

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Dalam merencanakan bangunan tahan gempa, portal bangunan harus mempunyai kekakuan yang cukup, maka untuk menambah kekakuan pada Portal tersebut, Portal diberi pengekang agar simpangan yang terjadi dapat dikurangi.

Pada umumnya pengekang yang dipakai adalah dua diagonal yang saling menyilang karena diagonal akan berganti-ganti menahan gaya tarik dan desak tergantung pada arah beban horisontal, oleh karena itu penambahan kekakuan pada portal diharapkan mampu mengurangi nilai respon struktur yang terjadi sehingga kebutuhan dalam disain dapat diminimalkan.

3.2 Beban Gempa Statik Ekuivalen dan Beban Dinamik

3.2.1 Beban Gempa Statik Ekuivalen

Besarnya gaya geser dasar akibat gempa menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2000 dapat dinyatakan dalam:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_i \quad (3.2-1)$$

V adalah gaya gempa / gaya geser dasar total.

- C adalah koefisien gempa dasar yang berlaku untuk wilayah tertentu dan untuk jenis tanah tertentu pula (Gambar 3.1)
- I adalah faktor keutamaan
- R adalah faktor reduksi gempa
- W_t adalah berat total struktur kombinasi beban mati ditambah beban hidup yang direduksi.

A. Waktu Getar Alami Struktur (T)

Periode getar alami struktur (T) untuk struktur portal baja tanpa pengaku dapat ditentukan dengan rumus :

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \quad (3.2-2)$$

Periode getar alami struktur (T) untuk struktur portal baja dengan pengaku dapat ditentukan dengan rumus :

$$T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}} \quad (\text{Code Perancis}) \quad (3.2-3)$$

$$T = 0.049 \times H^{3/4} \quad (\text{Code Israel}) \quad (3.2-4)$$

$$T = \frac{h_n(ft)}{20\sqrt{D}(ft)} \quad (\text{Code Puerto Rico}) \quad (3.2-5)$$

$$T = 0.85 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L}{H}} \times 0.1 \frac{H}{\sqrt{L}}} \quad (\text{Code Spanyol}) \quad (3.2-6)$$

dengan H dan h_n adalah tinggi bangunan total, D dan L adalah lebar bangunan searah datang gaya gempa untuk *Code Perancis*, *Code Israel*, dan *Code Spanyol* (dalam m), untuk *Code Puerto Rico* (dalam ft), T adalah waktu getar alami.

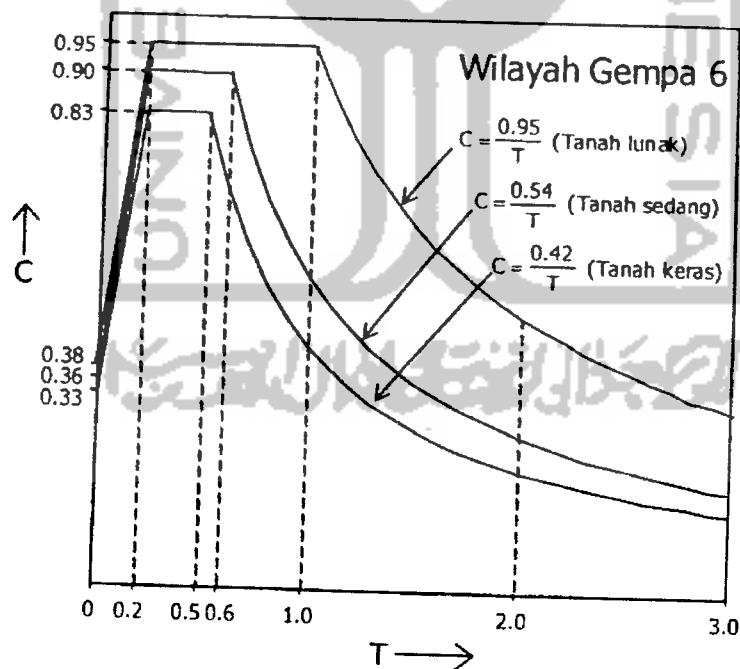
Setelah struktur gedung direncanakan, waktu getar alami struktur dapat dihitung dengan rumus *Rayleigh* :

$$T_R = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.2-7)$$

di mana W_i adalah bagian dari seluruh beban vertikal yang bekerja pada tingkat i , F_i adalah beban gempa horizontal dalam arah yang ditinjau yang bekerja pada tingkat i , d_i adalah simpangan horizontal pusat massa pada tingkat i akibat beban horizontal F_i , dan g adalah percepatan gravitasi

B. Koefisien Gempa Dasar (C)

Nilai C diperoleh dari spektrum respons gempa rencana menurut gambar 3.1 yang besarnya dipengaruhi waktu getar alami fundamental T . Pada penelitian ini, bangunan yang direncanakan berada pada wilayah gempa VI. dan faktor respons gempa (C) dapat diperoleh dari Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Faktor Respons Gempa Pada Wilayah Gempa VI

C. Faktor Keutamaan (I)

Periode ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan disesuaikan dengan pemakaian suatu Faktor Keutamaan (I), Sehingga penggunaan faktor keutamaan ini dikategorikan menurut kegunaan gedung tersebut.

D. Faktor Reduksi Gempa (R)

Faktor reduksi gempa (R) dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia. faktor reduksi gempa ditentukan dengan cara-cara yang rasional, misalnya dengan menentukan dari hasil analisis beban dorong statik (*static push-over analysis*)

E. Distribusi Gaya Horisontal Akibat Beban Gempa (Fi)

Distribusi gaya horizontal akibat beban gempa (Fi) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) pada arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

1. Struktur bangunan yang memiliki nilai $H/B < 3$, maka gaya horizontal akibat beban gempa (Fi) untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.2-8)$$

2. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B \geq 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horisontal akibat gempa (Fi) untuk masing-masing

lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap, dengan F_i gaya horizontal akibat gempa tingkat ke- i , h_i tinggi lantai ke- i , h_n tinggi atap, V gaya geser dasar, W_i berat lantai ke- i

3.2.2 Teori Beban Dinamik

Beban dinamik adalah beban yang berubah-ubah menurut waktu (*time varying*), sehingga beban dinamik merupakan fungsi dari waktu, beban dinamik tersebut biasanya ditimbulkan oleh adanya getaran yang terjadi dalam rentang waktu tertentu.

3.2.2.1 Beban Dinamis Riwayat Waktu

Gempa bumi merupakan getaran/goncangan yang terjadi didalam tanah. Getaran tanah akibat gempa ditunjukkan oleh adanya simpangan, kecepatan, dan percepatan tanah. Bangunan yang mempunyai massa dengan percepatan akan menghasilkan gaya gempa efektif, karena menurut hukum Newton, produk antara massa dengan percepatan akan menghasilkan gaya (*force*), (Widodo, 2001) dan percepatan yang terjadi dipengaruhi oleh kondisi tanah (*site effect*) dilokasi, maka disarankan ada beberapa nilai amplifikasi yang bergantung pada jenis tanah sehingga percepatan tanah akibat gempa dapat ditentukan. Durasi gempa dapat diambil variasi mulai dari durasi pendek dengan kandungan frekuensi tinggi (misalnya gempa koyna), durasi panjang dengan kandungan frekuensi menengah (misalnya gempa El-Centro 1940), dan yang mempunyai kandungan frekuensi rendah (misalnya gempa Parkfield). Dengan ditentukannya rekaman gempa

sebagai beban dinamik, maka analisis struktur dengan beban dinamik dapat dilakukan.

3.3 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa Dengan Metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*)

3.3.1 Ketentuan Umum

Perencanaan struktur baja dengan metode LRFD merupakan Perencanaan dengan mengkombinasikan tegangan ultimit dan *serviceability* dengan probabilitas berdasarkan pendekatan keamanan.. Dalam metode ini, beban-beban yang terjadi dikalikan dengan suatu faktor (*overcapacity factor*) yang nilainya lebih dari 1, kemudian struktur didesain untuk memperoleh tegangan yang cukup dalam menahan beban terfaktor tersebut. Kapasitas nominal dari setiap elemen yang telah didesain dikalikan dengan suatu faktor yang nilainya kurang dari 1 (*undercapacity factor*). Filosofi Perencanaan dengan metode LRFD adalah sebagai berikut.

$$\text{Supply Kekuatan} \geq \sum \text{Kebutuhan Kekuatan}$$

3.3.2 Kombinasi Pembebanan Dalam LRFD

Kombinasi pembebanan dari *American Institute of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design 1993 (AISC-LRFD93)* yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

$$1,4 D$$

(3.4-1a)

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

$$1,2 D + 1,6 (L_a \text{ atau } H) + (0,5.L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.4-1c)$$

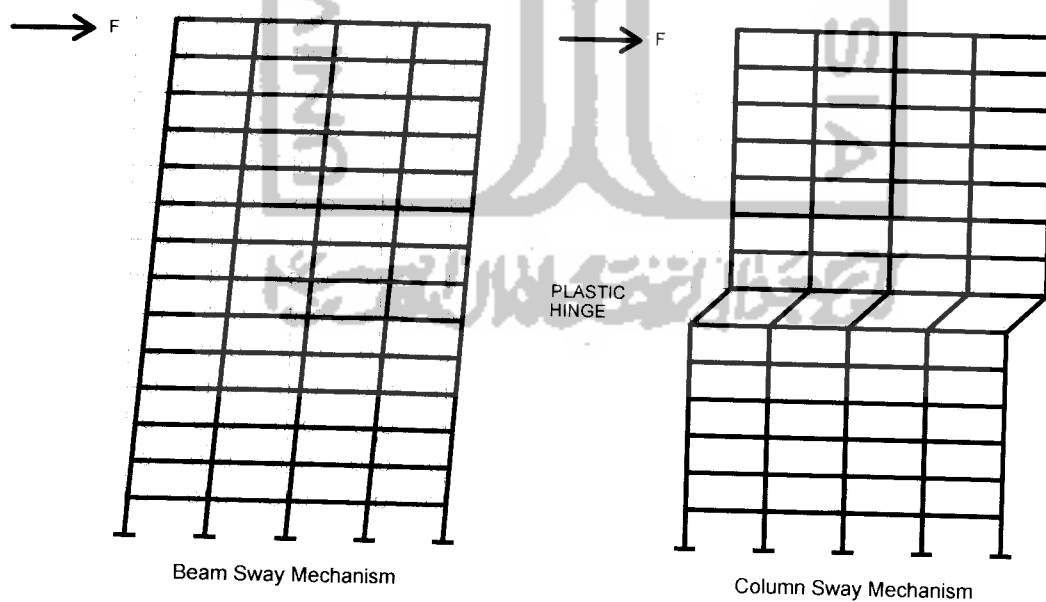
$$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \quad (3.4-1d)$$

$$1,2 D \pm 1,0 E + 0,5 L \quad (3.4-1e)$$

dengan D adalah beban mati, L adalah beban hidup, L_a adalah beban hidup diatas atap selama perawatan atau selama penggunaan, H adalah beban hujan, W adalah beban angin, E adalah beban gempa.

3.4 Perencanaan Struktur Baja Daktail

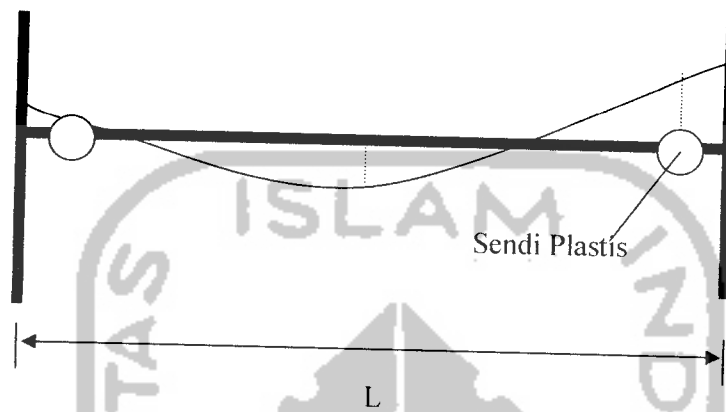
Pada prinsipnya, perencanaan dengan metode daktail menggunakan konsep strong column weak beam yang mengarahkan mekanisme keruntuhan struktur yang terjadi pada balok (beam sway mechanism) dengan cara pembentukan sendi plastis pada balok sehingga mekanisme keruntuhan pada kolom dapat dihindari. Pola keruntuhan akibat sendi plastis dan balok dapat dilihat pada gambar 3.2



Gambar 3.2 Pola keruntuhan bangunan akibat sendi plastis pada balok dan kolom

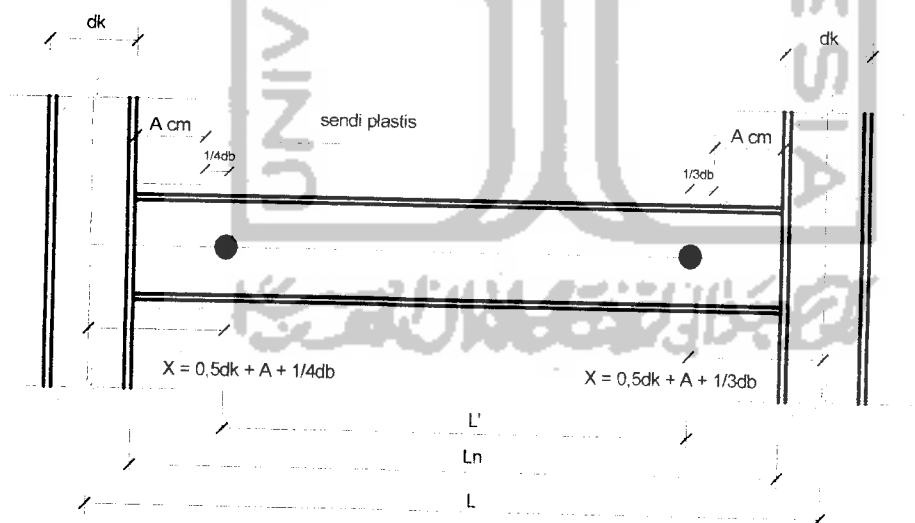
3.5 Perencanaan Balok

Balok merupakan elemen struktur yang direncanakan mampu menahan kombinasi momen lentur dan gaya geser. Besarnya momen lentur dan gaya geser rencana diambil dari hasil analisis struktur di titik sendi plastis.



Gambar 3.3 Momen pada sendi plastis

Detail cara penentuan jarak sendi plastis dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 3.4 Asumsi Lokasi Sendi Plastis

Sumber : Michel Bruneau, Chia-Ming Uang, Andrew Whittaker, 1998

3.5.1 Lentur Balok

Dalam perencanaan elemen lentur yang lebih dikenal dengan balok, harus memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (3.5-1)$$

M_u adalah momen lentur terfaktor

ϕ adalah faktor reduksi = 0,9

M_n adalah kuat lentur nominal penampang.

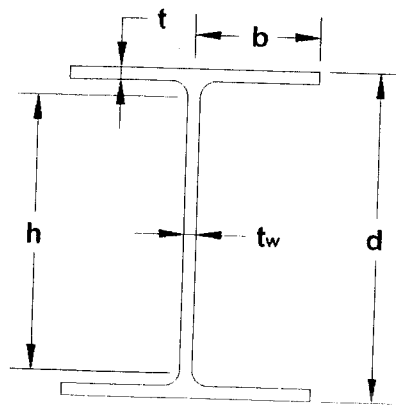
Batasan terhadap balok dan kolom dalam disain rangka baja di daerah rawan gempa mensyaratkan bahwa penampang haruslah “kompak” untuk mencegah tekuk lokal, baik tekuk lokal pada badan maupun tekuk lokal pada sayap

sehingga rasio tinggi terhadap tebal penampang (λ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak (λ_p),

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad \text{sayap} \quad (3.5-2a)$$

$$\lambda = \frac{h_c}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{520}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad \text{badan} \quad (3.5-2b)$$

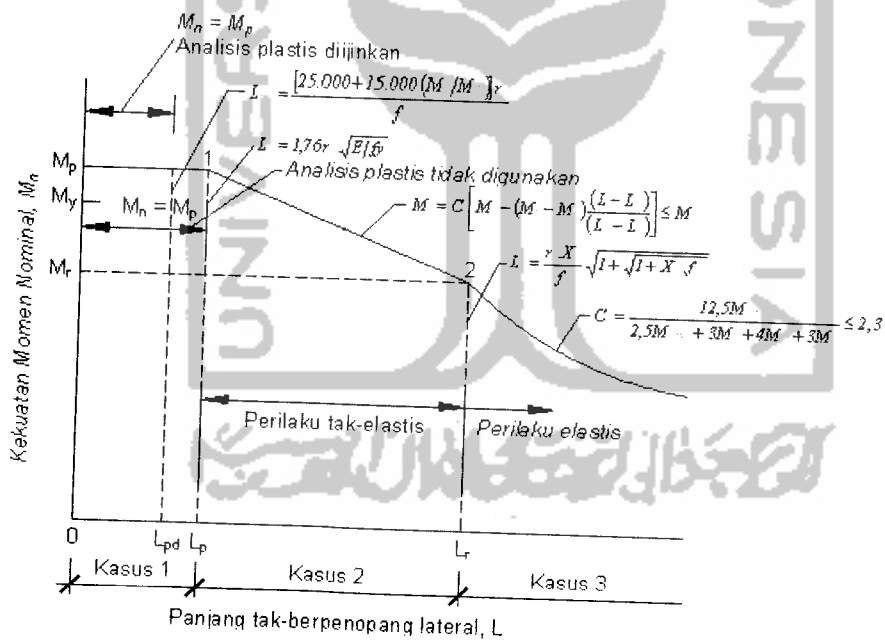
Dengan F_y tegangan leleh profil baja (36 ksi), h_c tinggi bersih badan (in), b_f lebar sayap (in), t_f tebal sayap (in), t_w tebal badan (in), λ rasio tinggi terhadap tebal penampang dan λ_p adalah batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak.



Gambar 3.5 Penampang dan Variabel Profil I

Kuat lentur nominal penampang dihitung dengan rumus-rumus sebagai berikut :

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan (L).



Gambar 3.6 Kekuatan Nominal M_n dari penampang “kompak” yang dipengaruhi oleh tekuk torsi-lateral.

Kasus 1 ($L \leq L_p$)

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

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (\text{Ksi}) \quad (3.5-3)$$

$$\text{dimana } L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y}}, \quad (3.5-4)$$

dengan F_y = tegangan leleh (Ksi)

Z = modulus penampang plastis (in^3)

L_p = panjang penopang lateral maksimum (in)

r_y = jari-jari girasi (in)

Kasus 2 ($L_p < L < L_r$)

Untuk komponen struktur yang memenuhi $L_p < L < L_r$, kuat nominal komponen terhadap momen lentur adalah

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_r \quad (3.5-5)$$

$$\text{dimana } M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x, \quad (3.5-6)$$

M_r = kekuatan nominal batas tekuk

F_r = tegangan sisa (Ksi)

S_x = Modulus elastisitas (in^3)

dengan $F_r = 10$ ksi

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_t} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_t^2}} \quad (3.5-7)$$

$$F_t = F_y - F_r \quad (3.5-8)$$

$$X1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}, \quad J = \text{konstanta } \textit{torsional} \quad (3.5-9a)$$

$$X2 = \frac{4 \cdot Cw}{I_y} \left(\frac{S_x}{C_x} \right)^2, \quad Cw = \text{konstanta } \textit{warping} \quad (3.5-9b)$$

G = Modulus elastisitas geser baja (Ksi)

Cb = faktor pengali momen, yang besarnya dapat dihitung dengan

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.5-10)$$

dengan M_{\max} = momen maksimum pada batang yang ditinjau.

M_A, M_B, M_C berturut-turut adalah momen pada 1/4, 1/2, dan 3/4 bentang.

Kasus 3 ($L > L_r$)

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

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.5-11)$$

$$\text{dengan } M_{cr} = \frac{c_b \cdot S_x \cdot X_1 \cdot \sqrt{2}}{\left(\frac{L}{r_x} \right)} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2^2}{2 \left(\frac{L}{r_x} \right)^2}} \quad (3.5-12)$$

M_{cr} = momen kritis (K-in)

3.5.2 Geser Balok

Gaya geser balok ditentukan oleh momen plastis (M_{pb}) balok pada kedua ujung balok,

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \frac{2 \cdot M_{pb}}{L'} \quad (3.5-13)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari.

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu..V_E \quad (3.5-14)$$

dengan V_u = Gaya geser terfaktor

V_D = Gaya geser akibat beban mati

V_L = Gaya geser akibat beban hidup

V_E = Gaya geser akibat beban gempa

μ = Faktor daktilitas tergantung dari jenis struktur

M_{pb} = Kapasitas momen balok

$$M_{pb} = \beta \cdot M_p Z_x, \quad (3.5-15)$$

dengan β = *over strenght factor* sebesar 1,1

Dalam perencanaan gaya geser nominal balok terlebih dulu dicek rasio tinggi terhadap tebal badan. Hal ini disebabkan geser pada balok ditahan oleh badan.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad (3.5-16)$$

Kapasitas nominal balok dalam menahan geser adalah

$$\phi V_n = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.5-17)$$

dimana ϕ adalah faktor reduksi untuk geser yang nilainya 0,9

A_w = luas badan elemen struktur (in²)

$$A_w = d \cdot t_w \quad (3.5-18)$$

Kapasitas geser penampang,

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1 \quad (3.5-19)$$

Untuk memenuhi prinsip *serviceability limit state*, maka balok harus dikontrol aman terhadap lendutan. Dimana AISC membatasi lendutan maksimum yang boleh terjadi pada balok sebesar :

Untuk balok yang mendukung beban lantai,

$$\frac{L}{360} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}}, \quad (3.5-20a)$$

Untuk balok yang mendukung beban atap,

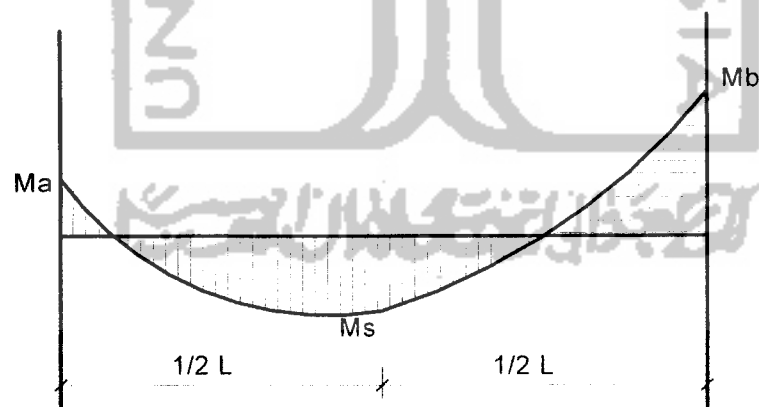
$$\frac{L}{240} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}}, \quad (3.5-20b)$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dilihat dari program bantu analisis struktur maupun menggunakan rumus persamaan (3.5-15),

$$\Delta_{\text{pertengahan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (3.5-21)$$

dengan L = panjang bentang balok

M_a , M_b , M_s dapat dilihat pada gambar dibawah ini



Gambar 3.7 Lokasi momen

3.6 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan suatu elemen struktur yang mengalami kombinasi beban aksial tekan, momen lentur dan geser. Nilai beban aksial dan nilai geser rencana pada kolom dapat langsung dibaca pada hasil output analisis struktur.

3.6.1 Momen Kolom

Untuk momen rencana pada kolom sebagai aplikasi dari konsep *strong column-weak beam* maka nilai momen ultim it diambil dari nilai terkecil dari persamaan (3.6.1 dan 3.6.2)

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \left(\frac{L_{ki}}{L'_{ki}} M_{pb,ki} + \frac{L_{ka}}{L'_{ka}} M_{pb,ka} \right) \quad (3.6-1)$$

$$M_{u,k} = 1,2 \cdot M_D + 0,5 \cdot M_L + \mu \cdot M_E \quad (3.6-2)$$

dengan M_u = Momen terfaktor

M_D = Momen akibat beban mati

M_L = Momen akibat beban hidup

M_E = Momen akibat beban gempa

μ = Faktor daktilitas tergantung dari jenis struktur

$M_{pb,ka}$ = Kapasitas momen balok sebelah kanan

$M_{pb,ki}$ = Kapasitas momen balok sebelah kiri

$$M_{pb} = \beta \cdot M_p, \quad (3.6-3)$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y$$

β = *over strenght factor* sebesar 1,1

ω_d = *Dinamic Magnification factor* – DMF

h = tinggi kolom (in)

h_n = tinggi bersih kolom (in)

L = panjang balok (in)

L' = panjang balok antara ujung sendi plastis (in)

α_k = koefisien distribusi momen kolom

$$\alpha_k = \frac{M_{E.kol-n}}{\sum M_{E.kol-n}} \quad (3.6-4)$$

$M_{E.kol-n}$ momen gempa dari ujung kolom lantai ke-n

3.6.2 Gaya Aksial Rencana Kolom

Gaya aksial rencana kolom ($P_{u,k}$) merupakan nilai terkecil dari persamaan (3.6-5) dan (3.6-6).

$$P_{u,k} = 0,7.R_v \left(\frac{M_{ph,ki}}{l'_{ki}} + \frac{M_{ph,ka}}{l'_{ka}} \right) + 1,05.N_{g,k} \quad (3.6-5)$$

$$P_{u,k \max} = 1,2.P_D + 0,5.P_L + \mu.P_E \quad (3.6-6)$$

dengan P_u = Aksial terfaktor (Kips)

$$N_{g,k} = (N_D + N_L)$$

N_D = Aksial akibat beban mati

N_L = Aksial akibat beban hidup

$N_{E,k}$ = Aksial akibat beban gempa

μ = Faktor daktilitas tergantung dari jenis struktur

R_v = Faktor reduksi yang nilainya tergantung dari jumlah lantai,

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

$$1,1 - 0,025 n \quad \text{untuk } 4 < n \leq 20$$

0,6 untuk $n > 20$

n = jumlah lantai bangunan

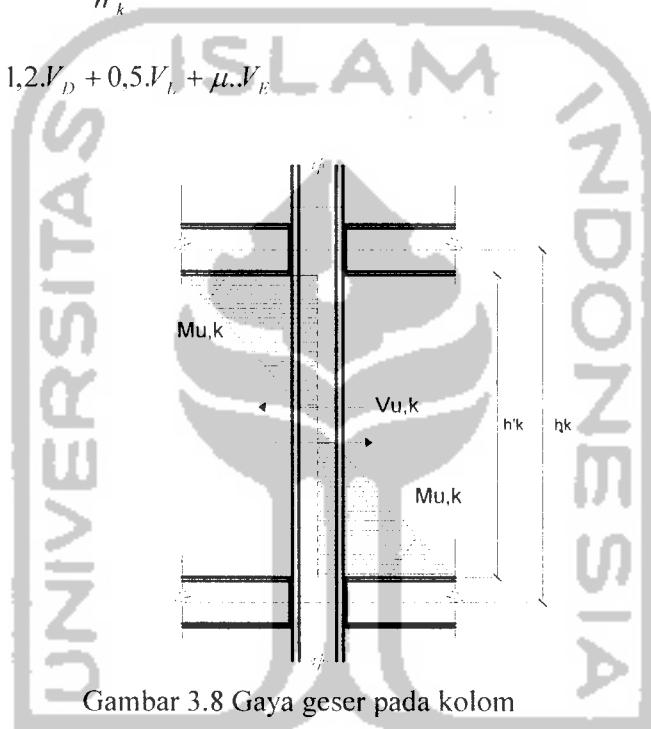
(keterangan lain sama dengan keterangan pada momen kolom)

3.6.3 Gaya Geser Rencana Kolom

Gaya geser rencana kolom ($V_{u,k}$) merupakan nilai terkecil dari persamaan

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k} \text{ bawah} + M_{u,k} \text{ atas}}{h'_k} \quad (3.6-7)$$

$$V_{u,k} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \quad (3.6-8)$$



Gambar 3.8 Gaya geser pada kolom

- dengan V_u = Geser terfaktor
 V_D = Geser akibat beban mati
 V_L = Geser akibat beban hidup
 V_E = Geser akibat beban gempa

3.6.4 Kuat Tekan Aksial kolom

Dalam merencanakan kuat tekan aksial pada kolom, tekuk lokal (*local buckling*) pada kolom harus dihindari, untuk menghindarinya perlu di cek kekompakan pada sayap maupun badan dengan persamaan (3.5-2a) dan (3.5-2b). sehingga rasio tinggi terhadap tebal penampang (λ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak (λ_p),

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad \text{sayap}$$

$$\lambda = \frac{h_c}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{520}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad \text{badan}$$

Setelah itu ditentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom, G dengan persamaan (3.6-10).

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} \quad (3.6-9)$$

dengan G = Nilai kondisi ujung/joint kolom

I_c = Inersia penampang kolom (in⁴)

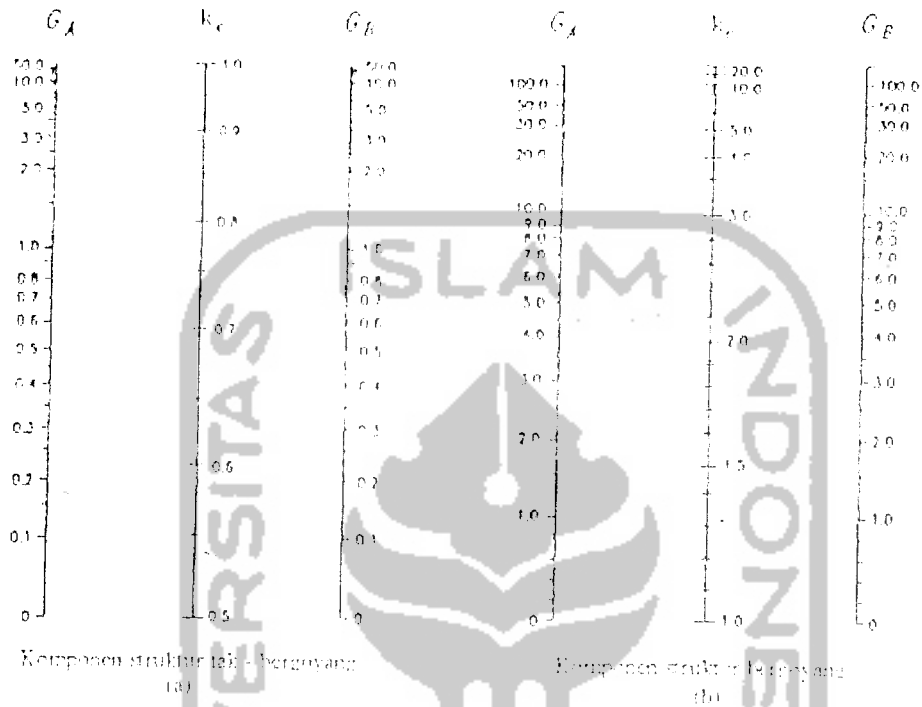
L_c = Panjang elemen kolom (in)

I_b = Inersia penampang balok (in⁴)

L_b = Panjang elemen balok (in)

Kemudian koefisien panjang efektif K dari kolom didapatkan dengan menghubungkan nilai G ujung atas dan G ujung bawah elemen tekan pada nomogram gambar 3.9, dimana nomogram kondisi kolom bergoyang untuk (USF)

dan nomogram kondisi kolom tidak bergoyang untuk (BSF). Selain itu terdapat ketentuan untuk kolom pondasi, dimana untuk dukungan jepit $G = 1,0$ dan untuk dukungan sendi $G = 10$.



Gambar 3.9

(a) Nilai k untuk komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang. (Rancangan SNI)

Struktur kolom memperhitungkan pengaruh tekuk, dimana tekuk ini sangat dipengaruhi oleh kelangsingan dari penampang profil. Nilai parameter kelangsingan λ_c dihitung dengan persamaan (3.6-4).

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.6-10)$$

dengan λ_c = Nilai kelangsingan

K = koefisien panjang efektif

$r =$ jari-jari girasi penampang (in)

Tegangan kritis profil F_{cr} ditentukan dengan memperhitungkan besarnya nilai parameter kelangsingan λ_c .

Jika nilai $\lambda_c \leq 1,5$ maka

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.6-11)$$

Jika nilai $\lambda_c > 1,5$ maka

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (3.6-12)$$

Kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.6-18c).

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.6-13)$$

dengan A_g luas bruto penampang profil, P_n kuat tekan penampang profil dan ϕ_c adalah faktor reduksi elemen tekan (0,85).

3.6.5 Kombinasi kolom

Perencanaan kolom didasarkan pada kombinasi beban gaya tekan dan momen lentur dimana nilai interaksi antara komponen aksial dengan momen lentur harus $\leq 1,0$. Persamaan interaksi yang digunakan berdasarkan nilai rasio beban aksial tekan P_u dengan kapasitas tekan penampang $\phi_c P_n$.

Jika $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$ maka

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-14)$$

Jika $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2$ maka

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-15)$$

dengan M_{nx} = momen nominal arah sumbu y,

M_{ny} = momen nominal arah sumbu x ,

M_{ux} = momen ultimit arah sumbu y

M_{uy} = momen ultimit arah sumbu x.

3.6.6 Strong Column Weak Beam

Setelah profil kolom direncanakan, maka cek prinsip desain *strong column and weak beam* harus dilakukan dengan mencari rasio momen tahanan dari kolom dan balok. Rasio tersebut dapat dicari dengan menggunakan persamaan (3.6-16).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad (3.6-16)$$

dengan besarnya M_{pc} dan M_{pb} adalah

$$\sum M_{pc} = \sum Z_{xc} \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.6-17)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot M_p + M_y) \quad (3.6-18)$$

dengan Z_c = modulus plastis kolom (in³)

f_{yc} = tegangan leleh (Ksi)

N_{uc} = gaya aksial kolom (Kips)

A_g = luas profil kolom (in²)

3.7 Perencanaan Pengaku (*Bracing*)

3.7.1 Perencanaan Pengaku Terhadap Aksial Tekan

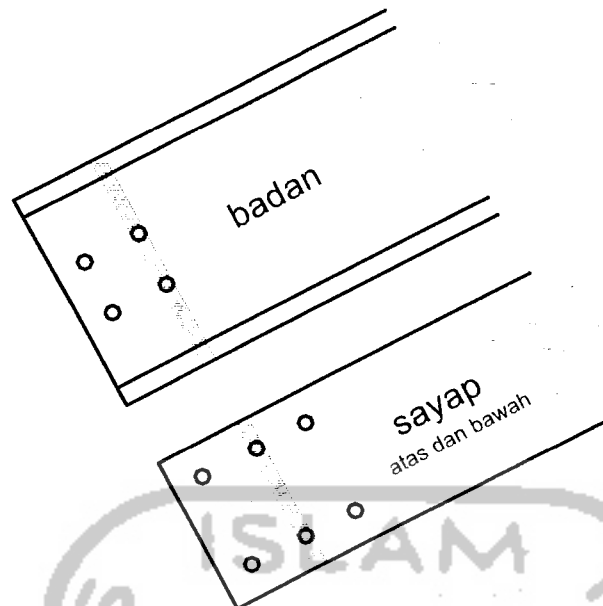
Perencanaan *bracing* tekan tidak berbeda dengan kolom. Yang membedakan adalah penentuan nilai panjang efektif (k). Dalam penentuan nilai (k) diasumsikan diujung-ujung *bracing* merupakan dukungan sendi. Sehingga nilai K adalah 1, penentuan nilai k ini dapat dilihat pada gambar 3.10

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai k_c teoritis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Nilai k_c yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi idliil	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Kode ujung						

Gambar 3.10 Nilai k_c untuk kondisi kolom ideal.

3.7.2 Perencanaan Pengaku Terhadap Aksial Tarik

Pada perencanaan elemen tarik, jenis sambungan harus diperhitungkan dalam menentukan kuat tarik dari penampang profil. Dalam hal ini digunakan sambungan baut, sehingga terdapat pengurangan luasan profil akibat lubang sambungan.



Gambar 3.11 Lubang baut pada bracing

Untuk perencanaan tarik pada *bracing* dapat digunakan persamaan (3.7-1) sampai (3.7-4). Terdapat dua kondisi yang berbeda dalam perencanaan yaitu

1. Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi_t P_n = 0,90 \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.7-1)$$

2. Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

$$A_n = A_g - (t \cdot d_b) \quad (3.7-2)$$

$$A_e = U \cdot A_n \quad (3.7-3)$$

$$\phi_t P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e \quad (3.7-4)$$

dengan. A_e luas efektif profil (in^2), A_n luas bersih profil (in^2), F_u tegangan tarik maksimum baja profil (Ksi), P_n kuat tarik penampang profil (Kips), U faktor reduksi luas efektif. dan ϕ_t adalah faktor reduksi untuk kapasitas tarik penampang.

3.8 Perencanaan Balok Anak

3.8.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{F'_c} \text{ (Ksi)} \quad (3.8-1)$$

Rasio modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.8-2)$$

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

$$b_E \leq \frac{1}{4} \cdot L \quad (3.8-3)$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f \quad (3.8-4)$$

$$b_E \leq b_o \quad (3.8-5)$$

Lebar sayap beton ekuivalen, $\frac{b_E}{n}$ (3.8-6)

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = \left(\frac{b_E}{n} \cdot t_s\right) + A_s \quad (3.8-7)$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{\left(\left(\frac{b_E}{n} \cdot t_s\right) \cdot 0,5 t_s\right) + \left(A_s \cdot \left(0,5 d_s + t_s\right)\right)}{\left(\frac{b_E}{n} \cdot t_s\right) + A_s} \quad (3.8-8)$$

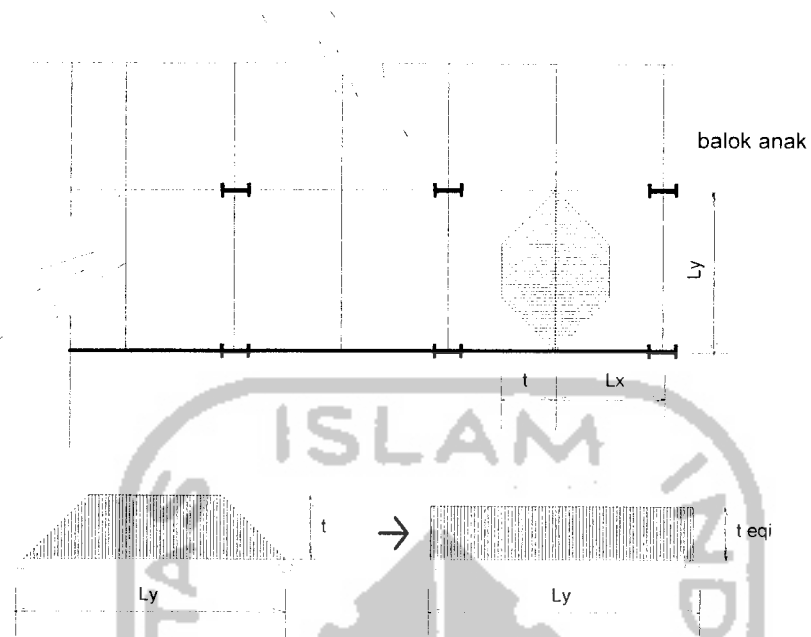
$$Y_b = d_s + t_s - Y_a \quad (3.8-9)$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{tr} = I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{x_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2 \quad (3.8-10)$$

3.8.2 Pembebanan dan Gaya Dalam Penampang Komposit

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



Gambar 3.12 Distribusi beban pada balok anak

L_x = sisi terpendek

L_y = sisi terpanjang

$$t = 0,5 \cdot L_x \quad (3.8-11)$$

$$t_{eq} = t \cdot \frac{4I^3}{3 \cdot L_y^2} \quad (3.8-12)$$

$$Q_{D \text{ equiv}} = Q_D \cdot t_{eq} \quad (3.8-13)$$

$$Q_{L \text{ equiv}} = Q_L \cdot t_{eq} \quad (3.8-14)$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \quad (3.8-15)$$

Momen maksimum ultimit

$$M_u = \frac{1}{8} Q_u \cdot L^2 \quad (3.8-16)$$

Gaya geser ultimit

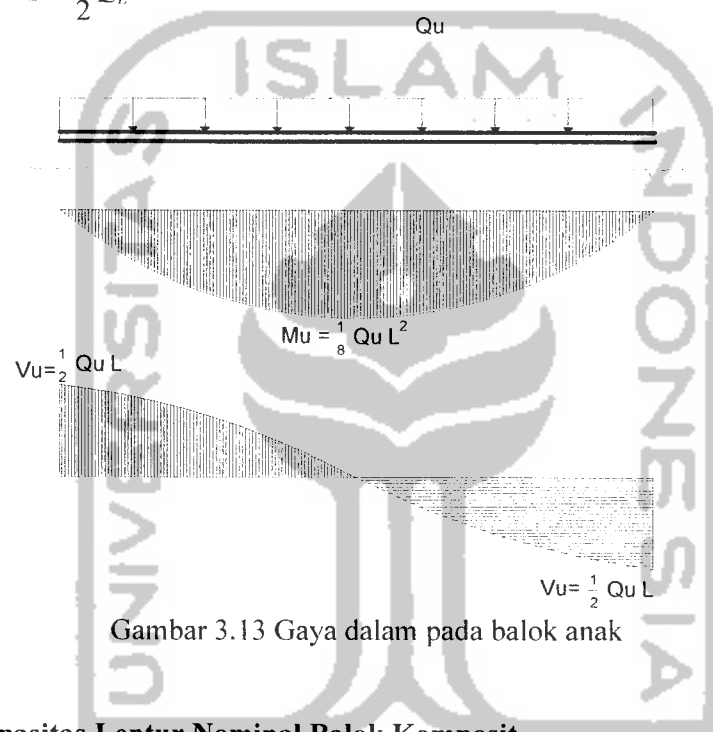
$$V_u = \frac{1}{2} Q_u \cdot L \quad (3.8-17)$$

Gaya geser akibat beban mati

$$V_D = \frac{1}{2} Q_D \cdot L \quad (3.8-18)$$

Gaya geser akibat beban hidup

$$V_L = \frac{1}{2} Q_L \cdot L \quad (3.8-19)$$



Gambar 3.13 Gaya dalam pada balok anak

3.8.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil dicek dengan persamaan :

$$\lambda = \frac{h_c}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad (3.8-20)$$

Gaya desak beton, $C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a \quad (3.8-21)$

Gaya tarik penampang baja, $T = A_s \cdot f_y \quad (3.8-22)$

Kesetimbangan gaya dalam $C = T$

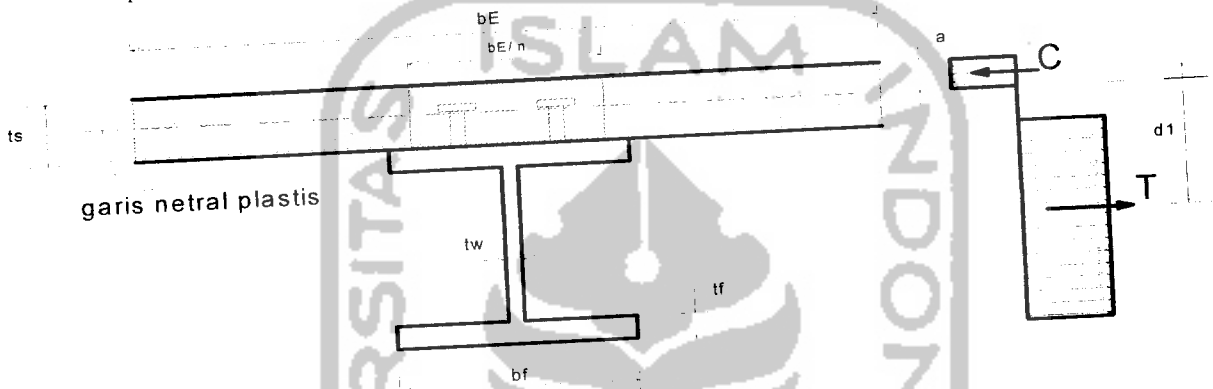
$$0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a = A_s \cdot f_y$$

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} \tag{3.8-23}$$

Kapasitas nominal balok komposit

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

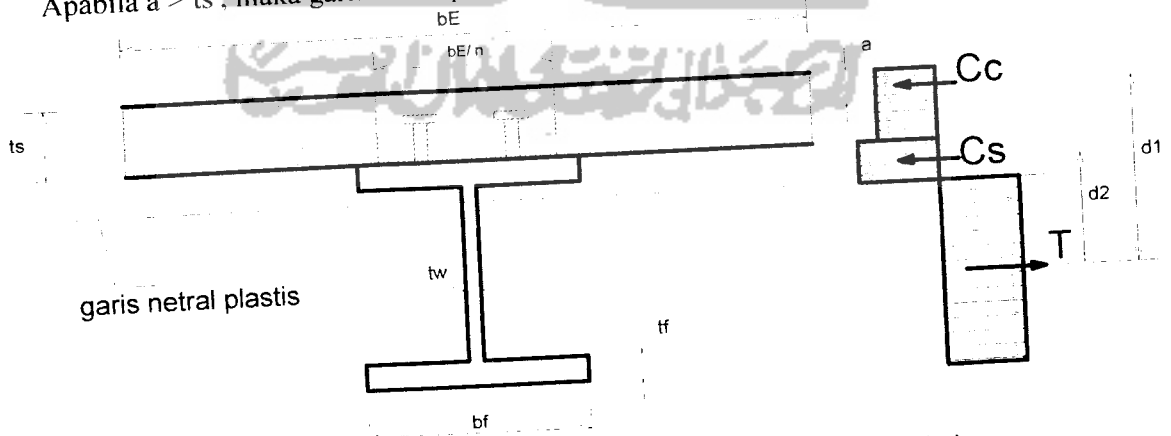


Gambar 3.14a Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di beton

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \tag{3.8-24}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \tag{3.8-25}$$

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



Gambar 3.14b Diagram tegangan plastis dengan garis netral plastis di baja

$$M_n = C_c.d_1 + C_s.d_2 \quad (3.8-26)$$

Cek dengan persamaan (3.8-25) yaitu

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

3.8.4 Kontrol Terhadap Lentutan

Balok Komposit yang telah didesain harus dikontrol besarnya lentutan yang terjadi dengan persamaan (3.8-20)

Beban pada balok

$$Q = Q_D + Q_L \quad (3.8-27)$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q.L^4}{E_s \cdot I_{Komp}} \quad (3.8-28)$$

$$\delta_{\max} < \frac{L}{360} \quad (3.8-29)$$

3.8.3 Perencanaan Konektor Geser

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

Gaya geser horizontal yang terjadi antara beton dan baja (V_n) merupakan nilai terkecil dari persamaan (3.8-30a) dan (3.8-30b)

$$V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c \quad (3.8-30a)$$

$$V_n = A_s \cdot f_y \quad (3.8-30b)$$

dengan $A_c = b_E \cdot t_s$

A_c = Luas beton efektif

b_E = lebar efektif

t_s = tebal beton

A_s = Luas baja

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

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.8-31)$$

dengan A_{sc} = Luas baut *shear connector*

f_u = kekuatan baut

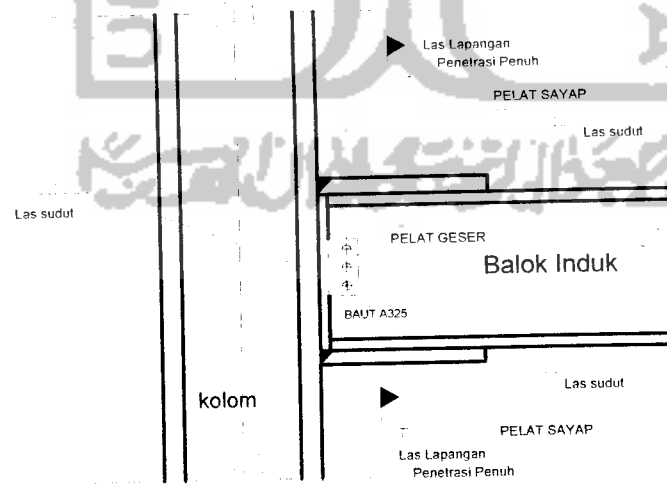
E_c = Modulus elastisitas beton

Jumlah stud geser yang dibutuhkan:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} \quad (3.8-32)$$

pengecekan kapasitas geser balok anak dapat dicari dengan persamaan (3.5-16) sampai (3.5-19)

3.9 Perencanaan Sambungan Balok-Kolom



Gambar 3.15 Sambungan yang digunakan

a. Sambungan menahan tarik/ desak.

Untuk menjamin mekanisme transfer beban dari balok ke kolom, sambungan harus mampu menahan rotasi leleh yang besar ketika terjadi gempa, terutama pada daerah dimana sendi plastis diharapkan terjadi. Momen plastis yang terjadi pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sayap balok sebesar :

$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} \quad (3.9-1)$$

dengan T_u = kuat tarik/tekan terfaktor, (Kips)

M_f = momen plastis yang terjadi pada muka kolom. (K-in)

Pada umumnya elemen tarik dapat mengalami retak akibat pelelehan pada penampang bruto, maupun retakan pada penampang bersihnya. Sehingga tebal plat sambung (*flange plate*) didesain berdasarkan nilai terkecil dari :

Untuk *pelelehan pada penampang bruto* :

$$\phi T_n = \phi F_y \cdot A_g \quad (3.9-2)$$

dengan $\phi = 0,9$

A_g = Luas penampang bruto *flange plate* (in²)

Untuk *retakan pada penampang bersih* :

$$\phi T_n = \phi F_u \cdot A_e \quad (3.9-3)$$

dengan $\phi = 0,75$

$A_e = U \cdot A_n$



A_n = Luas tampang *netto* dimana tidak boleh lebih dari $(85\% \cdot A_g)$ (in²)

U = koefisien reduksi sama dengan 1 untuk elemen penghubung

Untuk mendapatkan ruang untuk menempatkan las, maka lebar plat :

lebar pelat untuk sayap atas

$$b_{pl} = b_f - 1/2'' \quad (3.9-4a)$$

lebar pelat untuk sayap bawah

$$b_{pl} = b_f + 1/2'' \quad (3.9-4b)$$

Mencari tebal pelat :

$$T_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g$$

$$A_{g \min} = \frac{T_u}{\phi \cdot F_y} \quad (3.9-5)$$

$$t_{pl} = \frac{A_{g \min}}{b_{pl}} \quad (3.9-6)$$

kontrol luas yang dibutuhkan :

$$A_g = t_{pl} \cdot b_{pl} \geq A_{g \min} \quad (3.9-7)$$

Kekuatan las sambung antara plat geser ke sayap kolom ditentukan dengan, resistensi geser melalui leher las sebesar :

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (3.9-8a)$$

$$t_e = 0,707 \cdot a$$

nilai a dicari berdasarkan tebal pelat (t_{pl}) yang telah dicari :

$$a_{\max} < a_{\text{pakai}} < a_{\min}$$

$$a_{\max} = t_{pl} - 1/16$$

$$a_{\min} \text{ (tabel. 511.1 charles G. salmon dan John E. Johnson)}$$

Penyusunan letak baut pada plat digunakan untuk disain panjang plat geser yang dibutuhkan, dengan cara coba-coba tentukan tebal plat geser yang dibutuhkan, dimana plat geser harus dikontrol terhadap :

geser leleh pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \geq V_f \quad (3.9-12)$$

dimana ϕ = koefisien reduksi yang nilainya 0,9

Geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (3.9-13)$$

dimana ϕ = koefisien reduksi sebesar 0,75

untuk perencanaan las pada pelat geser yang menahan geser sama dengan persamaan (3.9-8a dan 3.9-8b)

3.10 Perencanaan panel zone

a. Perencanaan daerah tarik dan tekan

Untuk rangka baja yang menahan gaya dan deformasi berasal dari gempa yang besar (sistem rangka pemikul momen khusus-SRPMK), gaya yang terjadi pada *flens* balok akan di transfer ke kolom sebesar,

$$P_{bf} = 1,8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot F_{yb} \quad (3.10-1)$$

Apabila nilai dari $P_{bf} < \phi R_n$ maka dalam pelaksanaannya daerah tersebut tidak memerlukan pengaku (*stiffener*), dimana nilai ϕR_n ditentukan seperti persamaan di bawah ini :

1. Pelelehan sayap lokal

$$\phi R_n = \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} \quad (3.10-2a)$$

2. Pelehan badan lokal

$$\phi R_n = \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} \quad (3.10-2b)$$

3. Pelipatan pelat badan

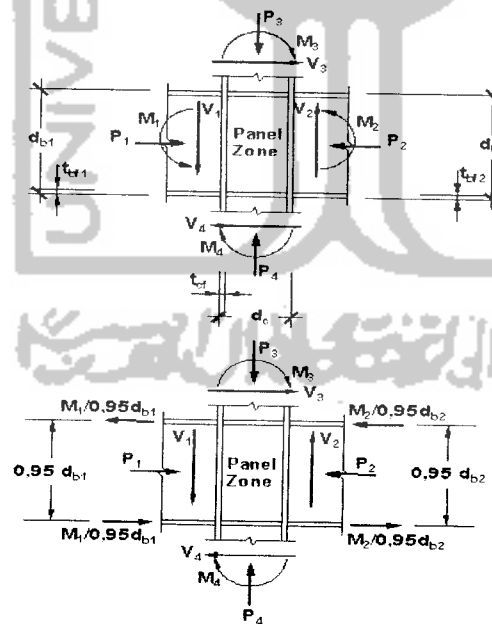
$$\phi R_n = \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} \cdot f_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.10-2c)$$

4. Tekuk tekan pelat badan

$$\phi R_n = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c'} \quad (3.10-2d)$$

Yang mana d_c adalah lebar badan kolom, d_c' adalah lebar badan bersih kolom, tebal sayap dikurangi dengan *radius fillet*, t_{fc} adalah tebal sayap kolom, t_{fb} adalah tebal sayap balok, t_{wc} adalah tebal badan kolom, b_{fb} adalah lebar sayap balok

b. Perencanaan daerah geser



Gambar 3.16 Gaya pada *Panel Zone*

Gaya geser pada *panel zone* adalah, V_u adalah:

$$V_u = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} + \frac{M_{p2}}{0,95d_{b2}} - V_c \quad (3.10-3)$$

dengan
$$V_c = \frac{2.M_p \left(\frac{L}{L_n} \right)}{h} \quad (3.10-4)$$

Apabila hanya ada satu balok pada sayap kolom, maka persamaan (3.10-3)

direduksi menjadi,

$$V_u = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} - V_c \quad (3.10-5)$$

dengan M_p = momen kapasitas plastis pada balok (K-in)

d_b = tinggi balok (in)

Penggunaan *double plate* atau pengaku diagonal diperlukan apabila :

$$\phi R_v < V_u$$

dengan ϕR_v apabila kestabilan dari frame diperhatikan, ditentukan menurut

persamaan di bawah ini :

1. Untuk $P_u \leq 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6.F_y.d_c.t_w \left(1 + \frac{3.b_{cf}.t_{cf}^2}{d_b.d_c.t_w} \right) \quad (3.10-5a)$$

2. Untuk $P_u > 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6.F_y.d_c.t_w \left(1 + \frac{3.b_{cf}.t_{cf}^2}{d_b.d_c.t_w} \right) \left(1,9 - \frac{1,2.P_u}{P_y} \right) \quad (3.10-5b)$$

dengan P_u = Gaya aksial kolom pada join yang bersangkutan (Kips)

$$P_y = A . F_y \quad (3.10-6)$$

dengan A = luas penampang bruto dari kolom (in^2)

F_y = kuat leleh baja (Ksi)

Apabila diperlukan *double plate*,

Maka persamaan (3.10-5a) atau (3.10-5b) dapat digunakan dengan menambah nilai t_w menjadi $t_w + t_{dp}$

dengan t_w = tebal badan (in)

t_{dp} = tebal dari *double plate* (in)

Apabila tidak diperlukan *double plate*,

maka untuk menambah kapasitas geser yang besar pada *panel zone* selama terjadi beban gempa, diperlukan tebal plat minimum yang dapat diperoleh dari persamaan (3.10-7) sebagai berikut:

$$t_z = \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (3.10-7)$$

dimana t_z = tebal minimum *double plate* (in)

d_z = panjang *panel zone* antar plat sambung (*flange plate*) (in)

w_z = lebar *panel zone* di antara sayap kolom. (in)

3.11 Perencanaan Sambungan Balok ke Balok

Untuk perencanaan sambungan balok ke balok mempunyai prinsip yang sama dengan sambungan geser pada sambungan balok ke kolom .

Kekuatan geser satu baut (ΦR_n) dapat dihitung dengan persamaan :

$$\Phi R_n = \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.11-1)$$

dengan ϕ = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0,75

m = banyaknya bidang geser

F_u^b = kekuatan baut (Ksi)

A_b = luas baut (in^2)

kebutuhan baut dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\Phi R_n} \quad (3.11-2)$$

Untuk menghindari kegagalan tumpu pada masing-masing elemen yang disambung, kuat tumpu elemen yang paling kritis (sayap balok/*flange plate*) harus lebih besar dari tegangan yang terjadi, yakni sebesar :

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u^b \cdot d_b \cdot t_f \geq P_u \quad (3.11-3)$$

d_b = diameter baut (in); t_f = tebal sayap (in)

Untuk menjamin kekuatan pelat sambung, maka pelat sambung harus dikontrol menurut persamaan berikut ini

Kondisi leleh,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot A_g \cdot F_y \quad (\text{geser}) \quad (3.11-4a)$$

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot F_y \quad (\text{tarik}) \quad (3.11-4b)$$

Kondisi fraktur,

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot f_u \cdot A_e \quad (\text{geser}) \quad (3.11-4c)$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e \quad (\text{tarik}) \quad (3.11-4d)$$

A_g = luas kotor (in^2); A_e = luas efektif (in^2)

Kedua nilai ϕR_n tersebut harus lebih besar dari P_{uf}

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$V_n = 0,6.F_y. A_{vg} + F_u. A_{nt} \quad (3.11-5a)$$

$$V_n = 0,6. F_u. A_{ns} + F_y. A_{tg} \quad (3.11-5b)$$

dengan A_{vg} = luas *bruto* yang mengalami pelelehan geser (in^2)

A_{tg} = luas *bruto* yang mengalami pelelehan tarik (in^2)

A_{ns} = luas *netto* yang mengalami retakan geser (in^2)

A_{nt} = luas *netto* yang mengalami retakan tarik (in^2)

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\Phi V_n > V_u \quad (3.11-6)$$

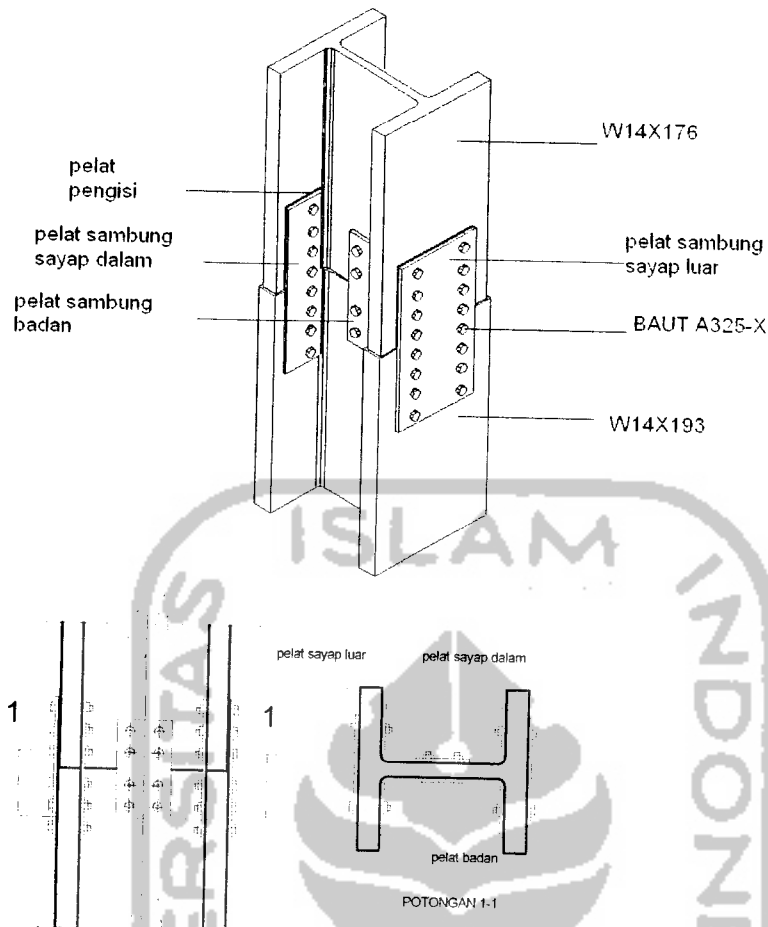
ϕ = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0,75

Untuk perencanaan sambungan las dapat digunakan persamaan (3.9-8a dan 3.9-8b)

3.12 Perencanaan Sambungan Kolom

Keterbatasan panjang profil yang tersedia dilapangan menyebabkan harus adanya sambungan untuk menghubungkan profil tersebut.

Dalam perencanaanya sambungan dibagi menjadi dua, yaitu sambungan sayap dan sambungan badan.



Gambar 3.17 Sambungan Kolom

Sambungan sayap merupakan sambungan yang berada pada sayap kolom.

Gaya pada sayap kolom diperoleh melalui persamaan (3.12-1)

$$P_{uf} = \frac{M_{u,k}}{0,95d} \quad (3.12-1a)$$

dengan P_{uf} = gaya pada tiap sayap kolom (Kips)

$M_{u,k}$ = momen ultimit kolom (K-in)

d = merupakan tinggi profil kolom. (in)

Sedangkan sambungan badan merupakan sambungan yang berada pada badan kolom. Gaya pada badan kolom diperoleh melalui persamaan (3.12-1b)

Sedangkan sambungan badan merupakan sambungan yang berada pada badan kolom. Gaya pada badan kolom diperoleh melalui persamaan (3.12-1b)

$$P_{u,v} = \frac{P_u (d_w \cdot t_w)}{A} \quad (3.12-1b)$$

dari gaya yang telah didapatkan, tebal pelat dapat dicari dengan

Kondisi leleh tarik:

$$T_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.12-2a)$$

$$A_{g \min} = \frac{P_u}{F_y}$$

Kondisi fraktur :

$$T_u \leq \Phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n ; U = 1 \quad (3.12-2b)$$

Untuk $A_n \leq 0,85 \cdot A_g$

$$A_{g \min} = \frac{P_u}{\Phi \cdot F_u \cdot U \cdot 0,85}$$

Ambil nilai $A_{g \min}$ yang terbesar antara kedua kondisi diatas :

$$\text{Maka tebal } flange \text{ plate, } t_{pl} = \frac{A_{g \min}}{b_{pl}} \quad (3.12-3)$$

Untuk perencanaan desain baut, jumlah baut dan kontrol kekuatan sama dengan persamaan (3.11-1 sampai 3.11-6)

3.13 Perencanaan Sambungan *Bracing*

Perencanaan bracing direncanakan berdasarkan gaya aksial tarik yang terjadi, sedangkan gaya aksial tekan dianggap dapat ditahan oleh sistem sambungan yang ada , hal ini dikarenakan sabungan bracing dianggap mampu

menahan gaya tekan yang terjadi. Gaya tarik yang terjadi kemudian didistribusikan ke sayap dan badan *bracing*.

Distribusi gaya pada *brace* berdasarkan luas sayap dan badan dapat dihitung menurut persamaan (3.13-1) dan (3.13-2).

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} \quad (3.13-1)$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} \quad (3.13-2)$$

Untuk desain baut, jumlah baut dan kontrol kekuatan sambungan pada sayap-brace-ke-pelat sambung (*brace-flange-to-gusset*) dan sambungan badan-ke-pelat (*brace-web-to-gusset*) sama dengan persamaan (3.11-1 sampai 3.11-6).

Pada disain pelat sambung (*gusset*) kuat tumpu rencana tiap lubang baut dihitung dengan persamaan (3.11-3).

Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan dan gaya total dicari dengan persamaan berikut ini :

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

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_u \cdot A_{nt} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs}) \quad (3.13-3)$$

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

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u \cdot A_{nt} + F_y \cdot A_{gt}) \quad (3.13-4)$$

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung dapat dicari menurut persamaan (3.13-5)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.13-5)$$

Distribusi gaya *brace* ke kolom dan balok

Kalkulasi gaya pada pelat sambung dapat dicari dengan persamaan berikut

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (3.13-6)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u \quad (3.13-7)$$

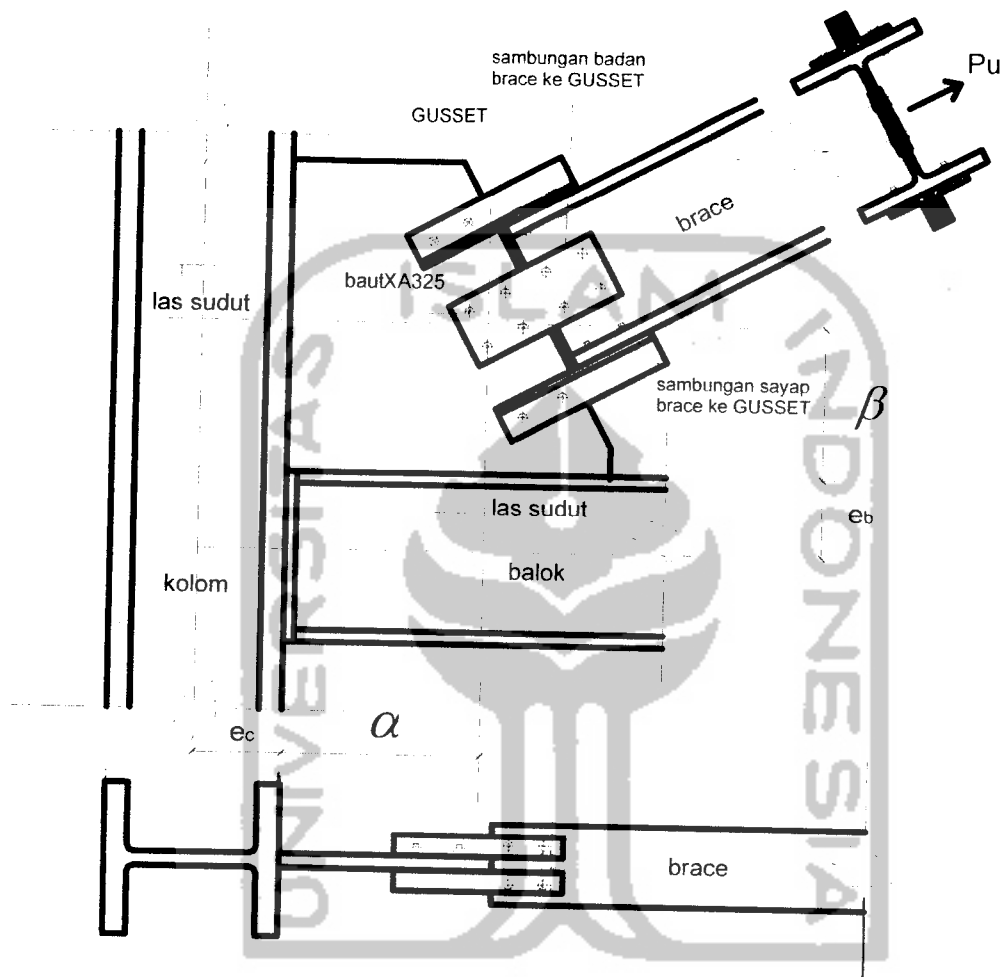
$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u \quad (3.13-8)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u \quad (3.13-9)$$

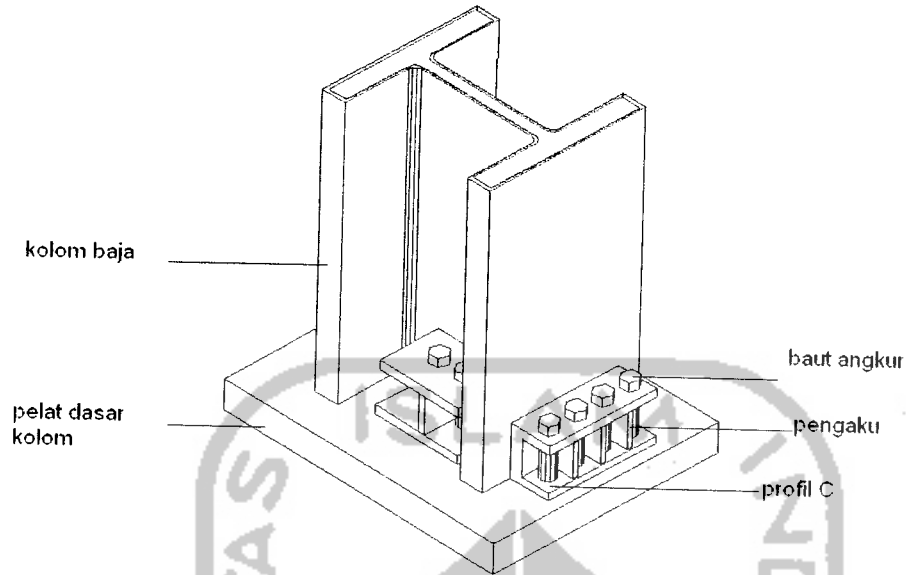
$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u \quad (3.13-10)$$

Untuk disain sambungan pelat-ke-kolom (*gusset to column*) dan sambungan pelat-ke-balok (*gusset to beam*), dapat digunakan persamaan (3.9-8 sampai 3.9-9)



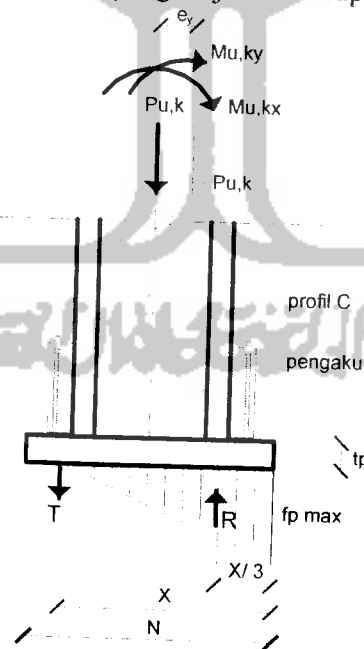
Gambar 3.18 Rencana sambungan *bracing*

3.14 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 3.19 Rencana pelat dasar kolom

Pelat dasar kolom merupakan penghubung antara kolom baja dengan beton (pedestal), yang direncanakan untuk menahan gaya momen dan aksial yang terjadi didasar kolom sedangkan gaya tarik yang terjadi diharapkan dapat ditahan oleh angkur yang terpasang



Gambar 3.20 Analisis pelat dasar kolom

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{uK,x}}{P_{uK}} \quad (3.14-1a)$$

$$e_x = \frac{M_{uK,y}}{P_{uK}} \quad (3.14-1b)$$

Akibat eksentrisitas terjadi pembesaran gaya aksial, maka diberi sayap tambahan. Jika $e > \frac{1}{2}d_c$, diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga (R) bekerja pada pusat flens, sehingga

$$P_u = R + P_{u,k} + T$$

kesetimbangan momen pada pusat flens :

$$P_{u,k} \left(e_y - \frac{d_c}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + P_{u,k} \cdot e_x = T \left(d_c + \frac{d_{canal}}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \quad (3.14-2)$$

Jika $e < \frac{1}{2}d_c$, diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga (R) bekerja pada pusat flens, sehingga

$$P_u = R = T$$

kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T :

$$P_{u,k} \left(\frac{d_c}{2} + \frac{d_{canal}}{2} + e_y \right) + P_{u,k} \cdot e_x = R \left(d_c - \frac{t_f}{2} + \frac{d_{canal}}{2} \right) \quad (3.14-3)$$

Cek kapasitas sayap kolom

$$\phi \left(\frac{1}{2} F_p \cdot X \cdot B \right) = P_u \quad (3.14-4)$$

dengan F_p adalah kekuatan tekan beton sebesar $0.85 \cdot f_c'$

$$m = \frac{N - 0.95 \cdot d_f}{2} \quad (3.14-5)$$

$$n = \frac{B - 0.80.b_f}{2} \quad (3.14-6)$$

cek kapasitas penumpu (pedestal)

$$\phi P_p \geq P_u \quad (3.14-7)$$

$$\phi P_p = \phi_c \cdot F_p \cdot A \quad (3.14-8)$$

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_{uK_x}}{\frac{1}{6}BL^2} \pm \frac{M_{uK_y}}{\frac{1}{6}B^2L} \leq f_{\text{beton}} \quad (3.14-9)$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b \cdot Z \cdot F_y = 0.9 \cdot \left(B \cdot \frac{t_p^2}{4} \right) \cdot F_y \geq M_u$$

Tebal pelat yang diperlukan dihitung dengan persamaan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{0.9 \cdot B \cdot F_y}} \quad (3.14-10)$$

Gaya tarik pada angkur

$$T = \frac{M_{u,k}}{d} \quad (3.14-11)$$

Kapasitas tarik satu angkur :

$$\phi T_n = \phi \cdot 0.75 \cdot f_u \cdot A_b \quad (3.14-12)$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} \quad (3.14-13)$$

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$T_n = \frac{T}{n} \quad (3.14-14)$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$F_t' = 0,57 \sqrt{f_c'} (Mpa) \quad (3.14-15)$$

gaya tarik = luas selimut angkur x tegangan ijin tarik beton

$$T_n = \pi \cdot D \cdot H \times F_t' \quad (3.14-16)$$

Kedalaman baut angkur yang diperlukan :

$$H = \frac{T_n}{\pi \cdot D \cdot F_t'} \quad (3.14-17)$$

3.15 Perencanaan Pedestal (kaki kolom)

Pedestal kolom direncanakan mempunyai dimensi yang sama dengan pelat dasar kolom dan ketinggian lebih besar atau sama dengan kedalaman baut angkur.

Tulangan longitudinal

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

$$A_{st} = 0,01 \cdot A_g \quad (3.15-1)$$

Jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{A_{st}}{A_{1\phi}} \quad (3.15-2)$$

Tulangan sengkang :

$$V_s = \frac{V_{n,k \text{ pakai}}}{\phi} \quad (3.15-3)$$

$$S = \frac{n \cdot A_1 \phi \cdot F_y \cdot d}{V_s} \quad (3.15-4)$$

3.16 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pondasi *pile cap* dipergunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom, dalam tugas akhir ini tiang diasumsikan sudah dalam bentuk precast sehingga dari hasil pabrikasi sudah diketahui besarnya daya dukung tiang (Q_u) yang dipakai.

Penentuan jumlah tiang dilakukan dengan coba-coba sampai ditemukan konfigurasi jumlah tiang yang cocok. Setelah ditemukan jumlah tiang yang diperlukan, kemudian dapat dihitung efisiensi tiang dengan persamaan (3.16-1).

Efisiensi tiang berdasarkan *Converse – Laberre Formula* :

$$E_g = 1 - \operatorname{arctg} \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right) \quad (3.16-1)$$

dengan

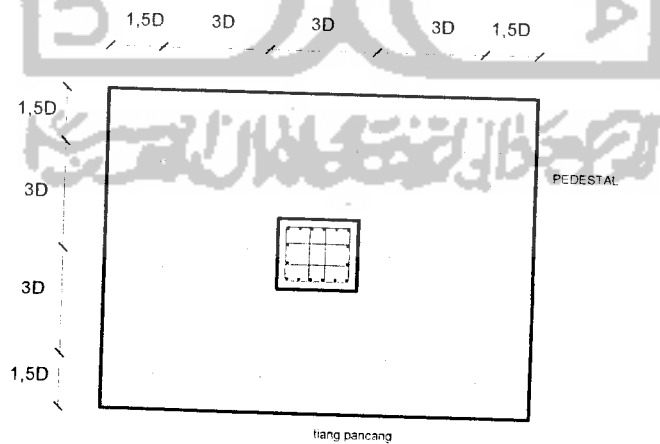
E_g = Efisiensi tiang

d = diameter tiang (m)

s = jarak antar tiang (m)

n = jumlah baris dalam konfigurasi tiang

m = jumlah tiang dalam sebaris



Gambar 3.21 Konfigurasi kelompok tiang pancang

Setelah didapatkan konfigurasi yang tepat, kemudian dihitung beban servis yang diterima oleh kelompok tiang.

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} \quad (3.16-2)$$

$$\Sigma P_u = 1,05 \cdot \Sigma P \quad (3.16-3)$$

Beban pada konfigurasi tiang :

$$P = \frac{\Sigma P_u}{n} \pm \frac{Mu_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} \pm \frac{Mu_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \quad (3.16-4)$$

dengan Mu_x = momen searah sumbu y

Mu_y = momen searah sumbu x (KN-m)

X_{\max} = jarak tiang terjauh dalam arah sumbu x (m)

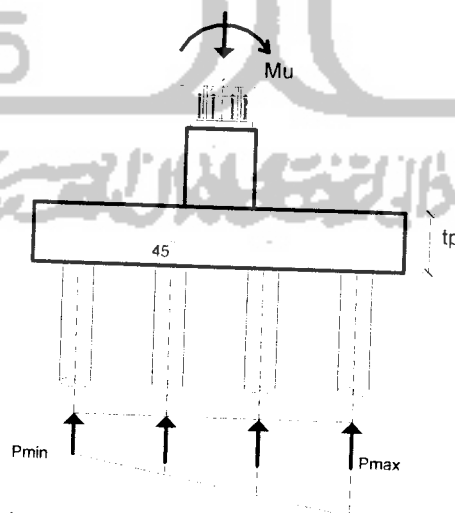
Y_{\max} = jarak tiang terjauh dalam arah sumbu y (m)

n_x = jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu x

n_y = jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu y

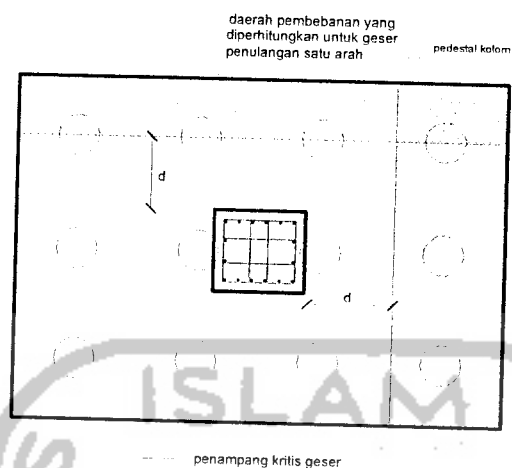
ΣX^2 = jumlah jarak kuadrat searah sumbu x

ΣY^2 = jumlah jarak kuadrat searah sumbu y



Gambar 3.22 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

Kontrol terhadap geser satu arah (sejauh d)



Gambar 3.23 analisis geser pondasi satu arah

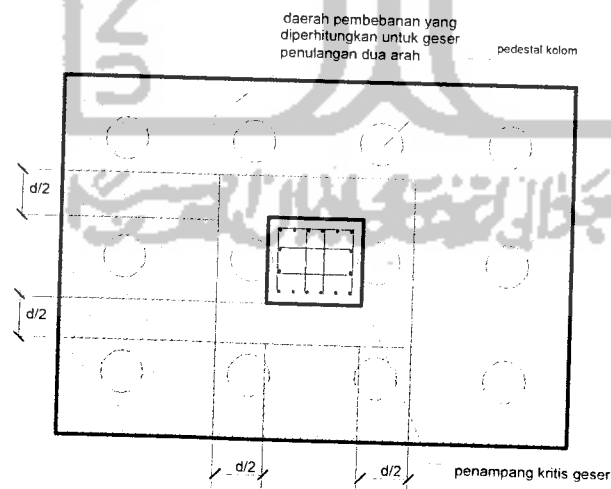
$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \phi_{tul} \quad (3.16-5)$$

$$V_u = \sum n \cdot P_{\max} \quad (3.16-6)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (3.16-7)$$

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.16-8)$$

Kontrol terhadap geser dua arah (sejauh d/2)



Gambar 3.24 analisis geser pondasi dua arah

$$V_u = \Sigma n.P \quad (3.16-9)$$

$$b_o = 2.(h_c + d) + 2.(b_c + d) \quad (3.16-10)$$

$$\beta_o = 1/0.85 = 1,18 \quad (3.16-11)$$

Ambil nilai terkecil dari V_c dibawah ini :

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o.d \quad (3.16-12)$$

$$V_c = 0,33.\sqrt{f_c'}.b_o.d \quad (3.16-13)$$

$$\phi V_c \geq V_u ;$$

dengan p_b = tebal penutup beton

t_p = tebal pelat

β = konstanta yang merupakan kuat kelas beton

b = lebar *poor*

b_o = panjang keliling paenampang kritis geser dua arah

V_c = kuat geser beton

V_u = kuat geser ultimit

b_c = lebar pelat dasar kolom

h_c = panjang pelat dasar kolom

Penulangan lentur

$$\text{Menentukan } M_u = P_{\max} \cdot d \quad (3.16-14)$$

d = jarak muka kolom (pedestal) ke tiang yang ditinjau

P_{\max} = gaya pada maksimum tiang pancang

Menentukan ρ

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.16-15)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.16-16)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.16-17)$$

Hitung tulangan

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} \quad (3.16-18)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.16-19)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \quad (3.16-20)$$

bila $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ dan $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$; $\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}}$

bila $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$; $\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min}$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \quad (3.16-21)$$

Jarak tulangan :

$$S \leq \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{A_{s\text{perlu}}} \quad (3.16-22)$$

$$A_{s\text{ada}} = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{S_{\text{pakai}}} > A_{s\text{perlu}} \quad (3.16-23)$$

Cek kapasitas lentur

$$a = \frac{A_{s\text{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.16-24)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (3.16-25)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.16-26)$$