semakin besar perlindungan yang harus diberikan.

5. Distribusi Gaya Horizontal Akibat Beban Gempa (F_i).

Distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa (F_i) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) pada arah yang ditinjau.

adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

- Struktur bangunan yang memiliki $H/B < 3$, maka gaya horizontal akibat beban gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \dots\dots\dots (3.192)$$

- b. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B > 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horizontal akibat gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_i = 0,1V \div \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \dots\dots\dots (3.193)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \dots\dots\dots (3.194)$$

Tabel 3.6 Tabel dibawah ini menunjukkan klasifikasi sistem struktur, sistem pemikul beban, faktor modifikasi respon, R , dan faktor kuat cadang struktur, Ω .

Sistem Struktur	Deskripsi Sistem Pemikul Beban Gempa	R	Ω_0
1. Sistem dinding penumpu [sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing]	1. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing baja tarik.	2,8	2,2
	2. Rangka bresing di mana bresing memikul beban gravitasi.	4,4	2,2
2. Sistem Rangka Bangunan [sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban grafitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing.]	1. Sistem rangka bresing eksentris (SRBE)	7,0	2,8
	2. Sistem rangka bresing konsentrik biasa (SRBKB)	5,6	2,2
	3. Sistem rangka bresing konsentrik khusus (SRBKK)	6,4	2,2
3. Sistem Rangka Pemikul Momen [Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban grafitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.]	1. Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)	8,5	2,8
	2. Sistem rangka pemikul momen terbatas (SRPMT)	6,0	2,8
	3. Sistem rangka pemikul biasa (SRPMB)	4,5	2,8
	4. Sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRBPMK)	6,5	2,8

Lanjutan tabel 3.6

Sistem Struktur	Deskripsi Sistem Pemikul Beban Gempa	R	Ω_0
4. Sistem Ganda [Terdiri dari : 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban grafitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi sistem ganda .]	1. Dinding geser beton dengan SRPMB	4,2	2,8
	2. SRBE baja		
	a. Dengan SRPMK baja	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	4,2	2,8
	3. SRBKB baja		
	a. Dengan SRPMK baja	6,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	4,2	2,8
	4. SPBKK baja		
	a. Dengan SRPMK baja	7,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	4,2	2,8
5. Sistem Bangunan Kolom [Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral.]	Komponen struktur kolom kantilever	2,2	2,0

3.16 Perencanaan Pelat Dasar kolom

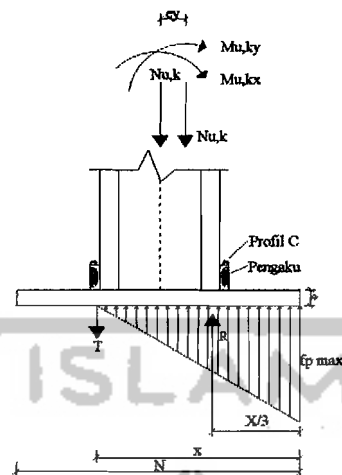
Pelat dasar kolom merupakan penghubung antara kolom baja dengan kaki kolom beton (pedestal). Dalam perencanaannya pelat dasar kolom akan didesain berdasarkan beban aksial dan momen yang terjadi di dasar kolom. Desain plat dasar kolom dipengaruhi oleh momen arah x (M_{tkx}) dan arah y (M_{tky}).

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{u,ky}}{N_{u,k}} < \frac{1}{2} d_c \dots \dots \dots (3.195)$$

$$e_x = \frac{M_{u,kx}}{N_{u,k}} \dots \dots \dots (3.196)$$

Menentukan dimensi pelat dasar kolom:



Gambar 3.11 Analisis Plat Dasar Kolom

Diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga (R) bekerja pada pusat flens, sehingga :

$$N_u = R = T$$

Kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial N :

$$N_{u,k} (d_c / 2 + b_{f,ca} / 2) + M_{u,kx} + M_{u,ky} = R(d_c + b_{f,ca} - t_f / 2) \dots \dots \dots (3.197)$$

Diasumsikan luas bidang tekan efektif penumpu akibat momen yang bekerja adalah ($X.B$), sehingga gaya tekan yang terjadi harus memenuhi :

$$\phi N_p \geq N_u \dots \dots \dots (3.198)$$

$$\phi (1/2 \cdot F_p \cdot X.B) \dots \dots \dots (3.199)$$

$$F_p = 0,85.f'_c < \text{tegangan desak beton}$$

$$\text{Jarak dari pusat flens ke ujung pelat} = 1/3.X \dots \dots \dots (3.200)$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

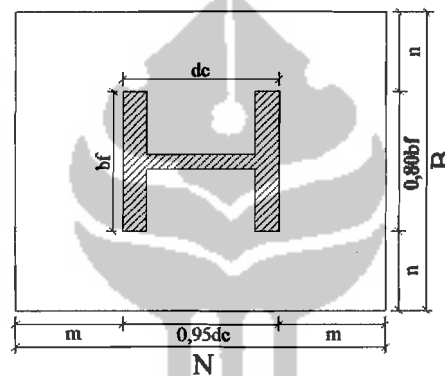
$$L = (2 \cdot X) + (d_c - t_f) \dots \dots \dots (3.201)$$

Dimana X adalah panjang bidang tekan (m), d_c adalah tinggi keseluruhan profil baja (mm), t_f adalah tebal sayap dari profil baja (mm).

Menentukan jarak tepi pelat dasar kolom dengan profil baja pada arah lebar dan panjang.

$$m = \frac{L - 0,95.d_c}{2} \dots\dots\dots(3.202)$$

$$n = \frac{B - 0,8.b_f}{2} \dots\dots\dots(3.203)$$



Gambar 3.12 Desain Plat Dasar

Tegangan pada ujung pelat:

$$f_p = \frac{N_u}{B.L} \pm \frac{M_{u,kx}}{1/6.B.L^2} \pm \frac{M_{u,ky}}{1/6.B^2.L} < F_p \dots\dots\dots(3.204)$$

Cek kapasitas penumpu (pedestal)

$$\phi N_p \geq N_u \dots\dots\dots(3.205)$$

$$\phi N_p = \phi_e.F_p.A \dots\dots\dots(3.206)$$

Momen lentur pelat di titik A , sepanjang B (tegak lurus gambar) = $1 m$

$$M_u = 1/2.(f_p \max - y).x/3.(2/3.x/3).B + y.x/3.(1/2.x/3).B \dots\dots\dots(3.207)$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u \dots \dots \dots (3.208a)$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b \cdot Z \cdot f_y = 0,9 \cdot (B \cdot t_p^2/4) \cdot f_y \geq M_u \dots \dots \dots (3.208b)$$

Jadi rumus tebal pelat yang diperlukan sabagai berikut :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{0,9 \cdot B \cdot f_y}} \dots \dots \dots (3.209)$$

Perencanaan baut angkur arah y yang menahan M_u, kx

$$N = \frac{M_{u,kx}}{d} \dots \dots \dots (3.210)$$

Kapasitas tarik satu angkur (ϕN_n):

$$\phi N_n = \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \dots \dots \dots (3.211)$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{N}{\phi \cdot N_n} \dots \dots \dots (3.212)$$

Kedalaman angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur :

$$N_n = \frac{N}{n} \dots \dots \dots (3.213)$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_t' = 0,57 \cdot \sqrt{f_c'} (Mpa) \dots \dots \dots (3.214)$$

Gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

$$N_n = \pi \cdot D \cdot L \cdot x \cdot f_t' \dots \dots \dots (3.215)$$

Kedalaman angkur yang diperlukan :

$$H = \frac{N_n}{\pi \cdot D \cdot f_t'} \dots\dots\dots (3.216)$$

Dimana N_n adalah gaya tarik yang terjadi pada angkur (kN), D adalah diameter angkur (mm), f_t' adalah tegangan ijin tarik beton (kN/m^2).

Perencanaan angkur arah y yang menahan $M_{u,ky}$ sama dengan perencanaan angkur arah x , sehingga persamaan (3.212) sampai dengan (3.216) dapat dipakai.

3.17 Perencanaan Pedestal (kaki kolom)

Pedestal (kaki kolom) merupakan elemen struktur yang berfungsi sebagai tempat perletakan pelat dasar kolom, terbuat dari beton. Dalam desainnya pedestal dirancang mempunyai dimensi yang lebih besar dari pelat dasar kolom dan tinggi pedestal harus lebih dari kedalaman angkur.

Tulangan longitudinal/ lentur pedestal

Rasio tulangan pakai, $\rho = 1\%$

$$A_{st} = 0,01 \cdot A_g \dots\dots\dots (3.217)$$

Menentukan jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{A_{st}}{A_\phi} \dots\dots\dots (3.218)$$

Tulangan sengkang :

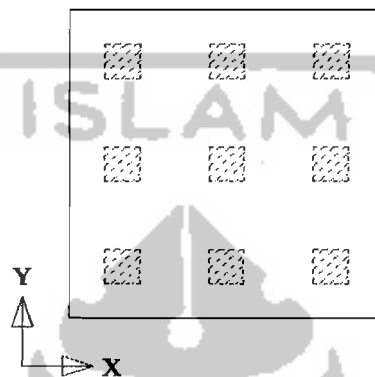
$$V_s = \frac{V_{u,kpakai}}{\phi} e_x = \frac{M_{u,ky}}{N_{u,k}} \dots\dots\dots (3.219)$$

Jarak antar tulangan sengkang

$$S = \frac{n \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} e_x = \frac{M_{u,ky}}{N_{u,k}} \dots\dots\dots (3.220)$$

3.18 Perencanaan *Pile Cap*

Dalam perencanaan pondasi *pile cap* dipergunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom, terbuat dari beton bertulang.



Gambar 3.13 *Pile Cap*

$$\Sigma X^2 = \Sigma(n \cdot X_i^2) \dots\dots\dots (3.221)$$

$$\Sigma Y^2 = \Sigma(n \cdot Y_i^2) \dots\dots\dots (3.222)$$

Beban ultimit :

$$\Sigma P = N + \text{berat pile cap} + \text{berat pederstal} \dots\dots\dots (3.223)$$

$$\Sigma P_{ultimite} = 1,05 \cdot \Sigma P \dots\dots\dots (3.224)$$

Beban yang bekerja pada satu tiang:

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P_{ultimite}}{n} \pm \frac{M_{u,x} \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} \pm \frac{M_{u,y} \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \dots\dots\dots (3.225)$$

Dimana $M_{u,x}$: momen searah sumbu y, $M_{u,y}$: momen searah sumbu x, X_{\max} : jarak tiang terjauh dalam arah sumbu x, Y_{\max} : jarak tiang terjauh dalam arah sumbu y, n_x : jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu x, n_y : jumlah tiang

sebaris dalam arah sumbu y , $\sum X^2$: jumlah jarak kuadrat searah sumbu x ,
dan $\sum Y^2$: jumlah jarak kuadrat searah sumbu y .

Kontrol geser lentur satu arah sejauh d

$$D = t_p - p_b - 0,5 \cdot \emptyset t_{ul} \dots \dots \dots (3.226)$$

$$V_u = \sum n \cdot P_{max} \dots \dots \dots (3.227a)$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (3.227b)$$

$$\phi V_c > V_u \dots \dots \dots (3.227c)$$

Kontrol geser poer / pile cap dua arah (sejauh $d/2$)

$$V_u = \sum n \cdot P_{max} \dots \dots \dots (3.228a)$$

Diambil nilai terkecil dari dua persamaan dibawah ini :

$$1. V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta o}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b o \cdot d \dots \dots \dots (3.228b)$$

$$2. V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b o \cdot d \dots \dots \dots (3.228c)$$

$$b o = 2 \cdot (h_p + d) + 2 \cdot (b_p + d) \dots \dots \dots (3.229)$$

$$\beta o = \frac{L}{B} < 2 \dots \dots \dots (3.230)$$

Kriteria perencanaan tulangan geser:

1. Bila $V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c$ maka tidak diperlukan tulangan geser
2. Bila $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser minimum

$$\text{Dimana } V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Luas minimum tulangan geser minimum (sejangkang vertikal) :

$$A_v = \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_y} \text{ atau } s = \frac{3 A_v f_y}{b_w} \text{ dan } V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Dengan spasi sejangkang : $s \leq d/2$ atau $s \leq 600$

3. Bila $\phi V_c < V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \right)$ maka diperlukan tulangan geser untuk

menahan geser kelebihan.:

$$\phi V_s - \text{perlu} = V_u - \phi V_c \text{ dengan spasi: } s \leq d/2 \text{ atau } s \leq 600 \text{ mm}$$

4. Bila $V_u > \phi (V_c + V_s)$ maka ukuran penampang harus diperbesar

Penulangan lentur poer / pile cap

Penulangan lentur $M_{u,y}$

$$M_{uy} = n \cdot P_{u1} \cdot d_3 \dots \dots \dots (3.231)$$

Dimana: d_3 adalah jarak tepi pedestal sampai dengan titik pusat tiang pancang

arah sumbu x.

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (3.232)$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots \dots \dots (3.233)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (3.234)$$

Jarak antar tulangan didapat dengan persamaan (3.179) dan (3.181)

Kemudian control kapasitas tulangan pelat dengan persamaan (3.187) dan (3.188)

Penulangan lentur $M_{u,y}$

$$M_{ux} = n \cdot P_{u1} \cdot d_1 + n \cdot P_{u2} \cdot d_2 \dots \dots \dots (3.235)$$

Dimana: d_1 adalah jarak tepi pedestal sampai dengan titik pusat tiang pancang

paling kanan, P_{u1} , ($d_1 = s - (h_p/2)$) mm, d_2 adalah jarak tepi pedestal

sampai dengan titik pusat tiang pancang terdekat, $y_1 = P_{u2}, (d_2 = s - (h_p/2)$

mm.

Perhitungan selanjutnya sama dengan penulangan lentur M_{ux} sehingga persamaan (3.232) sampai dengan (3.234), (3.179), (3.181), (3.187) dan (3.188) dapat digunakan.

Tulangan susut

$$Asst = koef. \cdot b \cdot h \dots\dots\dots (3.236)$$

Jarak antar tulangan susut didapat dengan persamaan (3.179)

3.19 Perencanaan Pondasi

Dari data tanah diketahui bahwa tanah pada RS PKU Muhammadiyah II Jogjakarta mempunyai kuat dukung ijin hanya $q_a = 0,30 \text{ Kg/cm}^2$. Sehingga pondasi yang dipergunakan dalam perancangan ini adalah pondasi tiang pancang.

3.19.1 Menghitung Kapasitas Tiang Tunggal

1. Berdasarkan kekuatan tanah

a. Tahanan ujung (Q_p)

Tahanan ujung (*end bearing*) adalah tahanan tiang yang didasarkan pada daya dukung ujung tiang.

Jenis tanah dilapangan adalah pasir maka $C = 0$, sehingga rumus umum untuk menghitung tahanan ujung pada pondasi dalam adalah :

$$Q_p = A_p \cdot q \cdot Nq^* \dots\dots\dots (3.237)$$

$$q = L \cdot \gamma \dots\dots\dots (3.238)$$

b. Tahanan friksi (Q_s)

Tahanan friksi (*friction resistance*) adalah tahanan tiang yang didapatkan dari hasil gesekan selimut tiang dengan tanah.

Rumus umum tahanan friksi adalah sebagai berikut:

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta L \cdot f \dots \dots \dots (3.239)$$

Banyak metoda diperkenalkan untuk mencari tahanan friksi pada tanah lempung, pada perencanaan ini dipergunakan Metode α .

$$f = K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \dots \dots \dots (3.240)$$

Nilai K dan δ dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 3.7 Tabel Nilai K :

Metoda instalasi	K
Tiang pancang, <i>displacement</i> besar	$(1 - 2)K_o$
Tiang pancang, <i>displacement</i> kecil	$(0,75 - 1,75)K_o$
Bored pile	$(0,75 - 1)K_o$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

Tabel 3.8 Nilai δ

Interface	δ
Baja halus	$(0,5 - 0,7) \phi$
Baja kasar	$(0,7 - 0,9) \phi$
<i>Precast concrete</i>	$(0,8 - 1) \phi$
<i>Cast in place</i>	ϕ

Kapasitas tiang tunggal berdasarkan kekuatan tanah adalah:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W \dots \dots \dots (3.241)$$

2. Berdasarkan kekuatan beton

Tiang dianggap sebagai kolom langsing, sehingga beban yang terjadi P_c adalah beban tekuk *Euler*.

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{L^2} \dots\dots\dots (3.242)$$

$$N = P_c SF \dots\dots\dots (3.243)$$

Untuk kapasitas tiang tunggal terpakai, diambil nilai terkecil dari kapasitas tiang tunggal berdasarkan kekuatan tanah dan kapasitas tiang tunggal berdasarkan kekuatan beton.

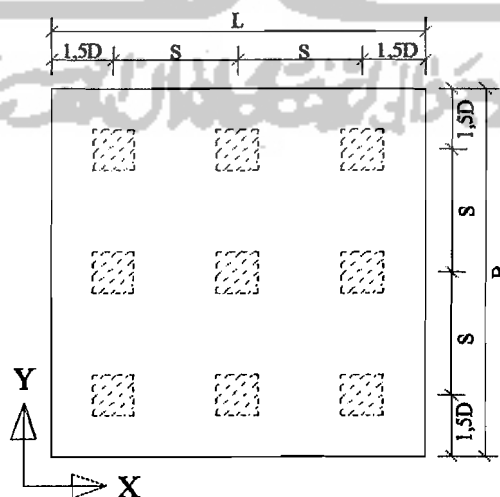
3.19.2 Menghitung Kapasitas Tiang Kelompok

1. Jumlah tiang yang diperlukan

$$N_{total} = N + \text{berat pile} \dots\dots\dots (3.244)$$

$$n = \frac{N_{total}}{Q_u} \dots\dots\dots (3.245)$$

2. Penentuan konfigurasi kelompok tiang.



Gambar.3.14 Konfigurasi Tiang Pancang

$$s = d_{optimum} = (2,5 \text{ sampai } 3D) \dots\dots\dots (3.246)$$

n_1 dan n_2 adalah jumlah ting pada kelompok tiang 1.

$$L = Lg + 2.D \dots\dots\dots (3.247)$$

$$B = Bg + 2.D \dots\dots\dots (3.248)$$

3. Jumlah total kapasitas kelompok tiang

$$\Sigma Q_u = n.(Q_p + Q_s) \dots\dots\dots (3.249)$$

4. Kontrol apakah kapasitas total kelompok tiang memenuhi.

$$\Sigma x^2 = 2.(s)^2 \dots\dots\dots (3.250)$$

$$\Sigma y^2 = 2.(s)^2 \dots\dots\dots (3.251)$$

dengan:

$x_{maks} = s, y_{maks} = s$, dan n adalah jumlah tiang pancang.

$$N = \frac{N_{total}}{n} + \frac{M_x.y}{\Sigma x^2} + \frac{M_y.x}{\Sigma y^2} \dots\dots\dots (3.252)$$

Tiang pancang aman dipakai apabila nilai $N \leq \Sigma Q_u$.

3.19.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang

Tahapan perhitungan penurunan pondasi tiang pada tanah pasir adalah sebagai berikut:

1. Penurunan pondasi tiang tunggal

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q.L}{A_p.E_p} \dots\dots\dots (3.253)$$

2. Penurunan pondasi kelompok tiang

Dengan metode *Vesic*:

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B}{D}} \dots\dots\dots (3.254)$$

3.19.4 Efisiensi Grup Pondasi Tiang Pancang

$$E_g = 1 - \arctg \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right) \dots\dots\dots (3.255)$$

Daya dukung satu tiang = $E_g \cdot Q_u \geq$ Beban pada satu tiang

3.20 Perencanaan Tie Beam

Pondasi-pondasi dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam dua arah yang umumnya saling tegak lurus oleh unsur-unsur penghubung/balok pengikat yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik/tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum pada pembebanan gempa salah satu pondasi yang dihubungkan.

1. Gaya yang bekerja pada *tie beam*:

$$N_u = \frac{1}{10} N_{u,k} \dots\dots\dots (3.256)$$

$$A_s = \frac{N_u}{f_y} \dots\dots\dots (3.257)$$

2. Jumlah tulangan :

$$n = \frac{A_s}{A_{1D}} \dots\dots\dots (3.258)$$

3. Tulangan susut :

Untuk perhitungan tulangan susut dapat dilihat pada persamaan (3.236)