

BAB III

LANDASAN TEORI

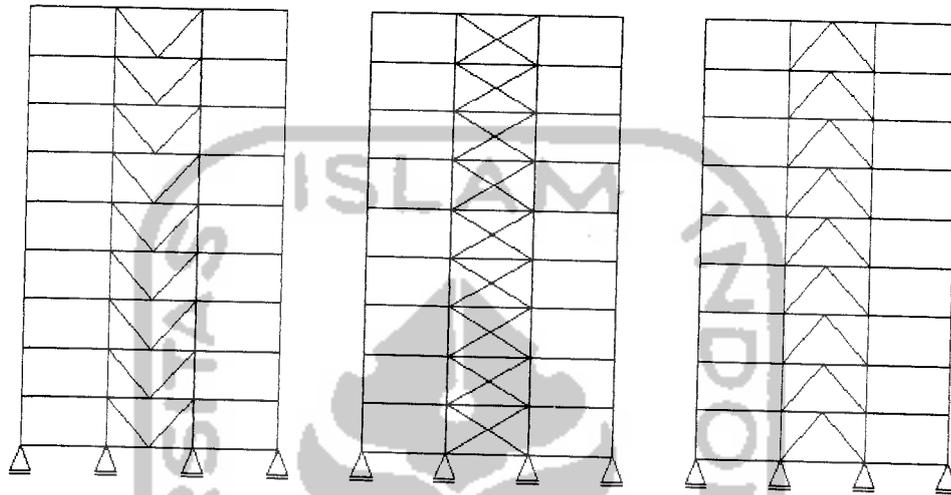
3.1 Pendahuluan

Permasalahan yang penting pada perencanaan bangunan tahan gempa khususnya bangunan bertingkat banyak adalah bagaimana cara mengurangi simpangan horizontal antar tingkat yang terlalu besar saat gempa terjadi. Simpangan tersebut semakin bertambah seiring dengan bertambahnya jumlah tingkat bangunan dan bagian tingkat teratas struktur memiliki simpangan terbesar. Widodo (1999) mengemukakan bahwa tingkat-tingkat atas struktur akan sensitif terhadap frekuensi-frekuensi tinggi (*higher modes*), sedangkan tingkat-tingkat bawah akan sensitif terhadap gempa dengan kandungan frekuensi relatif rendah. Dengan demikian jika simpangan yang terjadi tersebut berkurang, maka kerusakan-kerusakan pun relatif kecil.

Kerusakan-kerusakan akibat simpangan yang terjadi akibat gempa tersebut dapat direduksi dengan merancang struktur yang sesuai dengan prinsip-prinsip bangunan tahan gempa, misalnya dengan penentuan/ pendesainan beban gempa, konfigurasi bangunan yang tepat, optimalisasi prinsip pelepasan energi pada elemen-elemen struktur, dan pemilihan bahan serta pelaksanaan pembangunan yang benar.

b.) Portal Dengan Sistem Pengaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frame*)

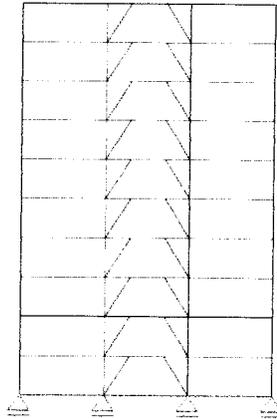
Adalah struktur portal yang mempunyai sistem pengaku yang terletak secara diagonal. Ada tiga tipe rangka pengaku konsentrik, yaitu tipe V, X, dan K. Untuk tipe X terdapat dua buah batang diagonal yang saling bersilangan. Batang-batang tersebut dapat menahan gaya tekan sekaligus tarik.



Gambar 3.2 Portal dengan sistem pengaku konsentrik tipe V, X, dan K

c.) Portal Dengan Sistem Pengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frame*)

Portal diperkaku eksentrik adalah pengekang yang diletakkan secara diagonal, akan tetapi satu atau dua ujung batang pengekang terletak pada jarak tertentu dari titik pertemuan antara balok dan kolomnya. Dari segi arsitekturnya sistem ini lebih baik daripada sistem rangka diperkaku konsentrik yaitu masih ada tempat-tempat yang cukup lapang untuk menempatkan lubang pintu, jendela dan lain-lainnya.



Gambar 3.3 Portal dengan sistem pengaku eksentrik

Dengan memperhatikan kelebihan dan kekurangan dari pemakaian masing-masing bentuk pengaku diatas, maka pada penelitian ini menggunakan pengaku tipe X dengan bentuk *Local Bracing* yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus.

3.3 Beban Gempa Statik Ekuivalen dan Dinamis Pada Portal

3.3.1 Beban Gempa Statik Ekuivalen

Besarnya gaya geser dasar akibat gempa menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SNI-1726-2002 dapat dinyatakan dalam :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.3-1)$$

dimana C_1 adalah faktor respons gempa,

I adalah faktor keutamaan gedung,

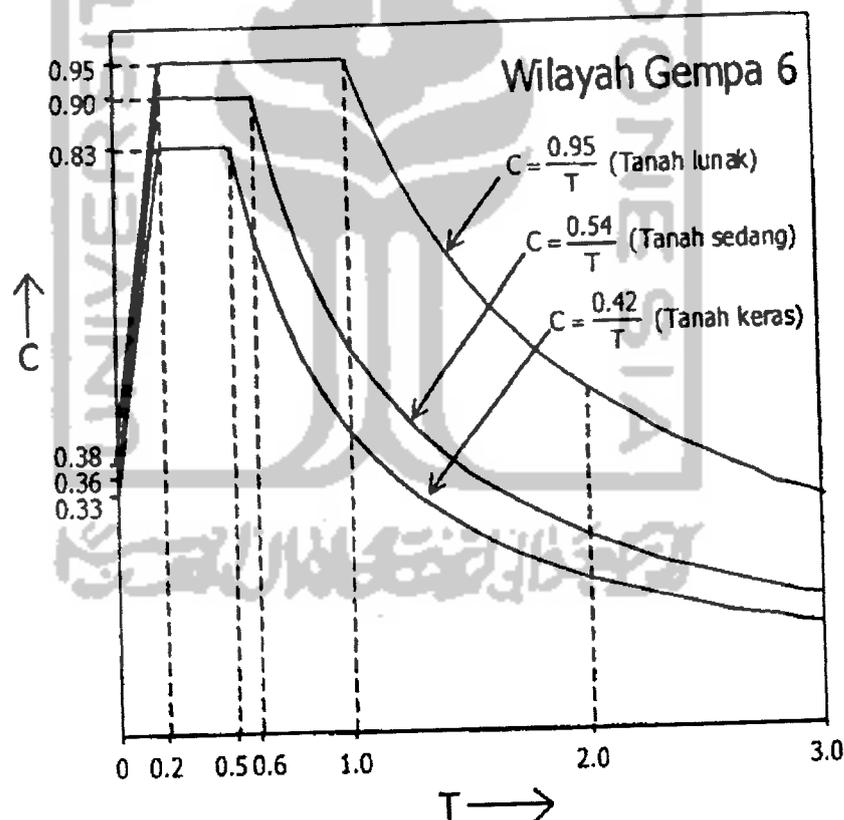
R adalah faktor reduksi gempa,

V adalah gaya geser dasar nominal statik ekuivalen (kg),

W_t adalah berat total struktur (kg).

Nilai C_1 diperoleh dari spektrum respons gempa rencana menurut gambar 3.4 untuk waktu getar alami fundamental T_1 frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa dan kondisi tanah setempat. Pada penelitian ini, bangunan yang direncanakan berada pada wilayah gempa VI pada kondisi tanah keras.

Penelitian ini, nilai I faktor keutamaan gedung nilai R faktor reduksi gempa diambil dari peraturan gempa yang baru, yaitu nilai I sebesar 1 (untuk perkantoran), nilai $R = 8,5$ untuk rangka pemikul momen khusus struktur USF (*Unbraced Steel Frame*) dan $R = 6,5$ untuk rangka bresing biasa BSF (*Braced Steel Frame*).



Gambar 3.4 Faktor respons gempa pada wilayah gempa VI

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

$$T = 0,085 \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (3.3-2a)$$

dimana T adalah waktu getar alami fundamental (dt),

H tinggi total struktur (m)

Perhitungan waktu getar struktur portal baja dengan pengaku diambil peraturan dari luar negeri. Menurut *International Handbook of Earthquake Engineering 1994 (Codes, Programs and Examples)* waktu getar alami fundamental menurut beberapa negara adalah :

a.) Perancis

$$T = 0.08 \frac{H}{L} \sqrt{\frac{H}{L+H}} \quad (3.3-2b)$$

b.) Israel

$$T = 0.049 \times H^{3/4} \quad (3.3-2c)$$

c.) Puerto Rico

$$T = \frac{hn}{20\sqrt{D}} \quad (3.3-2d)$$

d.) Spanyol

$$T = 0.85 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L}{H}} \times 0.1 \frac{H}{\sqrt{L}}} \quad (3.3-2e)$$

dimana H adalah tinggi bangunan total (m),

hn adalah tinggi bangunan total (ft),

L adalah bentang portal (m), dan D adalah bentang portal (ft).

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

$$T_R = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot \delta_i}} \quad (3.3-2f)$$

di mana W_i adalah bagian dari seluruh beban vertikal yang bekerja pada tingkat i (kg), F_i adalah beban gempa horizontal dalam arah yang ditinjau yang bekerja pada tingkat i (kg), δ_i adalah simpangan horizontal pusat massa pada tingkat i (m) akibat beban horizontal F_i , dan g adalah percepatan gravitasi (m/dt^2).

3.3.2 Distribusi Gaya Horizontal Akibat Beban Gempa (F_i)

Gaya horizontal akibat beban gempa (F_i) yang didistribusikan ke dalam struktur tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B), yaitu apabila :

1. $H/B < 3$, maka gaya horizontal akibat beban gempa (F_i) untuk masing-masing lantai adalah :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.3-3a)$$

2. $H/B \geq 3$, 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 (atap)

- a. Distribusi untuk atap :

$$F_n = 0,1V + \frac{W_n \cdot h_n}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.3-3b)$$

b. Distribusi untuk lantai :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \times 0.9 \times V \quad (3.3-3c)$$

dimana F_i adalah gaya horizontal akibat gempa tingkat ke-I (kg), F_n adalah gaya horizontal akibat beban gempa pada atap (kg), h_i adalah tinggi lantai ke-i (m), h_n adalah tinggi atap (m), V adalah gaya geser dasar (kg), W_i adalah berat lantai ke-i (kg) dan W_n adalah berat atap (kg).

3.3.3 Beban Gempa Dinamis Pada Portal

Model Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) merupakan analisis yang menggunakan rekaman gempa tertentu sebagai penggetar dasar struktur suatu bangunan. Dalam analisis ini penghitungan beban dinamis tidak mungkin dilakukan dengan menggunakan kalkulator (*hand calculator*) saja, sehingga penggunaan komputer dan penguasaan integrasi numerik merupakan penyelesaian masalah pembebanan dinamik.

Getaran tanah akibat gempa bumi sangatlah bervariasi, baik dari segi durasi, kondisi tanah dan daerah gempa yang ditinjau. Sehingga perlu adanya penentuan daerah yang diteliti, maka 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, 1966). Dengan ditentukannya rekaman gempa sebagai beban dinamik, maka analisis struktur dengan beban dinamik dapat dilakukan.

3.4 Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD

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. Penggunaan metode LRFD dalam penelitian ini dimaksudkan supaya perencanaan dengan mengkombinasikan tegangan ultimit dan kemampuan layan (*serviceability*) dengan probabilitas berdasarkan pendekatan keamanan.

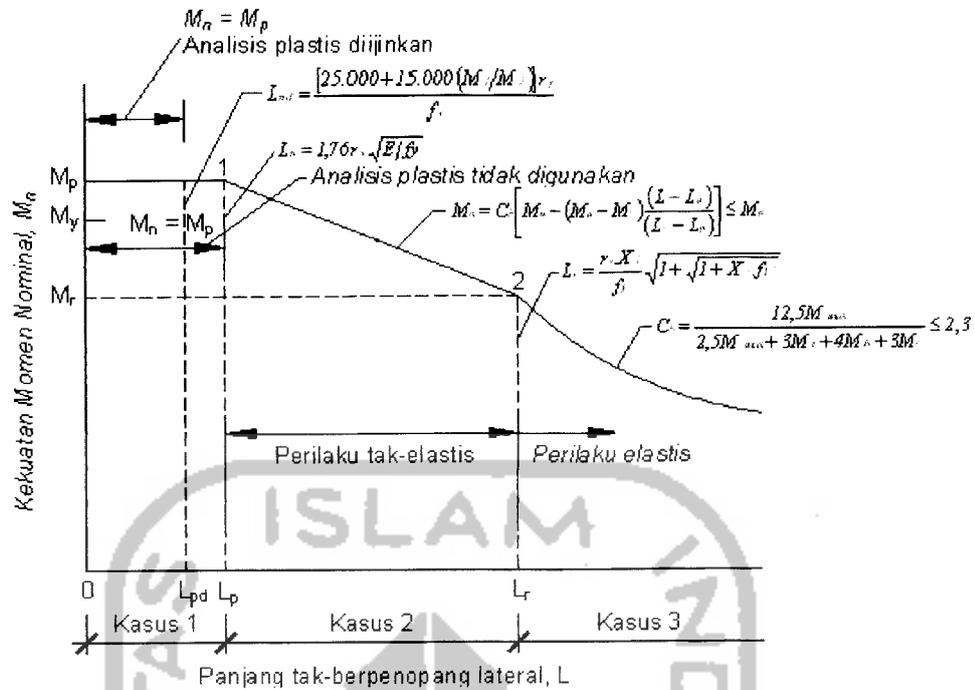
Metode LRFD merupakan perencanaan plastis dengan mempertimbangkan tegangan ultimit, sehingga beban-beban yang terjadi akan dikalikan dengan *over capacity factor* yang nilainya lebih dari satu, kemudian struktur didesain untuk memperoleh tegangan yang cukup dalam menahan beban terfaktor tersebut. Kapasitas 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.

$$\text{Kekuatan (Strength)} \geq \sum \text{Kebutuhan Kekuatan}$$

3.5 Kombinasi Pembebanan Dalam LRFD

Spesifikasi *American Institute of Steel Construction–Load and Resistance Factor Design 1993 (AISC–LRFD'93)* tentang kombinasi kombinasi beban yang bekerja adalah sebagai berikut :

$$1,4 D \tag{3.5-1a}$$



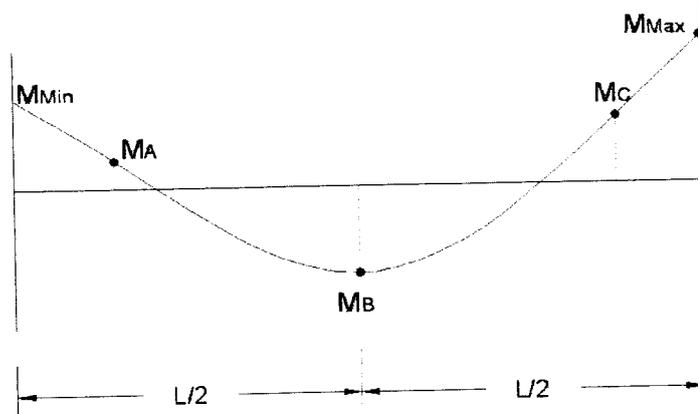
Gambar 3.5 Kekuatan Nominal M_n dari penampang “kompak”

Suatu balok yang menahan lentur harus memenuhi persyaratan kekuatan menurut persamaan berikut :

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.6-2)$$

dimana : M_u adalah momen beban layan terfaktor (K-in), ϕ adalah faktor reduksi kekuatan untuk lentur yang nilainya 0.9, M_n adalah kuat lentur nominal penampang (K-in).

Berdasarkan gambar 3.5 kuat lentur nominal penampang (M_n) dihitung dengan rumus-rumus sebagai berikut yaitu tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan (L_b) yang terdiri dari 3 konsisi/ kasus antara lain :



Gambar 3.6 Diagram Momen Lentur Balok

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \quad (3.6-11)$$

C_b sama dengan 1,0 menurut LRFD-F3, untuk balok kantilever dan untuk batang-batang dimana momen dalam daerah yang signifikan dari segmen tak-berpenopang lebih besar daripada atau sama dengan momen-momen ujung segmen yang terbesar.

Kasus 3 ($L_b > L_r$)

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

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.6-12)$$

$$\text{Dengan } M_{cr} = \frac{C_b \cdot S_x \cdot x_1 \cdot \sqrt{2}}{L/r_x} \sqrt{1 + \frac{x_1^2 \cdot x_2^2}{2 \cdot \left(L/r_y\right)^2}} \quad (3.6-13)$$

Perhitungan selanjutnya mengontrol rasio tegangan yang terjadi baik untuk kasus 1, 2 maupun kasus 3 sesuai dengan persamaan (3.6-14).

$$\frac{M_{u,b}}{\Phi M_n} \leq 1,0 \quad (3.6-14)$$

dimana $M_{u,b}$ adalah momen lentur balok terfaktor (K-in), M_n adalah kuat nominal dari lentur penampang (K-in), M_p adalah momen plastis (K-in), L_b adalah panjang batang antara penopang lateral (in), L_p adalah panjang penopang lateral maksimum (in), L_r adalah panjang tanpa penopang lateral maksimum (in), M_r adalah kekuatan momen batas tekuk (K-in), f_r adalah tegangan sisa (Ksi), C_b adalah faktor pengali momen, M_{max} adalah momen lentur balok tepi maksimal (K-in), M_A adalah momen plastis pada tepi kiri (K-in), M_B adalah momen pada tengah bentang (K-in), M_C adalah momen plastis pada tepi kanan (K-in), M_{cr} adalah momen kritis (K-in), G adalah modulus elastis geser baja (ksi), C_w adalah konstanta puntir lengkung (*warping constant*), in^6 . J adalah konstanta puntiran (in^4).

Menentukan kemungkinan momen plastis yang terjadi pada sendi plastis dengan persamaan :

$$M_{pb} = \beta.M_P = \beta.Z_b.f_y = \beta*Z_b.f_y^{act} \quad (3.6-15a)$$

dimana : Z_b adalah modulus plastis balok (in^3),

f_y adalah tegangan leleh bahan baja yang digunakan (Ksi),

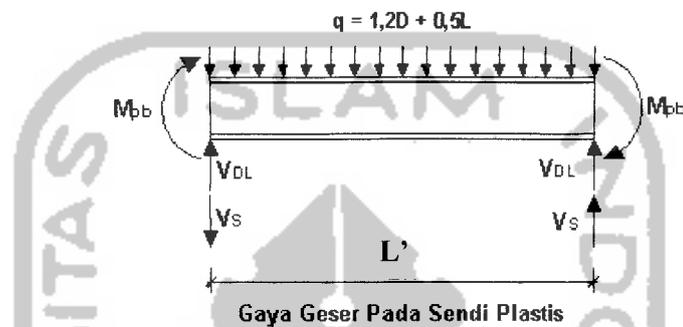
β adalah koefisien yang memperhitungkan kemungkinan kuat leleh material, faktor penambahan kekuatan, diambil $\beta = 1,1$ (SAC 1997, AISC 1997, Rancangan SNI 2000).

$$M_{pb} = \beta.M_P = 1,1.M_P = 1,1 Z_b f_y \quad (f_y \text{ dalam ksi}) \quad (3.6.-15b)$$

adalah jarak sendi plastis (l_p), d_c adalah tinggi penampang profil baja keseluruhan (in)

3.6.2 Perencanaan Geser dan Lendutan Balok Induk

Gaya geser pada balok lebih ditentukan oleh momen plastis balok (M_{pb}) pada kedua ujung balok pada arah yang berlawanan.



Gambar 3.9 Gaya geser pada sendi plastis

Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_u = V_p = 1,2V_D + 0,5V_L + \left(\frac{2\beta M_{pb}}{L}\right) \quad (3.6-18a)$$

$$V_{u,k} = 1,2V_{D,k} + 0,5V_{L,k} + \beta V_{E,k} \quad (3.6-18b)$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.6-18c)$$

Selanjutnya, menentukan besarnya kuat/ gaya geser nominal balok portal sesuai dengan persamaan (3.6-19a) sampai dengan (3.6-19c) berikut ini :

$$a) \text{ Untuk } h/t_w \leq \frac{418}{\sqrt{F_y(ksi)}}; \quad V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \quad (3.6-19a)$$

dengan $A_w = d \cdot t_w$, luas kotor pelat badan, in^2 .

$$\text{b) Untuk } \frac{418}{\sqrt{F_y(\text{ksi})}} < h/t_w \leq \frac{523}{\sqrt{F_y(\text{ksi})}}$$

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \frac{418 \sqrt{F_y(\text{ksi})}}{h/t_w} \quad (3.6-19b)$$

$$\text{c) Untuk } (h/t_w) > \frac{523}{\sqrt{F_y(\text{ksi})}} \quad V_n = A_w \frac{132000}{h/t_w^2} \quad (3.6-19c)$$

dimana: V_u adalah gaya geser rencana balok terfaktor pada sendi plastis (kips), V_D adalah gaya geser akibat beban mati (kips), V_L adalah gaya geser akibat beban hidup (kips), V_E adalah gaya geser akibat beban gempa (kips), F_y adalah tegangan leleh profil baja (ksi), V_n adalah gaya geser nominal balok (kips).

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

Untuk balok yang mendukung beban lantai,

$$\frac{L}{360} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}} \quad (3.6-20a)$$

Untuk balok yang mendukung beban atap,

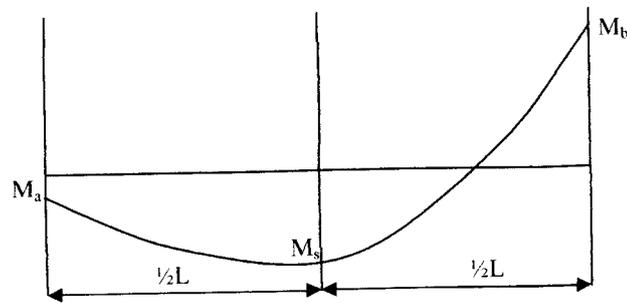
$$\frac{L}{240} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}} \quad (3.6-20b)$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dilihat dari program bantu analisis struktur maupun menggunakan rumus persamaan (3.7-6),

$$\Delta_{\text{pertengahan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (3.6-20c)$$

dengan L = panjang bentang balok

M_a , M_b , M_s dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



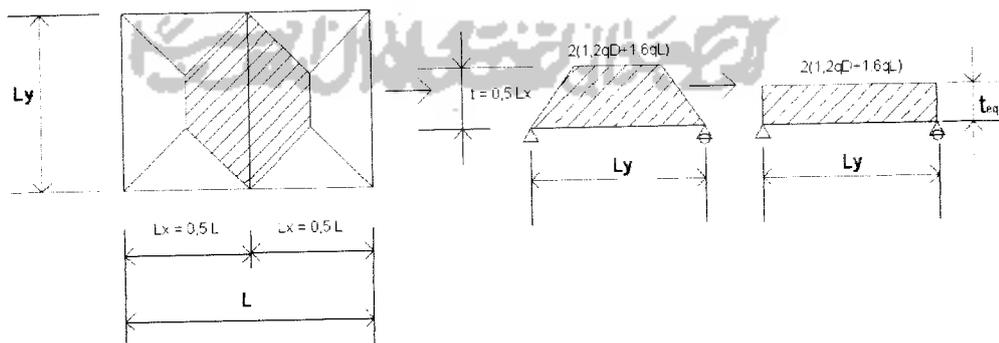
Gambar 3.10 Diagram momen

3.7 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak, agar didapatkan tinggi balok anak yang lebih efisien/ dangkal daripada balok induk maka balok anak direncanakan komposit dengan pelat.

3.7.1 Perhitungan Momen Rencana Balok Anak, M_u, b

Dalam analisis, balok anak diasumsikan merupakan balok tumpuan sederhana (*simple beam*) yang dibebani oleh beban merata ekuivalen yang bekerja pada balok anak (beban gravitasi) berdasarkan pembebanan tributari area dari pelat dapat dilihat pada gambar 3.11.



Gambar 3.11 Pembebanan pada balok anak akibat beban gravitasi

$$q = 1,2.q_d + 1,6.q_l \quad (3.7-1)$$

$$t_{eq} = t - \frac{4.t^3}{3.L_y^2} \quad (3.7-2)$$

$$q_{total} = 2q \cdot t_{eq} + q_s \quad (3.7-3)$$

Dukungan pada balok anak diasumsikan merupakan dukungan sendi-roll, maka momen rencana balok didapat dihitung yaitu :

$$M_{u,b} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L_y^2 \text{ (K-in)} \quad (3.7-4)$$

dimana : $M_{u,b}$ adalah momen rencana balok anak (kips-in), q adalah beban terfaktor yang bekerja pada balok anak (kips/in²), q_d adalah beban mati plat (kips/in²), q_l adalah beban hidup plat (kips/in²), q_s adalah berat sendiri profil baja, (kips/in), t_{eq} adalah tinggi ekuivalen beban plat (in), t adalah tinggi pembebanan tributari area dari pelat (beban trapesium) dengan $t = 0,5.L_x$, (in). L_y adalah sisi terpanjang dari pelat (in), L_x adalah sisi terpendek dari pelat,(in).

3.7.2 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

Pertama-tama dalam perhitungan propertis elastis penampang komposit, dihitung dahulu nilai rasio modulus elastisitas (n), yaitu

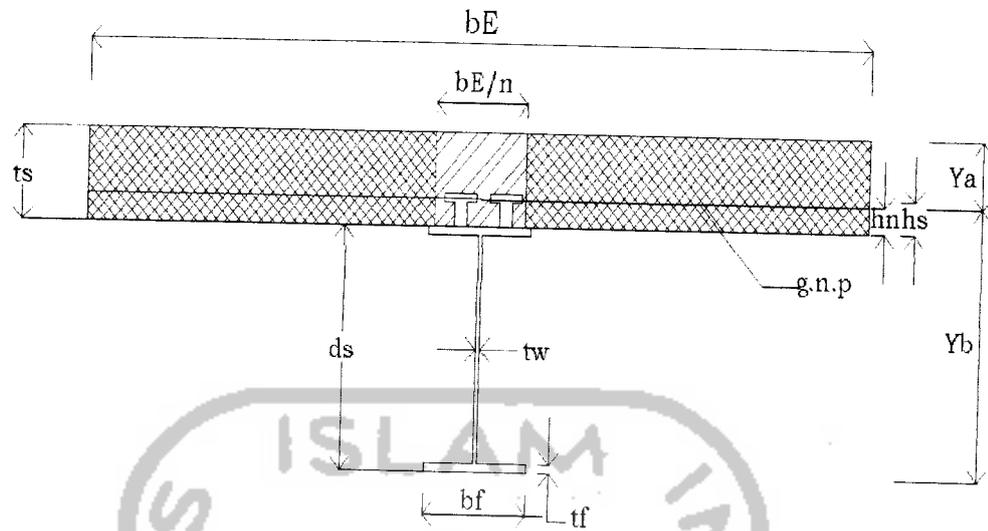
$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.7-5)$$

dimana E_s adalah Modulus elastis baja, 29000 ksi

E_c adalah Modulus elastis beton, $E_c = w^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$ ksi dimana w adalah berat

jenis beton, $E_c = 1750 \cdot \sqrt{f'_c}$ ksi.

f'_c adalah kekuatan tekan beton, (ksi)



Gambar 3.12 Penampang komposit balok anak

Selanjutnya menghitung lebar efektif dari lapisan/ slab beton untuk balok interior, diambil nilai terkecil dari:

$$b_E \leq 1/4.L \quad (3.7-6a)$$

$$b_E \leq bf + 16 ts \quad (3.7-6b)$$

$$b_E \leq b_o \quad (3.7-6c)$$

dimana b_E adalah lebar efektif slab beton, (in)

b_o adalah lebar sisi terpendek dari pelat (in)

L adalah panjang bentang balok, (in)

bf dan ts adalah section properties profil baja, (in)

Perhitungan selanjutnya menentukan lebar beton ekuivalen (b')

$$b' = \frac{b_E}{n} \quad (3.7-7)$$

$$\text{Luas baja transformasi, } A_{tr} = (b' \times ts) + A_s \quad (3.7-8)$$

Menentukan letak garis netral,

- a). Letak garis netral komposit terhadap sisi atas, (Y_a)

$$Y_a = \frac{((b' \cdot x_{ts}) \cdot 0,5ts) + (A_s x ((0,5ds) + ts))}{(b' \cdot x_{ts}) + A_s} \quad (3.7-9a)$$

- b). Letak garis netral komposit terhadap sisi bawah, (Y_b)

$$Y_b = ds + ts - Y_a \quad (3.7-9b)$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{\text{komp}} = I_{X_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{X_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2 \quad (3.7-10)$$

dimana I_{X_s} adalah inersia dari profil baja (in^4), A_s adalah luas penampang profil baja, (in^2). ts adalah tebal slab beton, (in), $I_{X_{cr}}$ adalah inersia balok anak komposit (in^4), A_{cr} adalah luas balok anak komposit (in^2), bf adalah lebar sayap profil baja, (in), ds adalah tinggi keseluruhan penampang baja, (in)

3.7.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Sebelum menghitung kapasitas nominal balok komposit terlebih dahulu harus mengontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil baja.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y} \text{ (ksi)}} \quad (3.7-11)$$

Kemudian menghitung besarnya kedalaman/tinggi daerah tekan a berdasarkan dari keseimbangan gaya dalam, yaitu gaya desak beton harus sama dengan gaya tarik penampang profil baja yang dipakai ($C = T$).

$$\text{Dimana gaya desak beton, } C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a \quad (3.7-12)$$

$$\text{Gaya tarik penampang baja, } T = A_s \cdot f_y \quad (3.7-13)$$

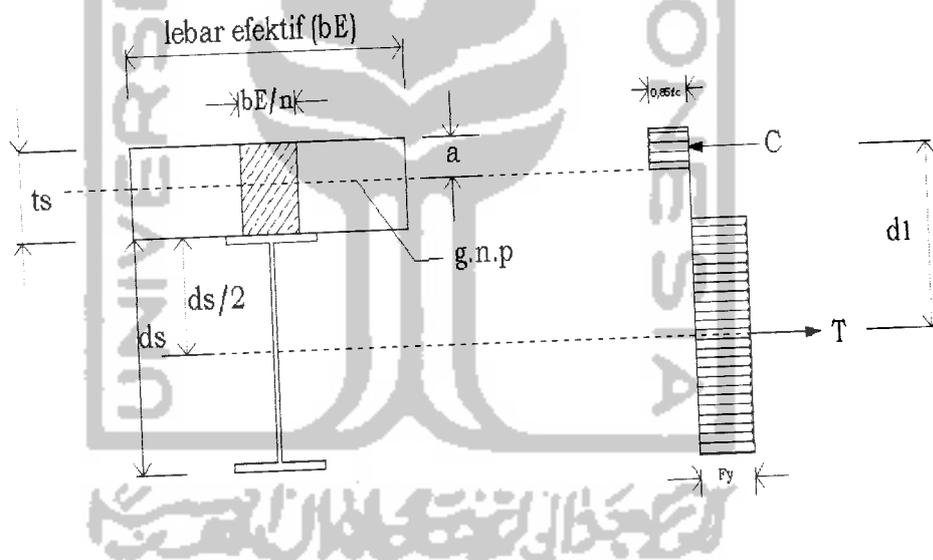
Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan distribusi tegangan yang terjadi, yaitu

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_E} \quad (3.7-14)$$

dimana C adalah gaya desak beton, (kips). T adalah gaya tarik penampang baja, (kips). b_f adalah lebar sayap profil baja, (in). f'_c adalah kekuatan tekan beton (ksi), f_y adalah tegangan leleh profil baja (ksi), b_E adalah lebar efektif slab beton (in), A_s adalah luas penampang profil baja, (in^2)

Perhitungan kapasitas balok komposit (M_n)

Jika : a). $a < t_s$, maka garis netral plastis berada pada beton. Dengan demikian kapasitas nominal balok komposit, M_n

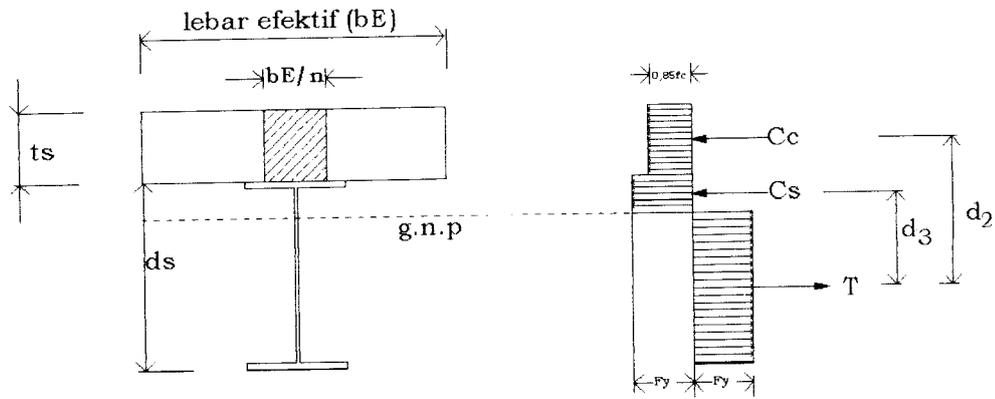


Gambar 3.13 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di beton

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1, \text{ dimana } d_1 = (ds/2 + ts - a/2) \quad (3.7-15)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_E \cdot a \cdot \{(ds/2 + ts) - a/2\}$$

b). $a > t_s$, maka garis netral plastis berada pada profil baja. Dengan demikian kapasitas nominal balok komposit, (M_n)



Gambar 3.14 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis pada profil baja

$$M_n = C_c \cdot d_2 + C_s \cdot d_3 \quad (3.7-16)$$

dimana : d_2 adalah jarak titik berat gaya tarik (T) dengan gaya tekan (Cc)

d_3 adalah jarak titik berat gaya tarik (T) dengan gaya tekan (Cs)

$$\Phi_b M_n \geq M_u \quad (3.7-17)$$

3.7.4 Kontrol Terhadap Lendutan Balok Anak

Lendutan/ *deflection* terjadi disebabkan oleh adanya beban yang bekerja/ membebani suatu elemen struktur. Dalam perencanaan balok anak lendutan diakibatkan oleh adanya beban merata equivalen yang bekerja pada balok anak berdasarkan pembebanan tributari area dari pelat dilihat pada gambar 3.9. Balok anak yang telah didesain harus dikontrol besarnya lendutan yang terjadi dan tidak boleh melebihi lebih dari $(L/360)$ panjang bentang baloknya. Perhitungan lendutan pada balok komposit ada dua rumus persamaan, yaitu

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan perancah/*scaffolding*

$$\Delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{total}} \cdot L^4}{E_s \cdot I_{\text{komp}}} < \frac{L}{360} \quad (3.7-18)$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan (tanpa perancah)

$$q_{D\text{tot}} = q_D + q_s \quad (q_D = \text{beban mati dan } q_s = \text{beban sendiri profil}) \quad (3.7-19)$$

$$\Delta_{\text{baja}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{D\text{tot}} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} \quad (3.7-20)$$

$$\Delta_{\text{komp}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L \cdot L^4}{E_s \cdot I_{\text{komp}}} \quad (3.7-21)$$

$$\Delta_{\text{max}} = \Delta_{\text{baja}} + \Delta_{\text{komp}} < \frac{L}{360} \quad (\text{in}) \quad (3.7-22)$$

Dimana Δ_{max} adalah lendutan maksimum yang terjadi pada balok (in), Δ_{baja} adalah lendutan akibat berat sendiri profil/beban mati (in), Δ_{komp} adalah lendutan akibat beban hidup (in), q total adalah beban total yang bekerja pada balok (kips/in²), L adalah panjang bentang balok anak (in).

3.7.5 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*. Didalam perencanaannya pertama-tama menentukan gaya geser horizontal (V_n) merupakan nilai terkecil dari;

$$V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c \quad (3.7-23a)$$

$$V_n = A_s \cdot f_y \quad (3.7-23b)$$

Selanjutnya menghitung kuat nominal satu stud geser baja berkepala yang dilas ke *flens* yaitu:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.7-24)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.5-1b)$$

$$1,2 D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (0,5.L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.5-1c)$$

$$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.5-1d)$$

$$1,2 D + 1,0 E + 0,5 L \quad (3.5-1e)$$

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

3.6 Perencanaan Balok Induk

3.6.1 Perencanaan Lentur Pada Balok Induk

Dalam merencanakan bangunan tahan gempa penampang yang kompak sangatlah dibutuhkan, untuk mencegah terjadinya tekuk lokal (*local buckling*) dan hanya penampang kompak sajalah yang bisa mencapai kondisi plastis penuh. Sehingga dalam perencanaan lentur balok ini terlebih dahulu dicek kekompakkan profil dengan menentukan rasio tinggi terhadap tebal penampang/rasio kelangsingan (λ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio kelangsingan (λ_p).

$$\lambda = \frac{hf}{2 tf} \leq \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{F_y}}, \text{ Ksi} \quad \text{sayap} \quad (3.6-1a)$$

$$\lambda = \frac{hc}{2 tw} \leq \lambda_p = \frac{520}{\sqrt{F_y}}, \text{ Ksi} \quad \text{badan} \quad (3.6-1b)$$

dimana F_y adalah tegangan leleh profil baja (Ksi), hc adalah tinggi bersih badan (in), hf adalah lebar sayap (in), tf adalah tebal sayap (in), tw adalah tebal badan (in), λ adalah rasio tinggi terhadap tebal penampang dan λ_p adalah batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak.

Kasus 1 ($L_b \leq L_p$)

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

$$M_n = M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.6-3)$$

dimana f_y adalah tegangan leleh profil baja (ksi)

Z_x adalah modulus penampang plastis (in^3)

Kasus 2 ($L_p < L_b < L_r$)

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

$$M_{n,tpl} = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.6-4)$$

dengan $M_r = (f_y - f_r) \cdot S_x$, dimana $f_r = 10$ ksi (3.6-5)

$$L_b = \frac{1}{2} \cdot L$$

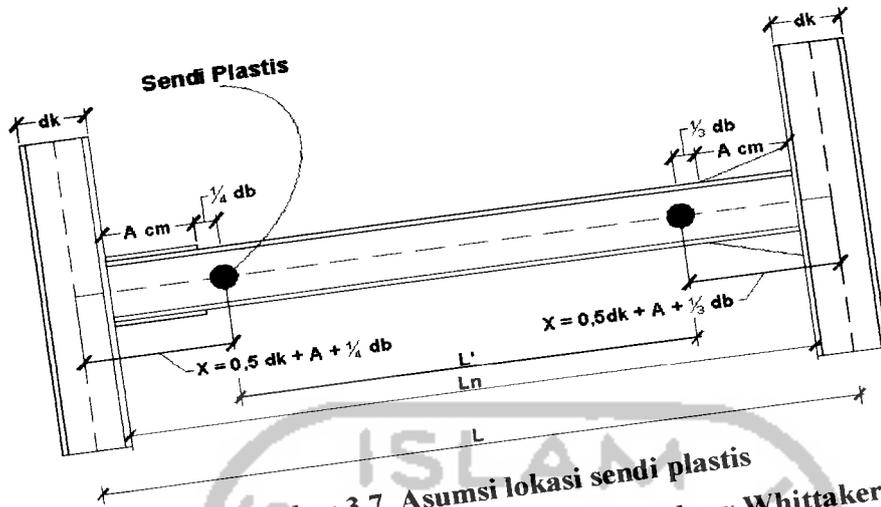
$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{f_y}}, \quad f_y \text{ dalam Ksi} \quad (3.6-6)$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{f_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot f_1^2}} \quad (3.6-7)$$

$f_i = (f_y - f_r)$, dengan $f_r = 10$ ksi (3.6-8)

$$X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \quad (3.6-9)$$

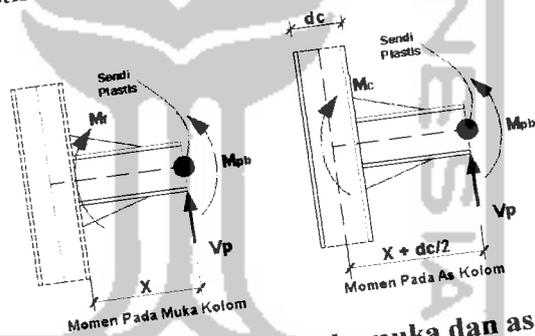
$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \quad (3.6-10)$$



Gambar 3.7 Asumsi lokasi sendi plastis

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

Menentukan momen plastis balok pada muka kolom, M_f , dan pada as kolom, M_c , dengan memperhitungkan momen tambahan akibat amplifikasi gaya geser dari lokasi sendi plastis ke as kolom.



Gambar 3.8 Momen plastis balok pada muka dan as kolom

$$M_f = M_{pb} + V_p \cdot X \tag{3.6-16}$$

$$M_c = M_{pb} + V_p(X + dc/2) \tag{3.6-17}$$

dimana : M_f adalah momen plastis balok pada muka kolom (K-in), M_c adalah momen plastis balok pada as kolom (K-in), M_{pb} adalah momen plastis balok (K-in), V_p adalah gaya geser balok pada sendi plastis (Kips), X

Menentukan jumlah stud geser yang dibutuhkan per setengah bentang balok:

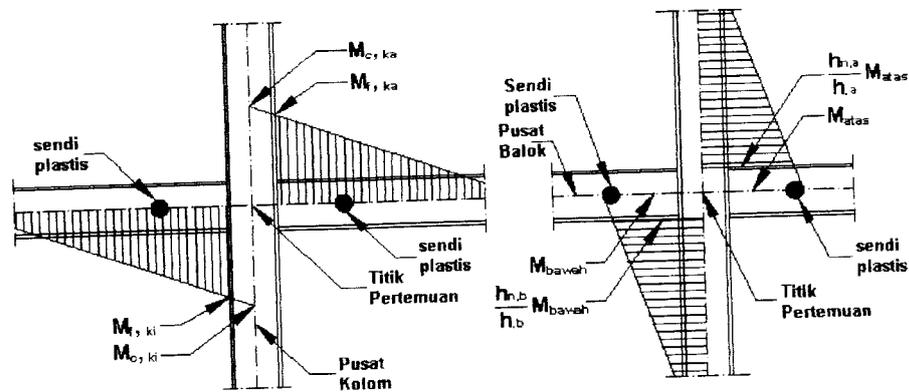
$$n = \frac{V_n}{Q_n} \quad (3.7-25)$$

dimana : V_n adalah gaya geser nominal satu konektor, (Kips), f'_c adalah kuat tekan beton, (Ksi), f_y adalah tegangan leleh baja tulangan, (Ksi), A_c adalah luas beton slab komposit = $bE \times t_s$ (in^2), A_s adalah luas penampang baja profil, (in^2), Q_n adalah kuat nominal satu stud geser (Kips), H_s adalah tinggi stud geser (in), d adalah diameter stud (in), A_{sc} adalah luas penampang lintang stud, = $\pi d_s^2/4$ (in^2), f_u adalah kuat tarik stud minimum yang dispesifikasikan (Ksi), E_c adalah modulus elastisitas beton = $1750 \sqrt{f'_c}$ (Ksi) (dengan berat normal beton 145 pcf)

3.8 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. Untuk momen rencana pada kolom sebagai aplikasi dari konsep *strong column-weak beam* didapatkan dengan membandingkan nilai hasil persamaan (3.8-1a dan 3.8-1b) dan hasil output analisis struktur.

Menentukan momen rencana, $M_{u,k}$ dan gaya aksial kolom, $P_{u,k}$. Kuat lentur kolom portal yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut (lihat Gambar 3.14)



Gambar 3.15 Pertemuan balok kolom dan momen rencana kolom

$$M_{u,k} = (DMF) \cdot \alpha \cdot 0,7 \cdot \frac{h_n}{h} \cdot \frac{L_{ki}}{L_{ki}} M_{pb,ki} + \frac{L_{ka}}{L_{ka}} M_{pb,ka} \quad (3.8-1a)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,2 M_{D,k} + 0,5 M_{L,k} + \mu \cdot M_{E,k} \quad (3.8-1b)$$

dimana : DMF adalah faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis secara keseluruhan.

α adalah faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

$$\alpha_k = \frac{ME_{k,a}}{ME_{k,a} + ME_{k,b}} \quad (3.8-2)$$

$$\sum M_{p,blk} = M_{p, balok, ki} + M_{p, balok, ka}$$

M_{pb} adalah Momen plastis pada balok.

$$M_{pb} = \beta \cdot M_p \quad (3.8-3)$$

$$\text{dimana, } M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.8-4)$$

$M_{D,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban mati.

$M_{L,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban hidup.

$M_{E,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban gempa.

K adalah faktor jenis struktur ($K=1$, struktur daktail penuh)

h adalah tinggi kolom (m),

h_n adalah tinggi bersih kolom (m),

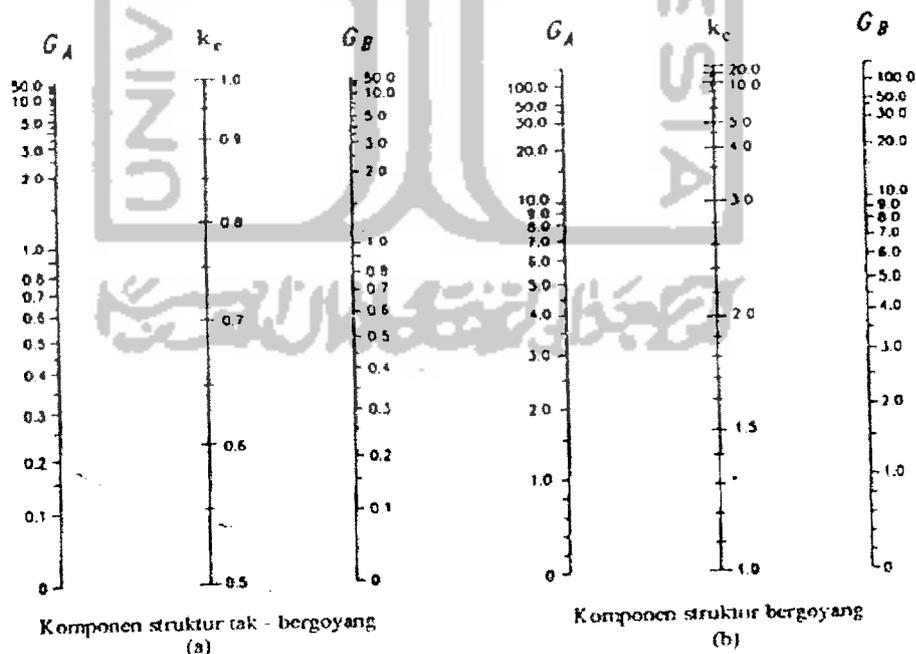
L_{ki} dan L_{ka} adalah panjang balok kiri dan kanan (m),

L'_{ki} dan L'_{ka} adalah panjang bersih balok kiri dan kanan (m),

Setelah itu ditentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom, G dengan persamaan (3.8-5).

$$G = \frac{\left(\frac{I}{L}\right)_{k1} + \left(\frac{I}{L}\right)_{k2}}{\left(\frac{I}{L}\right)_{b1} + \left(\frac{I}{L}\right)_{b2}} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_k}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_b} \quad (3.8-5)$$

dimana G adalah nilai kondisi ujung/joint kolom, I adalah inersia penampang profil (in^4), L adalah panjang elemen (in), b adalah balok dan k adalah kolom.



Gambar 3.16 Nomogram koefisien panjang efektif K dari kolom

Menentukan besarnya nilai koefisien panjang efektif K dari kolom dapat diperoleh dengan menghubungkan nilai G ujung atas (GA) dan G ujung bawah (GB) elemen tekan sesuai dengan gambar 3.15 diatas atau (AISC-LRFD hal 6-186). Selain itu terdapat ketentuan untuk kolom pondasi, dimana untuk asumsi dukungan jepit $G = 1,0$ dan untuk asumsi dukungan sendi $G = 10$.

Struktur kolom memperhitungkan pengaruh tekuk, dimana tekuk ini sangat dipengaruhi oleh kelangsingan dari penampang profil. Nilai parameter kelangsingan λ_c dihitung dengan persamaan (3.8-6).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r_y} \cdot \pi \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.8-6)$$

dengan L adalah panjang elemen tekan (in)

r_y adalah jari-jari girasi arah y (in)

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

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

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.8-7a)$$

Jika nilai $\lambda_c > 1,5$ maka

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (3.8-7b)$$

Kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.8-8).

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.8-8)$$

dimana A_g adalah luas bruto penampang profil (in^2),

P_n adalah kuat tekan penampang profil (kips) dan

ϕc adalah faktor reduksi elemen tekan (0,85).

Sedangkan beban aksial rencana, $P_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dihitung dari :

$$P_{u,k} = 0,7R_v \left(\frac{M_{pb,ki}}{I'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{I'_{ka}} \right) + 1,05N_{g,k} \quad (3.8-9a)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari:

$$P_{u,k} = 1,2.P_{D,k} + 0,5.P_{L,k} + \mu . P_E \quad (3.8-9b)$$

dimana : R_v adalah faktor reduksi yang ditentukan sebesar:

1,0 untuk $1 < n < 4$

$1,1 - 0,025n$ untuk $4 < n < 20$

0,6 untuk $n > 20$

n adalah jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau.

I' adalah bentang bersih balok

$N_{g,k}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

$P_{E,k}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gempa

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

$$\frac{P_u}{2 \phi c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.8-10a)$$

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

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.8-10b)$$

dimana M_{nx} adalah momen nominal arah sumbu X (k.in), M_{ny} adalah momen nominal arah sumbu Y (k.in), M_{ux} adalah momen ultimit arah sumbu X (k.in) dan M_{uy} adalah momen ultimit arah sumbu Y (k.in).

Kemudian hasil perhitungan beban aksial rencana, $P_{u,k}$ pada persamaan diatas dan hasil output analisis struktur dibandingkan dan diambil nilai yang terkecil.

Perencanaan kuat lentur dan geser pada kolom hampir sama dengan balok, sehingga persamaan (3.6-2) sampai dengan (3.6-19c) dapat dipakai. Yang membedakan di antara keduanya adalah gaya geser rencana kolom harus dicari dulu berdasarkan kapasitas balok yang terpasang. Gaya geser kolom dapat dicari menurut persamaan (3.8-11a) dan (3.8-11b).

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k \text{ bawah}} + M_{u,k \text{ atas}}}{h'_k} \quad (3.8-11a)$$

$$V_{u,k} = 1,2 V_{D,k} - 0,5 V_{L,k} - \mu V_E \quad (3.8-11b)$$

Dari kedua nilai $V_{u,k}$ tersebut, diambil $V_{u,k}$ terkecil sebagai gaya geser rencana kolom. Pada perencanaan kuat tekan pada kolom, faktor tekuk pada kolom sangat berpengaruh sehingga perlu dicek kompak untuk menghindari terjadinya tekuk lokal (*local buckling*) pada sayap maupun badan dengan persamaan (3.6-1a) dan (3.6-1b).

3.8.1. Kontrol *Strong Column Weak Beam* (SCWB)

Strong Column Weak Beam merupakan prinsip desain dimana kolom didesain jauh lebih kuat dari pada baloknya. Hal tersebut biasanya dikontrol menurut persamaan

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad (3.8-12)$$

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

$$\sum M_{pc} = \sum Z_x c (f_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (3.8-13)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1M_p + M_y) \quad (3.8-14)$$

dimana : $\sum M_{pc}$ adalah jumlah momen-momen kolom di bawah dan di atas sambungan pada pertemuan as kolom dan as balok, $\sum M_{pb}$ adalah jumlah momen-momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom, dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal balok di daerah sendi plastis ke as kolom, M_y adalah momen tambahan akibat amplifikasi gaya geser dari lokasi sendi plastis ke as kolom, A_g adalah luas penampang bruto kolom (in²), f_{yc} adalah tegangan leleh penampang kolom (Ksi), N_{uc} adalah gaya aksial tekan terfaktor pada kolom (Ksi)

3.9. Perencanaan Pengaku (*Bracing*)

Perencanaan *bracing* tekan tidak berbeda dengan perencanaan kolom sehingga persamaan (3.8-6) sampai (3.8-9) dapat digunakan. Dalam perencanaan ini yang membedakan adalah dalam hal penentuan nilai panjang efektif K. Pada struktur tekan nilai panjang efektif K untuk desain tahan gempa yang disarankan sebesar 1,0.

Untuk perencanaan tarik pada *bracing* dapat digunakan persamaan (3.9-1) sampai (3.9-4). 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. Oleh karena itu, besarnya kapasitas tarik dari penampang profil diambil nilai minimum dari dua kondisi kerusakan.

Terdapat dua kondisi kerusakan yang berbeda dalam perencanaan, antara lain :

1. Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang (A_g)

$$\phi_t P_n = 0,90.F_y.A_g \quad (F_y \text{ dalam ksi}) \quad (3.9-1)$$

2. Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif (A_e)

$$\phi_t P_n = 0,75.F_u.A_e \quad (3.9-2)$$

$$\text{besarnya } A_e = U.A_{nt} \quad (3.9-3)$$

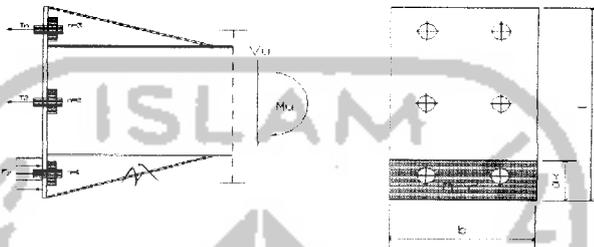
$$A_{nt} = A_g - (n.(db + \frac{1}{16}).t_w) - (n.(db + \frac{1}{16}).t_f) \quad (3.9-4)$$

dimana : A_e adalah luas tampang efektif profil (in^2), A_{nt} adalah luas bersih profil (in^2), A_g adalah luas gross/kotor profil (in^2), t_w adalah tebal badan profil baja (in), t_f adalah tebal sayap profil baja (in), F_u adalah tegangan tarik maksimum baja profil (ksi), P_u adalah gaya aksial penampang profil (kips), U adalah faktor reduksi luas efektif, nilai U diambil sama dengan 1,0 untuk semua elemen tersambung, ϕ_t adalah faktor reduksi untuk kapasitas tarik penampang (sebesar 0,75), $\phi_t P_n$ adalah kapasitas tekan penampang (Kips).

3.10 Perencanaan Sambungan dan Panel Zone

3.10.1 Perencanaan Sambungan Balok dengan Kolom

Sambungan balok dengan kolom merupakan sambungan yang direncanakan berdasarkan momen kapasitas plastis dan gaya geser yang terjadi pada lokasi sendi plastis balok.

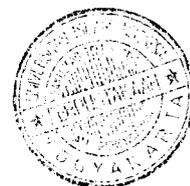


Gambar 3.17 Distribusi gaya pada sambungan balok–kolom

Langkah awal yaitu menentukan besarnya beban-beban yang bekerja pada balok berdasarkan kapasitas plastis baloknya, berupa momen kapasitas plastis balok yang dihitung sesuai dengan persamaan (3.6-15b), menentukan besarnya gaya geser balok pada sendi plastis balok menggunakan persamaan (3.6-18a) dan (3.6-18b), selanjutnya menentukan besarnya momen pada muka kolom menggunakan persamaan (3.6-16).

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/gaya tarik dan tekan pada sayap balok sebesar :



$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} \quad (3.10-1)$$

dimana T_u adalah kuat tarik/tekan terfaktor (kips), M_f adalah momen plastis yang terjadi pada muka kolom (K-in), d adalah tinggi keseluruhan profil (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 dua kondisi :

1.) Kondisi pelelehan tarik pada penampang bruto (A_g) :

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.10-2)$$

$$\phi T_n = \phi F_y \cdot A_g \quad (3.10-3a)$$

dimana T_u adalah gaya tarik/tekan terfaktor (kips), ϕT_n adalah gaya tarik/tekan nominal (kips), dengan ϕ adalah faktor reduksi tarik/tekan (0,9), A_g adalah

$$\text{luas penampang bruto } \textit{flange plate} \text{ (in}^2\text{), } A_g = \frac{T_u}{0,9 \cdot F_y(\textit{ksi})}$$

2.) Kondisi fraktur/ retakan pada penampang bersih (A_e) :

$$\phi T_n = \phi F_u \cdot A_e \quad (3.10-3b)$$

dimana A_n adalah luas tampang *netto* (in²) dimana tidak boleh lebih dari (85%. A_g), ϕ adalah factor reduksi untuk retakan (0,75), A_e adalah penampang bersih profil (in²) $A_e = U \cdot A_n$. U adalah koefisien reduksi sama dengan 1 untuk elemen penghubung.

Perhitungan selanjutnya yaitu menentukan jumlah baut yang diperlukan untuk mentransfer gaya tarik dan tekan pada bagian atas dan bawah balok :

Menentukan kuat geser satu baut

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.10-4)$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{T_u}{\phi R_n} \quad (3.10-5)$$

dimana ϕR_n adalah kuat geser baut (kips), T_u adalah gaya tarik/tekan terfaktor (kips), F_u^b adalah tegangan tarik material baut (kips), m adalah banyaknya bidang geser, A_b adalah luas penampang lintang bruto dari satu baut (in^2)

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

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t \geq \phi R_n \quad (3.10-6)$$

dimana $\phi = 0,75$

d_b adalah diameter baut (in)

t adalah tebal bagian yang paling kritis menahan beban (in).

Perhitungan selanjutnya yaitu mengontrol blok geser pada sayap balok.

Tegangan tarik dan tekan (T_n) merupakan nilai terbesar dari :

1. Pelelehan geser – peretakan tarik

$$T_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (3.10-7a)$$

2. Peretakan geser – pelelehan tarik

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (3.10-7b)$$

dimana A_{vg} adalah luas *bruto* yang mengalami pelelehan geser (in^2),

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

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

A_{nt} adalah luas *netto* yang mengalami retakan geser, (in^2)

Cek blok geser pada bagian yang paling kritis dalam menahan beban :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (3.10-8)$$

dimana $\phi = 0.75$

b. Sambungan yang menahan geser

Tranfer gaya geser dari balok ke kolom, merupakan nilai terkecil dari :

$$V_f = \frac{2.M_f}{L_n} + V_g \quad (3.10-9a)$$

$$V_f = (1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E) \cdot \left(\frac{L_n}{L'} \right) \quad (3.10-9b)$$

dimana V_f adalah gaya geser dari balok ke kolom (kips), M_f adalah momen plastis yang terjadi pada muka kolom (K-in), V_g adalah beban gravitasi ($1,2.V_D + 1,6.V_L$), kips. L_n adalah panjang bentang bersih balok (in), L' adalah panjang/ jarak antara letak sendi plastis balok (in)

Menentukan kekuatan satu baut dalam menahan beban geser sesuai dengan persamaan (3.10-4), selanjutnya menentukan

Kebutuhan baut yang dibutuhkan untuk menahan gaya geser

$$n = \frac{V_f}{\phi R_n} \quad (3.10-10)$$

Kemudian menentukan tebal plat geser yang dibutuhkan untuk meletakkan baut pada plat dengan cara coba-coba, dimana plat geser harus kuat terhadap :
geser leleh pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \geq V_f \quad (3.10-11)$$

dimana $\phi = 0,9$

F_y adalah tegangan leleh profil baja (ksi)

A_g adalah luas tampang bruto pada plat geser (in^2)

Geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \geq V_f \quad (3.10-12)$$

dimana $\phi = 0,75$

F_u adalah tegangan tarik baja struktur (kips)

A_n adalah luas tampang netto pada plat geser (in^2)

Kemudian perhitungan selanjutnya yaitu mengontrol blok geser yang terjadi pada sayap balok, dapat digunakan rumus sesuai dengan persamaan (3.10-7a) sampai dengan (3.10-8).

Menentukan panjang las fillet pada plat geser, pertama harus menentukan kekuatan las sambung antara plat geser ke sayap kolom ditentukan dengan, resistensi geser melalui leher las sebesar :

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{EXX}) \cdot t_e \quad (3.10-13a)$$

Tapi tidak perlu lebih besar dari kekuatan fraktur geser dari logam dasar sebesar,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad (3.10-13b)$$

dimana F_{EXX} adalah kekuatan tarik elektroda las (ksi)

t_e adalah dimensi leher efektif (in)

t_{pl} adalah tebal material dasar sepanjang las (in)

Panjang las yang dibutuhkan

$$P_{las} = \frac{V_f}{\phi R_{nw}} \quad (3.10-14)$$

Dimana V_f adalah gaya geser dari balok ke kolom (kips), ϕR_{nw} adalah kekuatan las terhadap geser/ fraktur, (K-in)

3.10.2 Perencanaan Daerah Panel Zone

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

$$\phi R_n \geq P_{bf} \quad (3.10-15)$$

a. Perencanaan plat pengaku (*stiffener*)

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,

$$P_{bf} = 1,8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot F_{yb} \quad (3.10-16)$$

Pengaku pada kolom dibutuhkan ketika : $\phi R_n < P_{bf}$

dimana ϕR_n ditentukan seperti persamaan di bawah ini :

1. Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*) :

$$\phi R_n = \phi 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} \quad (\phi = 0,90) \quad (3.10-17a)$$

2. Pelelehan badan lokal (*Local Web Yielding*) :

$$\phi R_n = \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} \quad (\phi = 1,0) \quad (3.10-17b)$$

3. Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

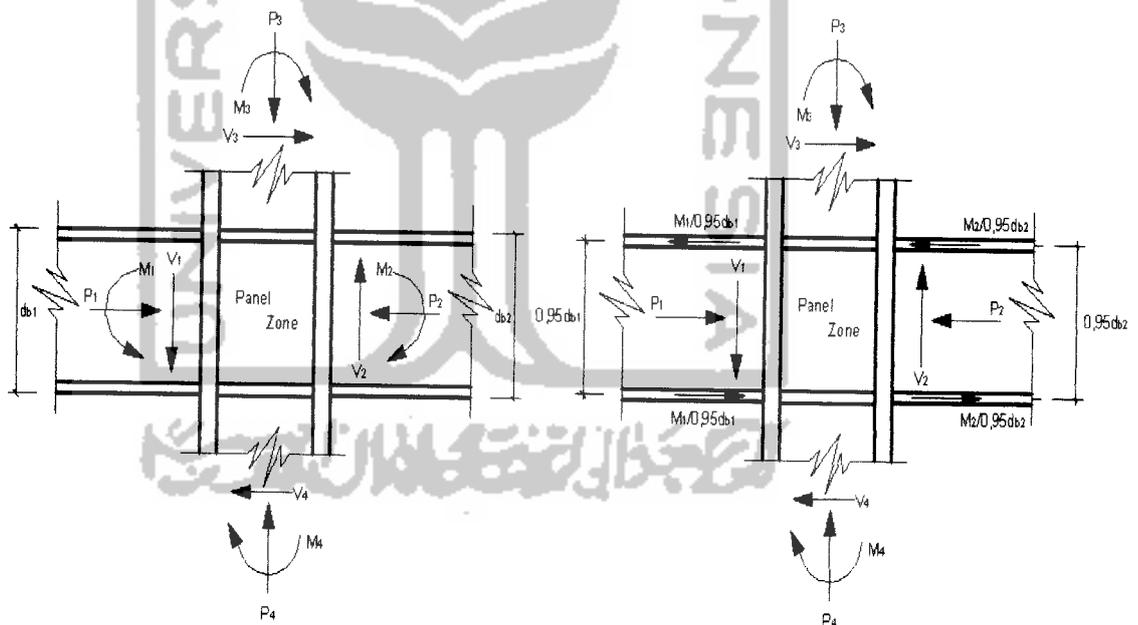
$$\phi R_n = \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} \cdot I_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\phi = 0,75) \quad (3.10-17c)$$

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

$$\phi R_n = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c'} \quad (\phi = 0,90) \quad (3.10-17d)$$

dimana d_c adalah lebar badan kolom (in), d_c' adalah lebar badan bersih kolom (in) tebal sayap dikurangi dengan *radius fillet*, t_{fc} adalah tebal sayap kolom (in), t_{fb} adalah tebal sayap balok (in), t_{wc} adalah tebal badan kolom (in), b_{fb} adalah lebar sayap balok (in), F_{yc} adalah tegangan leleh profil baja (ksi).

b. Menentukan gaya geser pada panel zone



Gambar 3.18 Gaya pada panel zone

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

$$V_{up} = \frac{M_1}{0,95d_{b1}} + \frac{M_2}{0,95d_{b2}} - V_c \quad (3.10-18)$$

$$\text{dimana } V_c = \frac{M_p \left(\frac{L}{L_n} \right)}{h} \quad (3.10-19)$$

Apabila hanya ada satu balok pada sayap kolom, maka persamaan (3.10-18) direduksi menjadi,

$$V_{up} = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} - V_c \quad (3.10-20)$$

dimana M_p adalah momen kapasitas plastis pada balok (K-in),

d_b adalah tinggi balok (in).

Penggunaan *double plate* atau pengaku diagonal diperlukan apabila : $\phi R_v < V_{up}$

dimana ϕR_v apabila kestabilan dari frame diperhatikan, ditentukan menurut persamaan di bawah ini :

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

$$\phi R_v = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{ef} \cdot t_{ef}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \quad (3.10-21a)$$

2. Untuk $P_u > 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{ef} \cdot t_{ef}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \cdot \left(1,9 - \frac{1,2 \cdot P_u}{P_y} \right) \quad (3.10-21b)$$

dimana P_u adalah gaya aksial kolom pada join yang bersangkutan

$$P_y = A_s \cdot F_y \quad (3.10-22)$$

dimana A_s = luas penampang bruto dari profil kolom (in²)

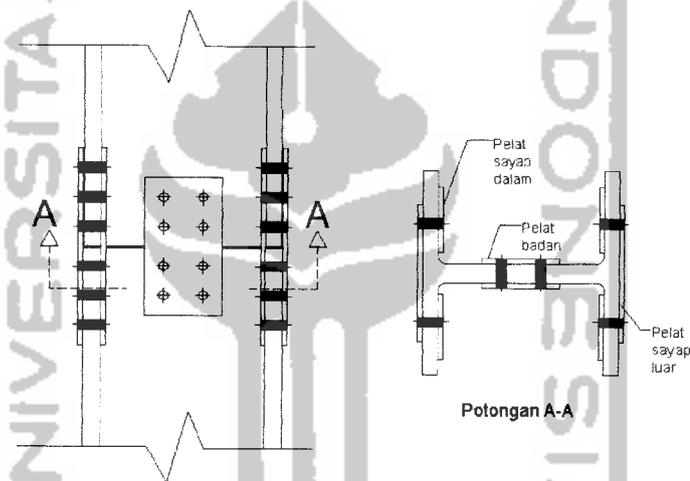
F_y = kuat leleh baja (ksi)

3.10.3 Perencanaan Sambungan Balok dengan Balok

Untuk perencanaan sambungan balok ke balok mempunyai prinsip yang sama dengan sambungan geser pada sambungan balok ke kolom. Sehingga dapat digunakan persamaan (3.10-4) sampai dengan (3.10-13b).

3.10.4 Perencanaan Sambungan Kolom dengan 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.



Gambar 3.19 Sambungan Kolom

Sambungan sayap merupakan sambungan yang berada pada sayap kolom. Sambungan ini dibagi menjadi dua, yaitu sambungan pelat sayap dalam dan sambungan pelat sayap luar. Perencanaan awal yaitu menentukan besarnya gaya yang terjadi pada kedua sayap kolom akibat momen rencana kolom sebagai berikut

$$P_{uf} = \frac{Mu, k}{0,95d} \quad (3.10-23)$$

dimana P_{uf} adalah gaya pada tiap sayap kolom (kips), $M_{u,k}$ adalah momen rencana kolom didapat dari analisis struktur (K-in), d adalah lebar/ tinggi profil kolom keseluruhan (in).

a). Sambungan pada sayap

Menentukan kuat geser satu baut sesuai dengan persamaan (3.10-4), selanjutnya menghitung jumlah baut minimum yang diperlukan pada sambungan diperoleh melalui persamaan (3.11-23) sebagai berikut :

$$n \text{ perlu} = \frac{P_{uf}}{2 \cdot \phi R_n} \quad (3.10-24)$$

Kontrol kekuatan sayap kolom

$$\text{Untuk } \phi R_n > P_{uf} \quad (3.10-25)$$

Fu. Ant > 0,60.fu.Ans, maka

$$\phi R_n = \phi(f_u \cdot \text{Ant} + 0,6 \cdot f_y \cdot \text{Ags}) \quad (3.10-26)$$

Desain plat sambung pada sayap kolom

Setelah jumlah baut diketahui, maka langkah selanjutnya adalah mendesain pelat sambung. Lebar pelat sambung ditentukan dengan cara coba-coba, setelah itu menentukan luas penampang bruto *flange plate* (in^2),

$$A_g = \frac{P_{u,f}}{0,9 \cdot F_y(\text{ksi})} \quad (3.10-27)$$

kemudian mengontrol kekuatan pelat sambung, sesuai dengan persamaan (3.10-28) berikut :

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_{nt} > \frac{P_{uf}}{2} \quad (3.10-28)$$

Dimana $\phi = 0,75$

F_u adalah tegangan tarik baja struktur (kips)

A_{nt} adalah luas tampang netto pada plat geser (in^2)

Kemudian dikontrol blok geser plat sambung menggunakan persamaan (3.10-29).

$F_u \cdot A_{nt} < 0,60 \cdot f_u \cdot A_{ns}$, maka

$$\phi R_n = \phi(0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{gt}) > \frac{P_{uf}}{2} \quad (3.10-29)$$

dimana dimana $\phi = 0,75$, F_u adalah tegangan tarik baja struktur (kips), A_{nt} adalah luas *netto* yang mengalami retakan geser, (in^2), A_{ns} adalah luas *netto* yang mengalami retakan geser, (in^2). A_{gt} adalah luas tampang bruto pada plat geser (in^2), P_{uf} gaya pada tiap sayap kolom (kips), ϕR_n kuat tumpu satu baut (kips).

Kemudian kontrol kuat tumpu plat sambung kolom dengan persamaan (3.10-30)

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_p > \frac{P_{uf}}{2} \quad (3.10-30)$$

dimana F_u adalah tegangan ultimit baja (kips), d_b diameter baut (in), t_p tebal sayap kolom (in), A_{nt} adalah luas netto pelat sambung (in^2), $\phi = 0,75$

b.) Sambungan pada badan

Sambungan badan merupakan sambungan yang berada pada badan kolom.

Gaya pada badan kolom diperoleh melalui persamaan (3.10-31).

$$P_{uw} = \frac{P_u \cdot k \cdot A_w}{A} \quad (3.10-31)$$

Selanjutnya menentukan besarnya kuat geser satu baut, sesuai dengan persamaan (3.10-4) dan menentukan jumlah baut sesuai dengan persamaan (3.10-24), setelah jumlah baut diketahui maka perlu dikontrol kuat badan sesuai dengan persamaan (3.10-26).

Desain plat sambung pada badan kolom

Desain pelat sambung kolom pada badan, maka persamaan (3.10-27) sampai dengan (3.10-30) dapat dipakai.

3.10.5 Perencanaan Sambungan *Bracing*

Dalam perencanaan sambungan *bracing* gaya horizontal yang diperhitungkan hanya gaya tarik saja, hal ini dikarenakan sambungan *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 (3.10-32a) dan (3.10-32b).

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} \quad (3.10-32a)$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} \quad (3.10-32b)$$

Prosedur disain sambungan *bracing* dapat dibagi menjadi lima tahapan, antara lain yaitu :

1). Disain sambungan sayap-brace-ke-pelat sambung (*brace-flange-to-gusset*).

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser pada sayap dapat dihitung dengan persamaan (3.10-33).

$$n_{\min} = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} \quad (3.10-33)$$

Kuat tumpu sayap *brace* dihitung dengan persamaan (3.10-34).

$$\phi R_b = \phi_t \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{fb} \cdot f_u \geq \phi R_n \quad (3.10-34)$$

dimana : ϕR_n adalah kuat geser baut (kips), d_b adalah diameter baut (in), t adalah tebal bagian yang paling kritis menahan beban (in), F_u adalah tegangan tarik baja struktur (kips), $\phi = 0,75$

Untuk menjamin kekuatan pelat sambung, maka pelat sambung harus dikontrol menurut persamaan (3.10-35a) dan (3.10-35b).

Kondisi leleh,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot F_y \quad (3.10-35a)$$

Kondisi fraktur,

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e \quad (3.10-35b)$$

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

2). Disain sambungan badan dengan pelat (*brace-web-to-gusset*)

Langkah-langkah perencanaan sambungan badan dengan pelat, dapat dihitung menggunakan persamaan (3.10-32a) sampai dengan (3.10-35b).

3). Disain pelat sambung (*gusset*)

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut dihitung dengan persamaan (3.10-30).

Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan dan gaya total dicari dengan persamaan (3.10-36) atau (3.10-37) dibawah ini :

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

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_u \cdot A_{nt} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs}) \quad (3.10-36)$$

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

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u \cdot A_{nt} + F_y \cdot A_{gt}) \quad (3.10-37)$$

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung dapat dicari menurut persamaan (3.10-38)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.10-38)$$

4). Distribusi gaya *brace* ke kolom dan balok.

Kalkulasi gaya pada pelat sambung dapat dicari dengan persamaan (3.10-39) sampai (3.10-40).

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (3.10-39)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u \quad (3.10-40)$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u \quad (3.10-41)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u \quad (3.10-42)$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u \quad (3.10-43)$$

5). Disain sambungan pelat-ke-kolom (*gusset to column*)

Gaya tarik dan geser tiap baut dapat dicari melalui persamaan (3.10-44 dan (3.10-45).

$$r_{ut} = \frac{H_{uc}}{n} \quad (3.10-44)$$

$$r_{uv} = \frac{V_{uc}}{n} \quad (3.10-45)$$

Kontrol kuat desain baut terhadap geser dan tarik dengan persamaan (3.10-46) sampai (3.10-48).

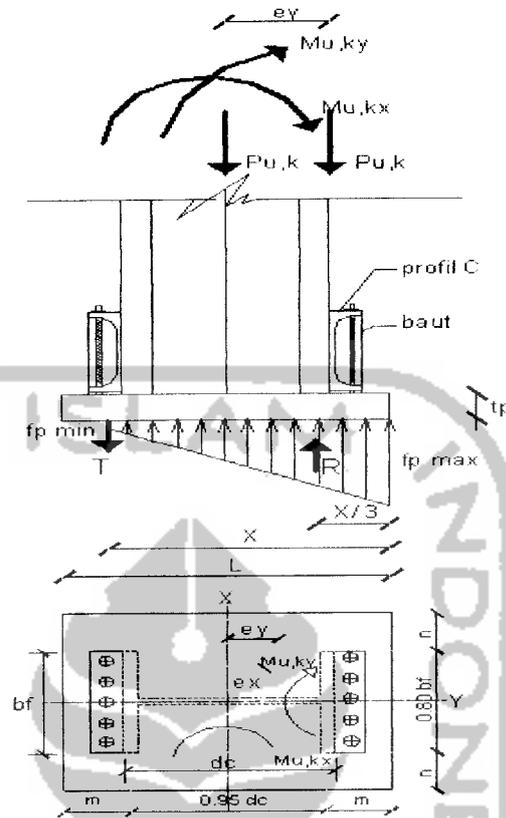
$$F_t = 117 - 1,9fv \leq 90 \text{ Ksi} \quad (3.10-46)$$

$$\phi R_n = \phi F_t \cdot A_b \geq r_{ut} \quad (3.10-47)$$

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot d_t \cdot F_u \geq \phi R_n \quad (3.10-48)$$



3.11 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 3.20 Analisis 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 ($M_{u,kx}$) dan arah y ($M_{u,ky}$).

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{u,kx}}{P_{u,k}} < \frac{1}{2} d_c \quad (3.11-1)$$

$$e_x = \frac{M_{u,ky}}{P_{u,k}} \quad (3.11-2)$$

Menentukan dimensi pelat dasar kolom

Diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga (R) bekerja pada pusat flens, sehingga : $P_u = R = T$

Kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T :

$$P_u \cdot k \left(\frac{dc}{2} + \frac{bf_{ca}}{2} \right) + M_{u, k_x} + M_{u, k_y} = R \left(dc + bf_{ca} - \frac{tf}{2} \right) \quad (3.11-3)$$

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

$$\phi P_p \geq P_u \quad (3.11-4)$$

$$\phi \left(\frac{1}{2} F_p \cdot X.B \right) = P_u$$

$$F_p = 0,85 \cdot F_y < \text{tegangan desak beton (fy dalam ksi)}$$

$$\text{Jarak dari pusat flens ke ujung pelat} = \frac{1}{3} \cdot X \quad (3.11-5)$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

$$L = \left(\frac{2}{3} \cdot X \right) + (dc - tf) \quad (3.11-6)$$

Dimana X adalah panjang bidang tekan (in), dc adalah tinggi keseluruhan profil baja (in), tf adalah tebal sayap dari profil baja (in).

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

$$m = \frac{L - 0,95 \cdot dc}{2} \quad (3.11-7)$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot bf}{2} \quad (3.11-8)$$

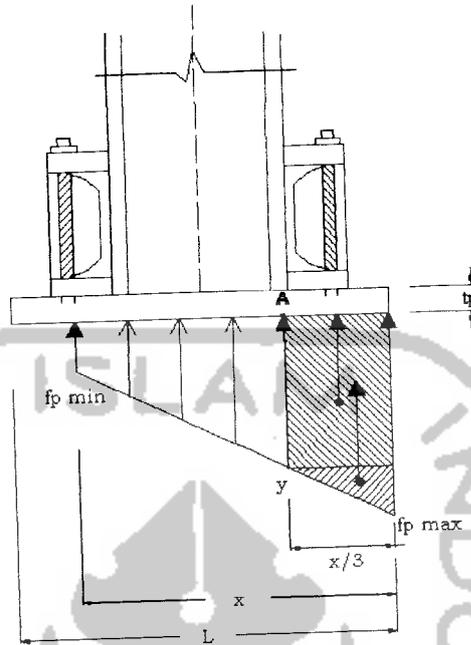
Tegangan pada ujung pelat

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot L} \pm \frac{M_{u, kx}}{1,6 \cdot B L^2} \pm \frac{M_{u, ky}}{1,6 \cdot B^2 L} < F_p \text{ (fy dalam ksi)} \quad (3.11-9)$$

Cek kapasitas penumpu (pedestal)

$$\phi P_p \geq P_u \quad (3.11-10)$$

$$\phi P_p = \phi_c \cdot F_p \cdot A \quad (3.11-11)$$



Gambar 3.21 Distribusi tegangan pada pelat dasar kolom

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

$$M_u = \frac{1}{2} (fp \text{ max} \cdot -y) \cdot \frac{x}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{x}{3} \right) B + y \cdot \frac{x}{3} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{x}{3} \right) B \quad (3.11-12)$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.11-13a)$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b Z_f y = 0,9 \cdot (B \cdot t_p^2 / 4) \cdot f_y \geq M_u \quad (3.11-13b)$$

Jadi rumus tebal pelat yang diperlukan sebagai berikut :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{0,9 \cdot B \cdot f_y}} \quad (3.11-14)$$

Perencanaan baut angkur arah y yang menahan $M_u, k \times$

$$T = \frac{M_u \cdot kx}{d} \quad (3.11-15)$$

Kapasitas tarik satu angkur (ϕT_n) :

$$\phi T_n = \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \quad (3.11-16)$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} \quad (3.11-17)$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan sama dengan persamaan (3.11-17).

Kedalaman angkur :

Gaya tarik yang ditahan satu angkur

$$T_n = \frac{T}{n} \quad (3.11-18)$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_t' = 0,57 \sqrt{f_c'} \text{ (Mpa)} \quad (3.11-19)$$

gaya tarik = luas permukaan angkur x tegangan ijin tarik beton

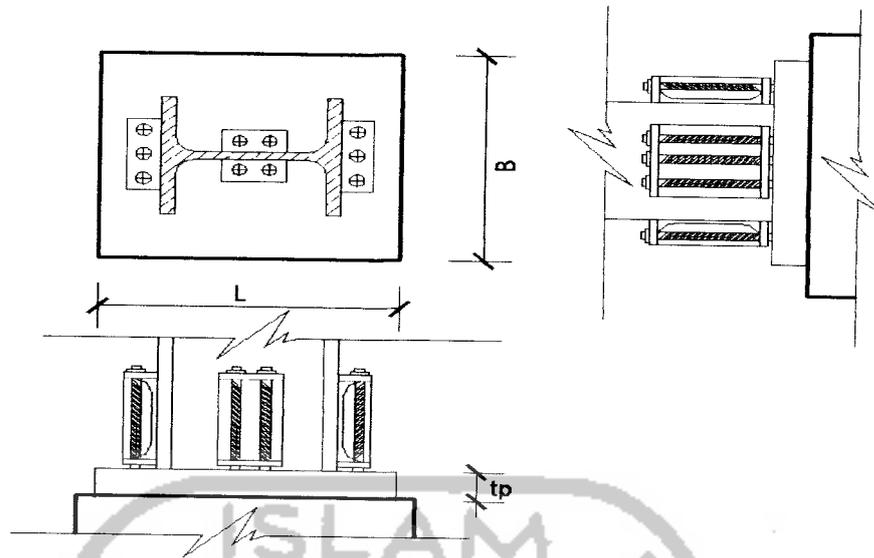
$$T_n = \pi \cdot D \cdot L \times f_t' \quad (3.11-20)$$

Kedalaman angkur yang diperlukan :

$$H = \frac{T_n}{\pi \cdot D \cdot f_t'} \quad (3.11-21)$$

dimana T_n adalah gaya tarik yang terjadi pada angkur (kips), D adalah diameter angkur (in), f_t' adalah tegangan ijin tarik beton (ksi)

Perencanaan angkur arah y yang menahan M_u ,k y sama dengan perencanaan angkur arah x, sehingga persamaan (3.11-17) sampai dengan (3.11-21) dapat dipakai



Gambar 3.22 Disain pelat dasar

3.12 Perencanaan Pedestal (kaki kolom)

Pedestal (kaki kolom) merupakan elemen struktur yang berfungsi sebagai tempat perletakan pelat dasar kolom, terbuat dari beton. Dalam disainnya 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, $\rho = 1\%$

$$A_{st} = 0,01 \cdot A_g \quad (3.12-1)$$

Menentukan jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{A_{st}}{A_{\phi 22}} \quad (3.12-2)$$

Tulangan sengkang :

$$V_s = \frac{V_u, \text{ pakai}}{\phi} \quad (3.12-3)$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Jarak antar tulangan sengkang

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.12-4)$$

3.13 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Dalam merencanakan pondasi tiang pancang, perlu diketahui terlebih dahulu daya dukung tanah dan daya dukung tiangnya.

Perkiraan beban ultimate perlu dilakukan untuk mencari banyaknya tiang perlu. Hal ini dilakukan dengan coba-coba sampai ditemukan konfigurasi jumlah tiang yang cocok.

Perkiraan beban ultimate :

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} \quad (3.13-1)$$

$$\Sigma P = 1,05 \cdot \Sigma P \quad (3.13-2)$$

Jumlah tiang perlu

$$n = \frac{\Sigma P}{Q_u} \quad (3.13-3)$$

$$\text{Beban pada satu tiang} = \frac{\Sigma P}{n} < Q_u \quad (3.13-4)$$

Efisiensi tiang :

$$E_g = 1 - \text{arctg} \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right) \quad (3.13-5)$$

Dimana d adalah diameter tiang pancang (mm), s adalah jarak antar tiang pancang (mm), n dan m adalah jumlah tiang tiap baris searah sumbunya.

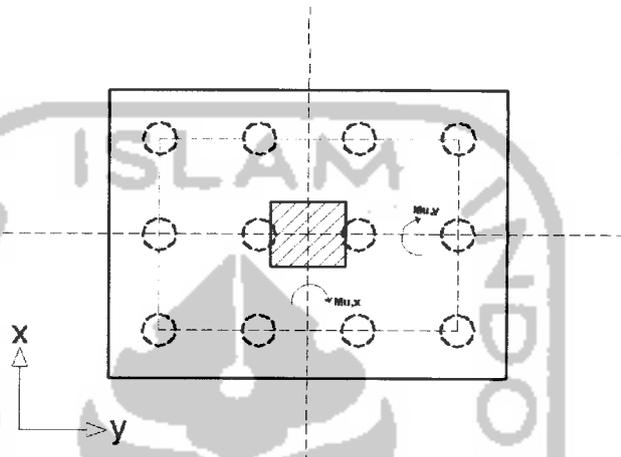
$$\text{Kuat ijin satu tiang} = E_g \cdot Q_u \geq \text{Beban pada satu tiang} \quad (3.13-6)$$

Setelah didapatkan konfigurasi yang tepat, maka perlu dihitung ulang beban ultimate yang diterima oleh kelompok tiang.

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} \quad (3.13-7)$$

Beban pada konfigurasi tiang :

$$P = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{Mu, x \cdot Y \max}{nx \cdot \Sigma Y^2} \pm \frac{Mu, y \cdot X \max}{ny \cdot \Sigma X^2} \quad (3.13-8)$$



Gambar 3.23 Konfigurasi kelompok tiang pancang

Dimana Mu, x momen searah sumbu y , Mu, 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 , ΣX^2 jumlah jarak kuadrat searah sumbu x , dan ΣY^2 jumlah jarak kuadrat searah sumbu y .

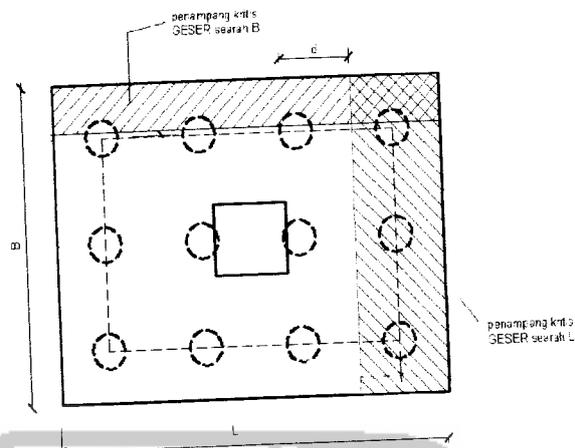
Kontrol geser lentur satu arah sejauh d

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \Phi t_{ul} \quad (3.13-9)$$

$$V_u = \Sigma n \cdot P_{\max} \quad (3.13-10a)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (3.13-10b)$$

$$\phi V_c > V_u \quad (3.13-10c)$$



Gambar 3.24 Penampang kritis *pile cap* akibat geser satu arah

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

$$V_u = \sum n \cdot P_{\max} \quad (3.13-11a)$$

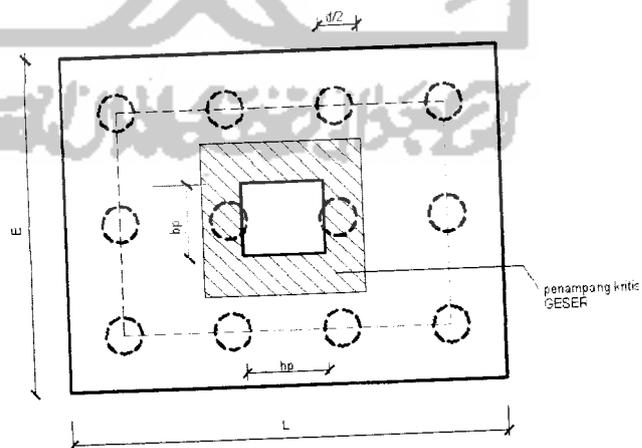
Diambil nilai terkecil dari dua persamaan dibawah ini :

$$1.) V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o \cdot d \quad (3.13-11b)$$

$$2.) V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (3.13-11c)$$

$$b_o = 2 \cdot (h_p + d) + 2 \cdot (b_p + d) \quad (3.13-12)$$

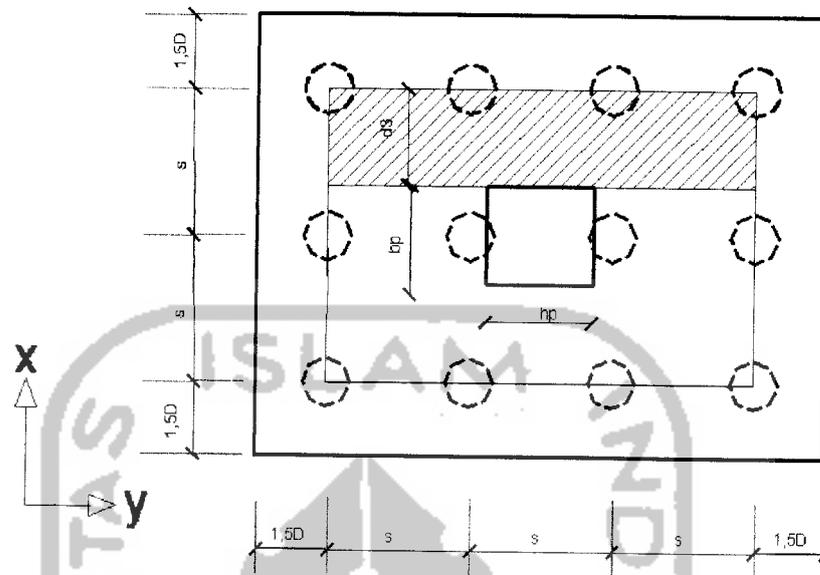
$$\beta_o = \frac{L}{B} < 2 \quad (3.13-13)$$



Gambar 3.25 Penampang kritis *pile cap* akibat geser dua arah

Penulangan lentur poer / pile cap

Penulangan lentur Mu x



Gambar 3.26 Daerah penulangan lentur Mu x

$$M_{ux} = n \cdot P_{u1} \cdot d_3 \quad (3.13-14)$$

dimana : d_3 adalah jarak tepi pedestal sampai dengan titik pusat tiang pancang arah sumbu x, ($d_3 = s - (1/2 \cdot b_p)$) mm.

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.13-15)$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{F_y} \quad (3.13-16)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} \cdot b \cdot d \quad (3.13-17)$$

Apabila $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$, maka

$1,33 A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$, $A_s \text{ pakai} = A_s \text{ min}$

$1,33 A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$, $A_s \text{ pakai} = 1,33 A_s \text{ perlu}$

Jarak antar tulangan didapat dengan persamaan

$$S \leq \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{A_{s \text{ pakai}}} \quad (3.13-18)$$

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{S_{\text{pakai}}} > A_{s \text{ pakai}} \quad (3.13-19)$$

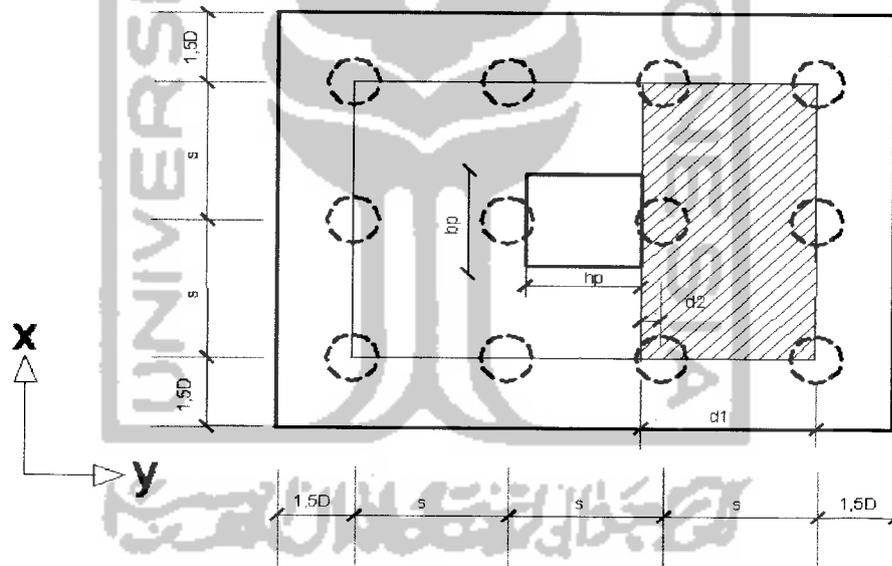
Kemudian kontrol kapasitas tulangan pelat dengan persamaan

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.13-20)$$

$$M_n = A_{s \text{ ada}} \cdot F_y \cdot (d - a/2) \quad (3.13-21)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.13-22)$$

Penulangan lentur $M_u y$



Gambar 3.27 Daerah penulangan lentur $M_u y$

$$M_{uy} = n \cdot P_{u1} \cdot d_1 + n \cdot P_{u2} \cdot d_2 \quad (3.13-23)$$

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

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

pedestal sampai dengan titik pusat tiang pancang terdekat, $y_1 = Pu_2$

$$(d_2 = (s - h_p)/2) \text{ mm}$$

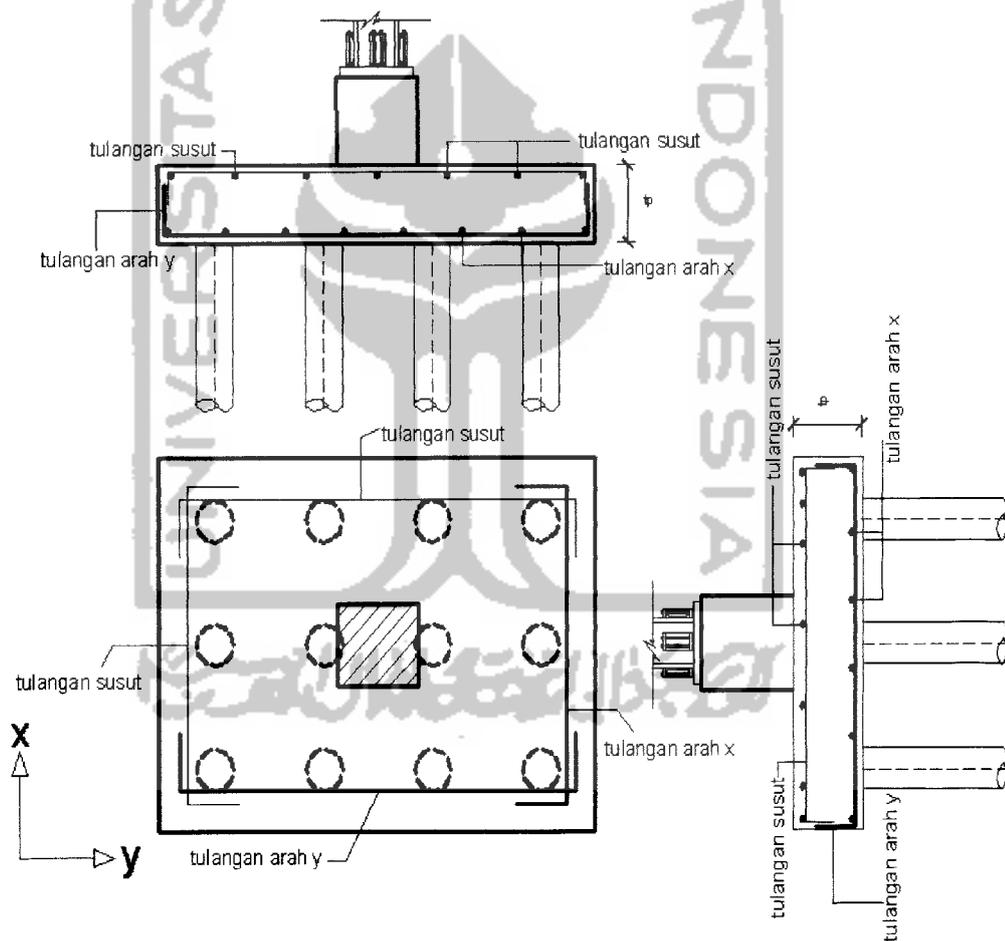
Perhitungan selanjutnya sama dengan penulangan lentur M_{ux} sehingga persamaan (3.13-15) sampai dengan (3.13-22) dapat digunakan.

Tulangan susut

$$A_{s\ st} = 0,002 \cdot b \cdot h \quad (3.13-24)$$

Jarak antar tulangan susut didapat dengan persamaan

$$S = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{A_{s\ pakai}} \quad (3.13-25)$$



Gambar 3.28 Penulangan *pile cap*