

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

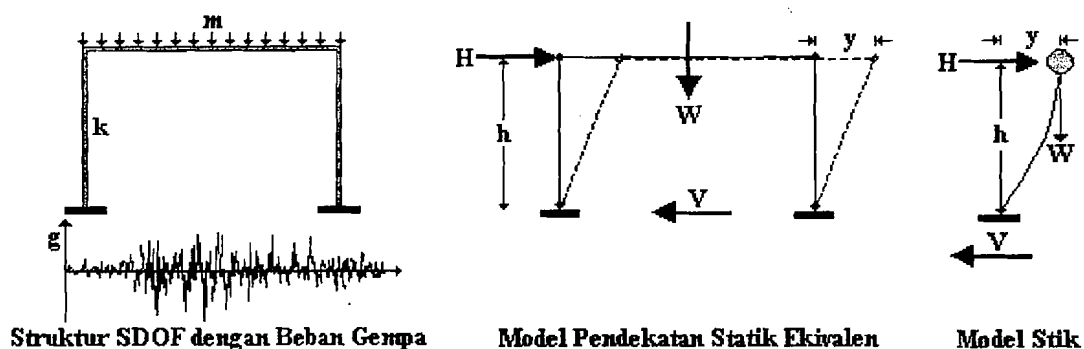
#### **3.1 Pendahuluan**

Sesuai dengan fungsinya, portal adalah suatu rangka struktur yang harus mampu menahan beban-beban yang bekerja, baik beban mati, beban hidup maupun beban sementara seperti beban gempa.

Untuk mengurangi simpangan lateral struktur akibat gempa, maka digunakan portal dengan sistem pengaku yang secara keseluruhan dapat meningkatkan kekakuan portal sehingga simpangan yang disebabkan oleh gempa maupun beban horisontal lain dapat dibatasi. Akan tetapi struktur yang kaku dapat menyebabkan terjadinya rotasi pada fondasi pada saat terjadi gempa.

#### **3.2 Analisis Beban Gempa**

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa menggunakan beban gempa dengan pendekatan metode statik ekuivalen yang sesuai dengan PPTGIUG (1987).



Gambar 3.1 Model pendekatan statik ekuivalen

### 3.2.1 Gaya geser dasar (V)

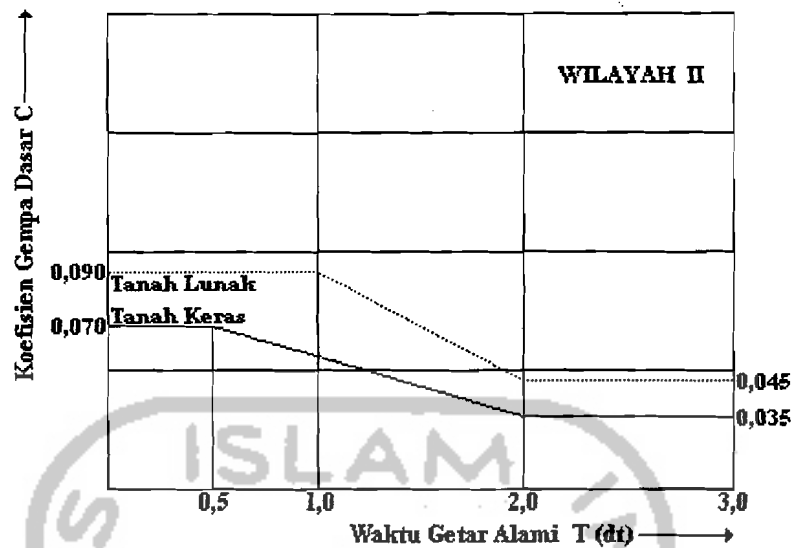
Gaya geser dasar merupakan gaya geser horisontal total yang besarnya dihitung dengan persamaan berikut :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (3.2-1)$$

dengan C koefisien gempa dasar, I faktor keutamaan gedung, K faktor jenis gedung, V gaya geser dasar (kg) dan  $W_t$  adalah berat total struktur (kg).

### 3.2.2 Koefisien gempa dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Nilai C tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat. Pada penelitian ini, bangunan yang direncanakan berada pada wilayah gempa II. Koefisien gempa dasar (C) dapat diperoleh dari Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Koefisien gempa dasar pada wilayah gempa II

Koefisien gempa dasar ditentukan sesuai dengan wilayah gempa di mana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami struktur.

Untuk struktur portal baja tanpa pengaku (*unbraced steel frame*), persamaan untuk mencari waktu getar alami adalah sebagai berikut :

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

dengan T waktu getar alami struktur (dt) dan H adalah tinggi total bangunan (m).

Sedangkan untuk struktur portal baja dengan pengaku (*braced frame*), pada PPTGIUG 1987 tidak terdapat peraturan mengenai perhitungan waktu getar struktur portal baja dengan pengaku, sehingga diambil peraturan dari luar negeri. Menurut *International Handbook of Earthquake Engineering*

1994 (*Codes, Programs and Examples*) waktu getar alami struktur menurut beberapa negara sebagai berikut :

Perancis :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}} \quad (3.2-2b)$$

Israel :

$$T = 0,049.H^{\frac{3}{4}} \quad (3.2-2c)$$

Puerto Rico :

$$T = \frac{h_n}{20.\sqrt{D}} \quad (3.2-2d)$$

Spanyol :

$$T = 0,85 \sqrt{\frac{1}{1+\frac{L}{H}}} \cdot 0,1 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (3.2-2e)$$

dengan H dan  $h_n$  tinggi bangunan total (m), D dan L lebar bangunan searah dengan arah datang gaya gempa (m) dan T adalah waktu getar alami struktur (dt).

### 3.2.3 Faktor keutamaan gedung (I)

Perencanaan struktur di daerah rawan gempa perlu mempertimbangkan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting fungsi suatu bangunan, semakin besar perlindungan yang harus diberikan.

### 3.2.4 Faktor jenis struktur (K)

Faktor jenis struktur (K) merupakan konstanta yang menggambarkan respon inelastik struktur akibat beban gempa yang dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang diperlukan tidak melampaui daktilitas yang tersedia pada saat terjadi gempa kuat. Semakin tinggi nilai K, maka semakin rendah kemampuan daktilitasnya.

### 3.2.5 Berat total bangunan (Wt)

Berat total bangunan merupakan berat sendiri dari struktur, beban mati ditambah dengan beban hidup yang direncanakan.

### 3.2.6 Distribusi gaya geser horisontal (Fi)

Distribusi gaya geser horisontal ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

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

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.2-3)$$

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

$$F_n = 0,1 \cdot V + \frac{W_n \cdot h_n}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 V \quad (3.2-4a)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 V \quad (3.2-4b)$$

dengan  $F_i$  gaya horisontal tingkat ke- $i$  (kg),  $F_n$  gaya horisontal pada atap (kg),  $h_i$  tinggi lantai ke- $i$  (m),  $h_n$  tinggi atap (m),  $V$  gaya geser dasar (kg),  $W_i$  berat lantai ke- $i$  (kg) dan  $W_n$  adalah berat atap (kg).

### 3.2.7 Evaluasi periode getar struktur

Menurut Widodo (1998), dalam analisis beban gempa perlu dilakukan evaluasi terhadap periode getar struktur yang ditinjau. Pada penelitian numeris

ini, periode getar struktur yang terjadi dievaluasi dengan menggunakan metode *Rayleigh*, dengan persamaan berikut :

$$T = 2.\pi \sqrt{\frac{\sum W_i . d_i^2}{g \sum F_i . d_i}} \quad (3.2-5)$$

dengan  $d_i$  simpangan horisontal struktur pada tingkat ke- $i$  (m),  $F_i$  gaya horisontal pada tingkat ke- $i$  akibat gaya gempa (kg),  $g$  gravitasi bumi ( $9,81 \text{ m/det}^2$ ) dan  $W_i$  adalah berat lantai ke- $i$  (kg).

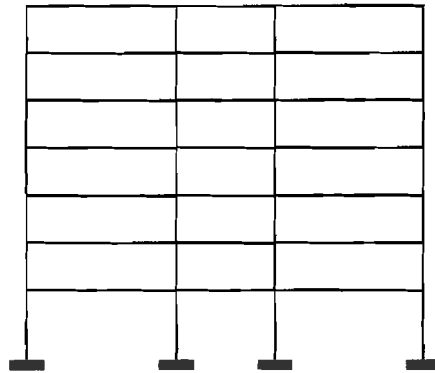
Nilai periode getar ( $T$ ) dengan menggunakan metode *Rayleigh* ini harus mendekati  $\geq 80\%$  dari asumsi periode waktu getar awal.

### 3.3 Sistem Pengaku Pada Struktur Portal

Untuk memperkaku struktur baik dalam arah horisontal maupun arah vertikal, para ahli telah mengembangkan berbagai jenis sistem pengaku. Untuk keperluan bangunan tinggi, sistem pengaku struktur baja yang umum digunakan adalah portal penahan momen, portal diperkaku konsentrik dan portal diperkaku eksentrik.

#### 3.3.1 Portal penahan momen (*moment resisting frame*)

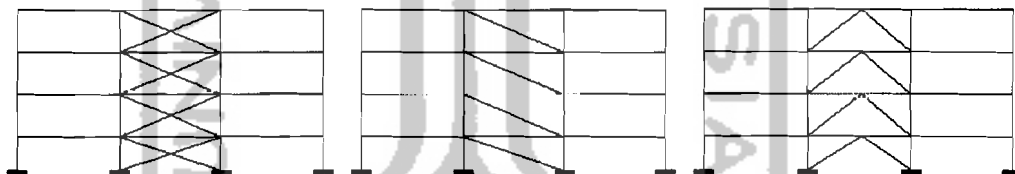
Agar portal yang direncanakan tetap kuat, stabil dan aman selama umur layannya, maka sistem portal penahan momen (*moment resisting frame*) haruslah bersifat kaku. Sambungan join yang kaku pada masing-masing elemen dapat meningkatkan kemampuan portal dalam menahan beban lateral.



**Gambar 3.3 Portal rangka penahan momen**

### 3.3.2 Portal dengan sistem pengaku konsentrik

Portal diperkaku konsentrik (*concentrically braced frame*) adalah struktur portal yang mempunyai sistem pengaku yang terletak secara diagonal. Ada tiga tipe rangka pengaku konsentrik, yaitu tipe X, Z dan V. Untuk tipe X terdapat dua buah batang diagonal yang saling bersilangan. Batang-batang tersebut dapat menahan gaya tekan sekaligus tarik.



**Gambar 3.4 Rangka portal dengan sistem pengaku konsentrik tipe X, Z dan V**

### 3.3.3 Portal dengan sistem pengaku eksentrik

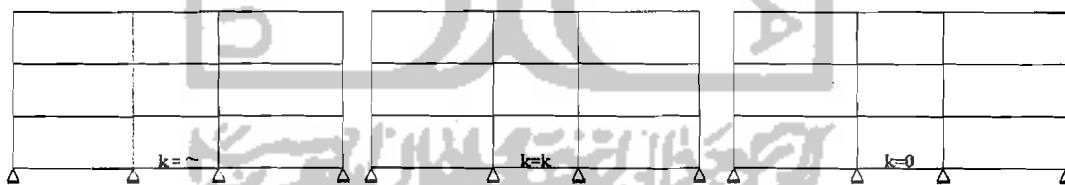
Rangka diperkaku eksentrik (*eccentrically braced frame*) merupakan sistem pengaku yang diletakkan secara diagonal dengan salah satu atau kedua ujung batang pengaku terletak pada jarak tertentu ( $e$ ) dari join.



### 3.4 Pemodelan Kekakuan Balok Fondasi

Balok fondasi disyaratkan untuk dipasang pada setiap jenis fondasi. Secara konservatif balok fondasi ini diharapkan dapat menahan  $0,1 P_c$  yang terjadi.  $P_c$  adalah gaya aksial maksimum yang bekerja pada kolom (Paulay dan Priestley, 1992).

Kekakuan interaksi antara tanah dengan fondasi dapat dihitung dengan berbagai metode. Pada *lumped parameter method* interaksi antara tanah dengan fondasi direpresentasikan oleh adanya kekakuan dan redaman interaksi. Pada metode ini kekakuan interaksi dimodel oleh pegas dan redaman interaksi dimodel dengan *dashpot*. Namun demikian untuk menghitung kekakuan pegas dan *dashpot* diperlukan waktu yang lama. Untuk memudahkan persoalan maka pengaruh rotasi fondasi dapat dimodel dengan menggunakan variasi kekakuan balok fondasi yang akan mempengaruhi jenis dukungan fondasi dari sendi murni ( $k = 0$ ) sampai jepit penuh ( $k = \infty$ ).



Gambar 3.5 Model struktur dengan variasi kekakuan balok fondasi

### 3.5 Kombinasi Pembebanan

Didalam perencanaan sebuah gedung tidak lepas dari ketergantungan terhadap fungsi bangunan, sehingga perlu adanya analisis kombinasi pembebanan yang merupakan variabel fungsi gedung. Kombinasi beban dari *American Institute*

of Steel Construction—Load and Resistance Factor Design 1993 (AISC-LRFD93)

yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

$$1,4 D \quad (3.5-1a)$$

$$1,2 D + 1,6 L \quad (3.5-1b)$$

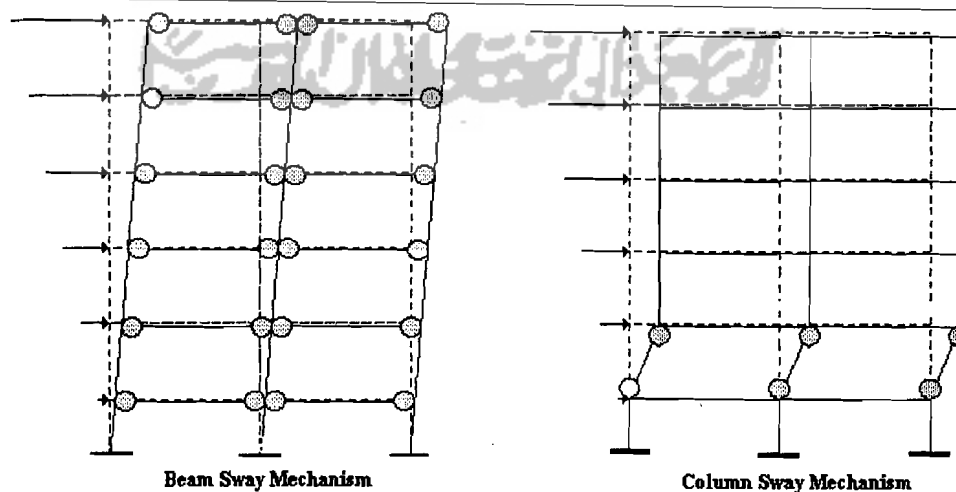
$$1,2 D + 0,5 L \pm 1,0 E \quad (3.5-1c)$$

$$0,9 D \pm 1,0 E \quad (3.5-1d)$$

dengan D beban mati, L beban hidup dan E adalah beban gempa.

### 3.6 Perencanaan Metode Daktail

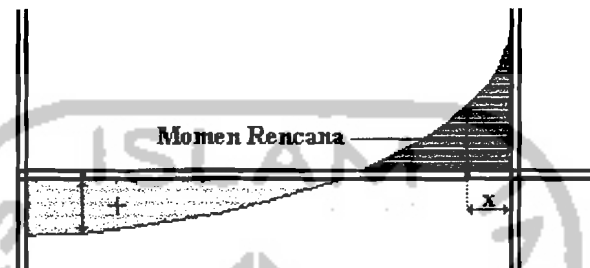
Pada prinsipnya, perencanaan dengan metode daktail menggunakan konsep *strong column weak beam* yang mengarahkan mekanisme keruntuhan struktur terjadi pada balok (*beam sway mechanism*) dengan cara pembentukan sendi plastis pada balok, sehingga mekanisme keruntuhan pada kolom dapat dihindari (*column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



Gambar 3.6 Perbandingan pola keruntuhan bangunan akibat sendi plastis pada balok dan kolom

### 3.6.1 Perencanaan balok

Balok merupakan elemen kombinasi dari momen lentur dan geser. Nilai momen rencana didapatkan dari diagram bidang momen (BMD) hasil analisis struktur pada titik sendi plastis.

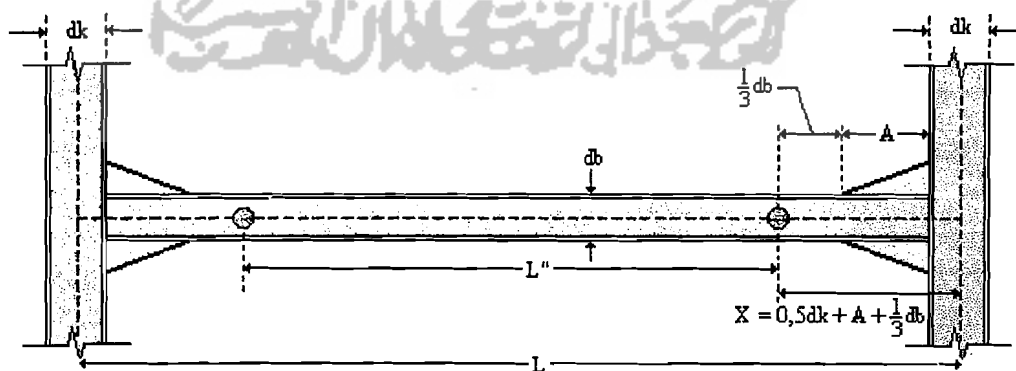


**Gambar 3.7 Penentuan nilai momen pada sendi plastis**

Jarak sendi plastis didapatkan dengan persamaan (3.6-1).

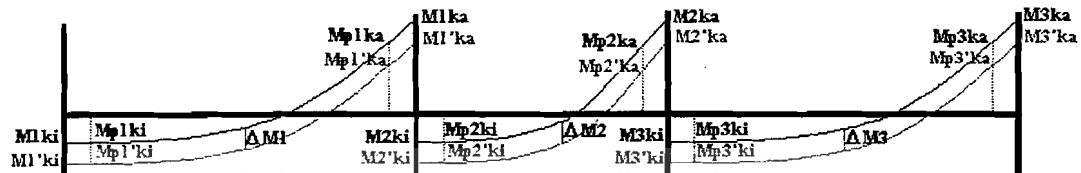
$$X = 0,5 dk + A + \frac{1}{3} db \quad (3.6-1)$$

dengan A asumsi panjang pengaku sambungan antara balok dengan kolom (in), db tinggi profil balok (in) dan dk adalah tinggi profil kolom (in).



**Gambar 3.8 Asumsi jarak sendi plastis pada balok**

Momen pada sendi plastis yang digunakan sebagai momen rencana kemudian didistribusi untuk mendapatkan besar momen yang relatif sama antara momen negatif dan momen positif.



Gambar 3.9 Redistribusi momen pada balok

Momen rencana pada sendi plastis setelah didistribusi adalah :

$$M_{pl}' = M_{pl} \pm \Delta M \quad (3.6-2)$$

dengan  $M_{pl}'$  momen pada sendi plastis setelah didistribusi,  $M_{pl}$  momen pada sendi plastis sebelum didistribusi dan  $\Delta M$  adalah besar momen yang didistribusi, nilainya tidak boleh lebih dari 30 %  $M_{maks}$  balok.

Dalam perencanaan momen lentur balok, profil baja dianggap kompak, baik kompak pada badan maupun kompak pada sayap, sehingga rasio tinggi terhadap tebal penampang ( $\lambda$ ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak ( $\lambda_p$ ).

$$\lambda = \frac{hf}{2t_f} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{sayap} \quad (3.6-3a)$$

$$\lambda = \frac{hc}{2t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{badan} \quad (3.6-3b)$$

dengan  $F_y$  tegangan leleh profil baja (36 ksi),  $h_c$  tinggi bersih badan (in),  $h_f$  lebar sayap (in),  $t_f$  tebal sayap (in),  $t_w$  tebal badan (in),  $\lambda$  rasio tinggi terhadap tebal penampang dan  $\lambda_p$  adalah batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak.

Kemudian dihitung panjang limit pada kondisi tanpa pengaku untuk kapasitas momen plastis ( $L_p$ ) dengan persamaan (3.6-4).

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (3.6-4)$$

dengan  $L_p$  panjang limit pada kondisi tanpa pengaku untuk kapasitas momen plastis (ft) dan  $r_y$  adalah jari-jari girasi arah sumbu Y (in)

Panjang tanpa pengaku pada batas antara tekuk torsi elastis dengan inelastis ( $L_r$ ) dihitung dengan persamaan :

$$L_r = \frac{r_y \cdot X1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(F_y - F_r)^2}} \quad (3.6-5a)$$

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \quad (3.6-5b)$$

$$X2 = \frac{4C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 \quad (3.6-5c)$$

dengan  $A$  luas profil ( $\text{in}^2$ ),  $b_f$  lebar sayap (in),  $C_w$  konstanta *warping* yang didapat dari tabel AISC-LRFD hal I-146 sampai dengan I-174 ( $\text{in}^6$ ),  $d$  tinggi

profil (in), E modulus elastis baja profil (29.000 ksi), Fr tegangan reduksi baja profil (10 ksi), G modulus geser elastis baja profil (11.200 ksi), Iy momen inersia arah sumbu Y (in<sup>4</sup>), J konstanta torsional yang didapat dari tabel AISC-LRFD hal I-146 sampai dengan I-174 (in<sup>4</sup>), Lr panjang tanpa pengaku pada batas antara tekuk torsi elastis dengan inelastis (ft) dan Sx adalah modulus elastis penampang (in<sup>3</sup>).

Koefisien momen Cb dihitung dengan persamaan :

$$C_b = \left[ 1,75 + 1,05 \frac{M_1}{M_2} + 0,3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \right] \leq 2,3 \quad (3.6-6)$$

dengan M1 momen ujung balok yang kecil (k.in) dan M2 adalah momen ujung yang besar (k.in)

Nilai kuat lentur penampang Mn dihitung dengan memperhatikan beberapa kondisi :

Untuk  $L_b \leq L_r$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.6-7a)$$

Untuk  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.6-7b)$$

$$M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x \quad (3.6-7c)$$

Untuk  $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J + \left( \frac{\pi \cdot E}{L_b} \right)^2 I_y \cdot C_w} \leq M_p \quad (3.6-7d)$$

$$\text{Kapasitas lentur tampang } \phi_b \cdot M_n = 0,90 M_n \quad (3.6-7e)$$

dengan  $C_b$  koefisien momen lentur  $L_b$  panjang balok (ft),  $M_{cr}$  momen tekuk elastis (k.in),  $M_n$  momen nominal (k.in),  $M_p$  momen plastis (k.in),  $M_r$  momen tekuk (k.in),  $Z_x$  modulus plastis penampang baja profil ( $\text{in}^3$ ) dan  $\phi_b$  adalah koefisien reduksi lentur (0,90)

Dalam perencanaan geser balok, harus diperhitungkan beberapa kondisi rasio tinggi terhadap tebal badan dibawah ini, karena geser pada profil baja dianggap ditahan oleh badan, sedangkan tahanan geser pada sayap diabaikan.

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.6-8a)$$

$$\text{Untuk } \frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \frac{\frac{418}{\sqrt{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.6-8b)$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} > \frac{523}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = A_w \cdot \frac{132.000}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2} \quad (3.6-8c)$$

Kapasitas geser

$$\phi_u V_n = 0,90 \cdot V_n \quad (3.6-8d)$$

dengan  $A_w$  luas badan ( $= d \cdot tw$ , in<sup>2</sup>)  $d$  tinggi profil (in),  $h$  tinggi bersih badan (in),  $V_n$  kuat geser nominal (kips) dan  $\phi_u$  faktor reduksi geser (0,90).

### 3.6.2 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 (3.6-9a) dan hasil output analisis struktur SAP2000.

$$M_{uk} = \frac{h}{hn} \cdot 0,7 \cdot \omega d \cdot \alpha \cdot \phi_0 \left( \frac{L_b}{L_{nb}} M_{pb \text{ ki}} + \frac{L_b}{L_{nb}} M_{pb \text{ ka}} \right) \quad (3.6-9a)$$

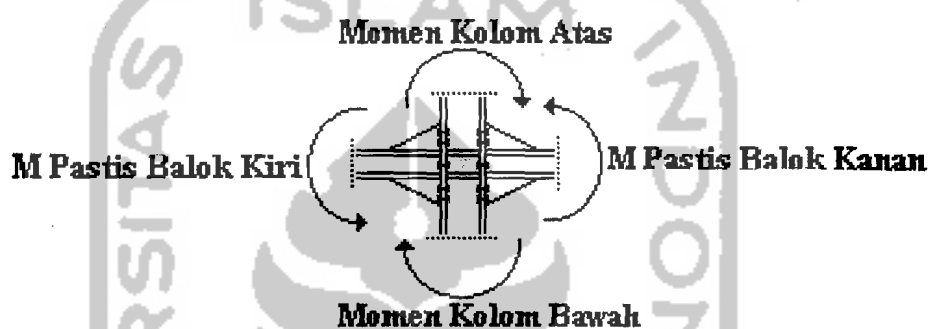
$$M_{pb} = \beta \cdot M_p \quad (3.6-9b)$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.6-9c)$$

$$\alpha = \frac{M_{kol-n}}{\sum M_{kol-n}} \quad (3.6-9d)$$



dengan  $h$  tinggi kolom (m),  $h_n$  tinggi bersih kolom (m),  $L_b$  panjang balok (m),  $L_{nb}$  panjang bersih balok (m),  $M_{kol-n}$  momen ujung dari kolom lantai ke- $n$  (kg.m),  $M_{pb}$  momen kapasitas balok (kg.m),  $\alpha$  koefisien distribusi momen,  $\beta$  *overstrength factor* (1,1),  $\omega_d$  koefisien pembesaran dinamis/*Dynamic Magnification Factor-DMF* (1,3) dan  $\phi_0$  adalah faktor penambahan kekuatan (1,25).



Gambar 3.10 Penentuan momen kolom

Kemudian hasil persamaan diatas dan hasil output analisis struktur dibandingkan dan diambil nilai yang terbesar.

Perencanaan kuat lentur dan geser pada kolom sama dengan balok sehingga dapat dipakai persamaan (3.6-3a) sampai dengan (3.6-8d) untuk mendesain kuat lentur dan geser.

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 (3.6-3a) dan (3.6-3b).

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

$$G = \frac{\left(\frac{I}{L}\right)k_1 + \left(\frac{I}{L}\right)k_2}{\left(\frac{I}{L}\right)b_1 + \left(\frac{I}{L}\right)b_2} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)k}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)b} \quad (3.6-10)$$

dengan G nilai kondisi ujung/joint kolom, I inersia penampang profil ( $\text{in}^4$ ), L panjang elemen (in), b balok dan k adalah kolom

Kemudian koefisien panjang efektif K dari kolom didapatkan dengan menghubungkan nilai G ujung atas dan G ujung bawah elemen tekan pada nomogram kondisi kolom bergoyang (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  $\lambda_c$  dihitung dengan persamaan (3.6-11).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r.\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.6-11)$$

dengan L panjang elemen tekan (in)

Tegangan kritis profil  $F_{cr}$  ditentukan dengan memperhitungkan besarnya nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c$ .

Jika nilai  $\lambda c \leq 1,5$  maka

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda c^2}) \cdot F_y \quad (3.6-12a)$$

Jika nilai  $\lambda c > 1,5$  maka

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

Kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.6-12c).

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.6-12c)$$

dengan  $A_g$  luas bruto penampang profil ( $\text{in}^2$ ),  $P_n$  kuat tekan penampang profil (kips) dan  $\phi_c$  adalah faktor reduksi elemen tekan (0,85).

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

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-13a)$$

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

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-13b)$$

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

### 3.6.3 Perencanaan pengaku (*bracing*)

*Bracing* merupakan struktur yang berfungsi untuk memperkaku struktur baja guna menahan gaya horisontal akibat gempa yang terjadi. Perencanaan *bracing* ini berdasarkan gaya aksial maksimum baik tarik maupun tekan karena gaya gempa bersifat siklik (bolak-balik).

Perencanaan *bracing* tekan tidak berbeda dengan kolom sehingga persamaan (3.6-11) sampai (3.6-12c) dapat digunakan. Yang membedakan adalah penentuan nilai panjang efektif  $K$ . Dalam hal ini nilai kondisi ujung (*end condition*) dari *bracing* tidak dihitung seperti pada kolom, tetapi langsung diasumsikan sebagai struktur tekan dengan dukungan ujung sendi. Dari AISC-LRFD hal 6-184 Tabel C-C2.1 untuk dukungan sendi-sendid pada struktur tekan nilai panjang efektif  $K$  untuk desain yang disarankan sebesar 1,0.

Untuk perencanaan tarik pada *bracing* dapat digunakan persamaan (3.6-14a) sampai (3.6-14d). 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.

Terdapat dua kondisi yang berbeda dalam perencanaan.

Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi_t P_n = 0,90.F_y.A_g \quad (3.6-14a)$$

Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

$$A_n = A_g - (t.d_b) \quad (3.6-14b)$$

$$A_e = U.A_n \quad (3.6-14c)$$

$$\phi_t P_n = 0,75.F_u.A_e \quad (3.6-14d)$$

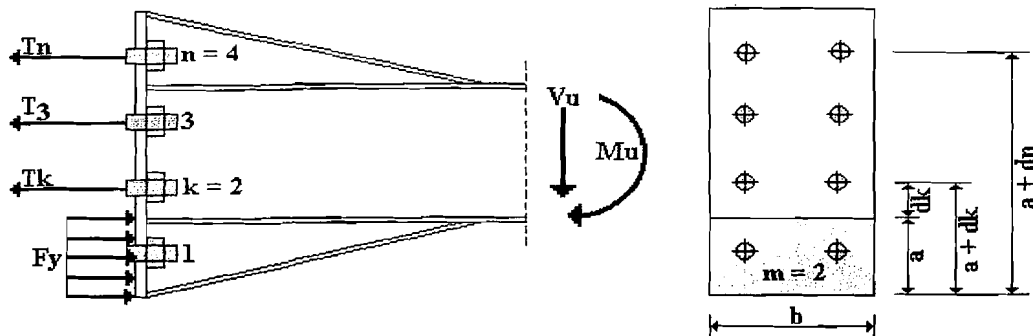
dengan.  $A_e$  luas efektif profil ( $\text{in}^2$ ),  $A_n$  luas bersih profil ( $\text{in}^2$ ),  $F_u$  tegangan tarik maksimum baja profil (ksi),  $P_n$  kuat tarik penampang profil (kips),  $U$  faktor reduksi luas efektif (Theory and Problem of Structural Steel Design (LRFD Method)-Abraham J. Rokach, MSCE-Tabel 3.1 hal 15) dan  $\phi_t$  adalah faktor reduksi untuk kapasitas tarik penampang.

$$\text{Kapasitas tarik penampang} = \phi_t . P_n$$

#### 3.6.4 Perencanaan sambungan balok – kolom

Sambungan balok ke kolom dapat direncanakan dengan dua metode yaitu *Ultimate Strength Method* dan *Elastic Method*. Dalam hal ini, sambungan direncanakan dengan *Ultimate Strength Method*.

Sambungan balok ke kolom merupakan sambungan yang direncanakan berdasarkan momen lentur dan gaya geser yang terjadi. Momen pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sambungan.



Gambar 3.11 Distribusi gaya pada sambungan balok-kolom

Tegangan tarik pada baut baris ke- $i$ ,  $T_i$  didapatkan dari persamaan

(3.6-15).

$$T_i = m \cdot A_b \cdot F_t \quad (3.6-15)$$

dimana  $A_b$  luas satu baut ( $\text{in}^2$ ),  $F_t$  tegangan tarik yang didapatkan dari AISC-LRFD Tabel J3.5 hal 6-84 dan merupakan fungsi dari  $f_v$ ,  $m$  jumlah baut per baris dan  $T_i$  adalah tegangan tarik baut pada baris ke- $i$  (kips).

Asumsi dari tegangan geser baut  $f_v$  didapatkan dari persamaan

(3.6-16).

$$f_v = \frac{V_u}{n_b \cdot A_b} \quad (3.6-16)$$

dimana  $f_v$  tegangan geser baut (ksi),  $n_b$  jumlah baut total dan  $V_u$  adalah gaya geser pada sambungan (kips).

Tinggi bidang tekan  $a$  belum diketahui, maka nilai  $a$  dapat diasumsikan terlebih dahulu kemudian dihitung dengan persamaan (3.6-17).

$$a = \frac{\sum_{i=k}^n T_i}{F_y \cdot b} \quad (3.6-17)$$

dengan  $a$  tinggi bidang tekan (in) dan  $b$  adalah lebar plat sambung (in).

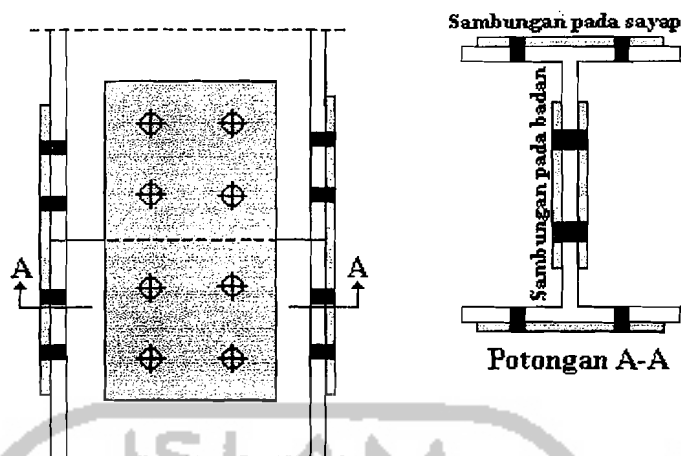
Setelah itu dapat dihitung nilai momen lentur desain pada sambungan dengan persamaan (3.6-18).

$$\phi M_n = \frac{0,9 \cdot F_y \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=k}^n d_i \cdot T_i \quad (3.6-18)$$

Nilai momen lentur desain pada sambungan  $\phi M_n$  ini harus lebih besar dari nilai momen rencana sambungan  $M_u$ .

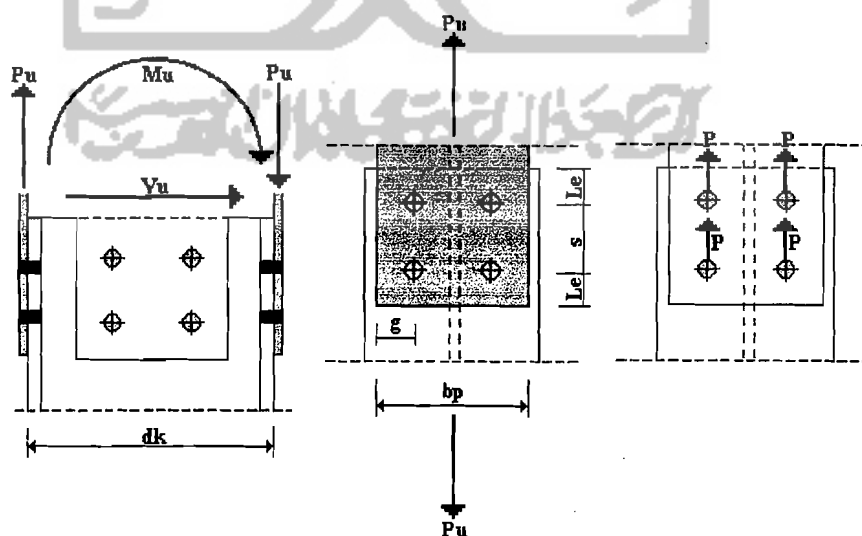
### 3.6.5 Perencanaan sambungan kolom – kolom

Sambungan kolom-kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Selain itu perbedaan profil kolom yang digunakan menyebabkan terjadinya sambungan antara kolom satu dengan kolom lantai di atasnya.



Gambar 3.12 Sambungan kolom-kolom

Sambungan kolom-kolom merupakan sambungan yang terdiri dari dua sambungan yaitu sambungan pada sayap dan sambungan pada badan. Sambungan pada sayap merupakan sambungan yang didesain berdasarkan tegangan tarik akibat momen kolom yang didistribusikan ke sambungan dalam bentuk gaya tarik pada sayap profil kolom. Tegangan geser pada kolom dianggap hanya ditahan oleh badan profil, sehingga sambungan pada badan merupakan sambungan geser.



Gambar 3.13 Sambungan pada sayap profil kolom



Nilai gaya tarik pada sambungan sayap kolom didapatkan dari momen kolom yang dibagi dengan tinggi kolom.

$$P_u = \frac{M_u}{d_k} \quad (3.6-19)$$

dimana  $d_k$  tinggi profil kolom (in),  $M_u$  momen kolom (k.in) dan  $T_u$  adalah gaya tarik pada plat sambung (kips).

Sambungan pada sayap merupakan sambungan tipe tarik yang didesain berdasarkan memperhitungkan beberapa kondisi elemen pembentuk sambungan.

Desain berdasarkan kekuatan geser baut, digunakan persamaan (3.6-20).

$$\phi R_n = 0,75 \cdot F_v \cdot m \cdot A_g v \quad (3.6-20)$$

dimana  $A_g v$  luas baut ( $\text{in}^2$ ),  $F_v$  kuat geser baut (ksi),  $m$  jumlah bidang geser dan  $\phi R_n$  adalah tegangan geser desain baut (kips).

Desain berdasarkan kekuatan tumpuan pada lubang baut. Dalam hal ini harus diperhitungkan beberap hal.

Untuk baut paling dekat dengan ujung plat sambung.

Jika  $Le \geq 1,5 db$  dan deformasi pada lubang diperhitungkan, maka

$$R_n = 2,4.db.tp.F_u \quad (3.6-21a)$$

Jika  $Le \geq 1,5 db$  dan deformasi pada lubang tidak diperhitungkan, maka

$$R_n = Le.tp.F_u \leq 3,0.db.tp.F_u \quad (3.6-21b)$$

Jika  $Le < 1,5 db$  maka

$$R_n = Le.tp.F_u \leq 2,4.db.tp.F_u \quad (3.6-21c)$$

Untuk baut yang terletak di tengah.

Jika  $s \geq 3,0 db$  dan deformasi pada lubang diperhitungkan, maka

$$R_n = 2,4.db.tp.F_u \quad (3.6-21d)$$

Jika  $s \geq 3,0 db$  dan deformasi pada lubang tidak diperhitungkan, maka

$$R_n = (s - 0,5 db).tp.F_u \leq 3,0.db.tp.F_u \quad (3.6-21e)$$

Jika  $s < 3,0 db$  maka

$$R_n = (s - 0,5 db).tp.F_u \leq 2,4 db.tp.F_u \quad (3.6-21f)$$

Ambil nilai  $R_n$  terkecil. Desain tegangan  $\phi R_n = 0,75.R_n$

dengan  $db$  diameter baut (in),  $F_u$  tegangan maksimum plat (ksi),  $Le$  jarak baut paling ujung ke tepi plat (in),  $s$  jarak antar baut (in) dan  $tp$  adalah tebal plat sambung (in).

Desain berdasarkan kekuatan plat sambung.

Jika leleh pada  $A_g$

$$A_g = bp.tp \quad (3.6-22a)$$

$$\phi R_n = 0,90.F_y.A_g \quad (3.6-22b)$$

Jika patah pada  $A_n$

$$d_h = d_b + 1/16 \quad (3.6-22c)$$

$$A_{\text{lubang}} = d_h \cdot t_p \quad (3.6-22d)$$

$$A_n = A_g - A_{\text{lubang}} \quad (3.6-22e)$$

$$A_n = 0,85 \cdot A_g \quad (3.6-22f)$$

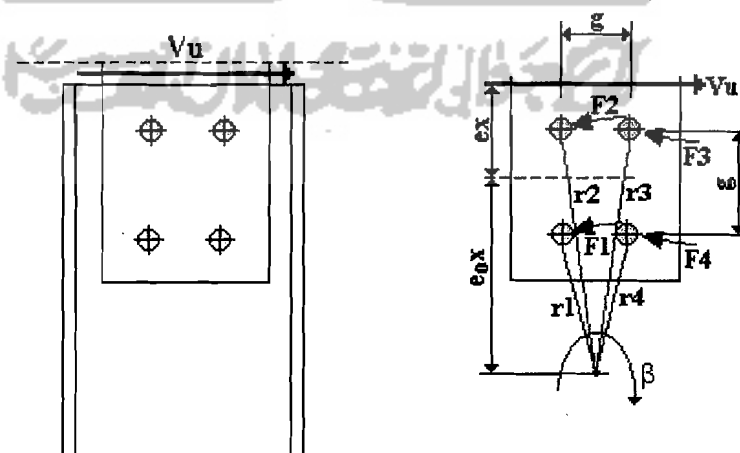
Ambil nilai  $A_n$  terkecil dari persamaan (3.6-22e) dan (3.6-22f)

$$\phi R_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_n \quad (3.6-22g)$$

dengan  $A_g$  luas total bidang geser plat sambung ( $\text{in}^2$ ),  $A_n$  luas bersih bidang geser plat sambung ( $\text{in}^2$ ) dan  $d_h$  adalah diameter aktual lubang baut ( $\text{in}$ ).

Kemudian pada beberapa nilai  $\phi R_n$  diatas diambil yang terkecil dimana nilai tersebut tidak boleh lebih kecil dari nilai  $T_u$ .

Sambungan geser pada badan kolom, didesain berdasarkan asumsi bahwa gaya geser merupakan beban  $P_u$  eksentris sebesar  $e_x$  terhadap pusat berat kelompok baut.



Gambar 3.14 Sambungan pada badan profil kolom

Dari tabel AISC-LRFD hal 8-24 diambil nilai  $\phi r_n$  (desain geser untuk 1 baut).

Dari tabel AISC-LRFD hal 8-26 diambil nilai  $\phi r_n$  (desain kekuatan tumpuan pada lubang baut).

Ambil nilai  $\phi r_n$  terkecil.

Berdasarkan nilai jarak antar baut  $s$ , eksentrisitas terhadap pusat berat kelompok baut  $e_x$  dan jumlah baut dalam baris arah vertikal  $n$ , pada tabel AISC-LRFD hal 8-46 didapatkan nilai  $C$ .

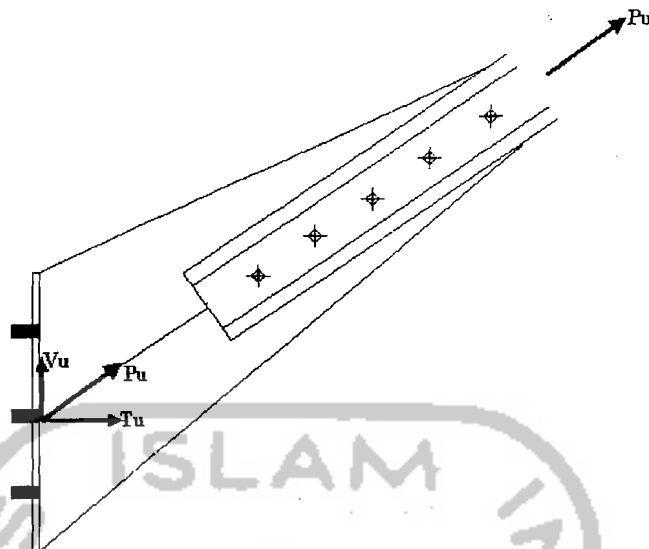
Maka didapatkan persamaan (3.6-23).

$$\phi R_n = C \cdot \phi r_n \quad (3.6-23)$$

Nilai  $\phi R_n$  ini harus lebih besar daripada nilai gaya geser  $V_u$  yang bekerja pada kolom.

### 3.6.6 Sambungan pada pengaku (*bracing*)

Sambungan pada *bracing* merupakan sambungan baut antara *bracing* dengan kolom yang didesain untuk menahan gaya aksial pada *bracing*, baik tarik maupun tekan. Karena *bracing* diletakkan dengan sudut tertentu dari kolom, maka gaya aksial tersebut akan didistribusikan ke sambungan menjadi komponen gaya vertikal yang menjadi beban geser pada sambungan serta komponen gaya horisontal. Khusus untuk gaya horisontal ini yang diperhitungkan hanya tarik saja karena sambungan baut ini dianggap dapat menahan tekan.



Gambar 3.15 Sambungan pada *bracing*

Gaya aksial pada *bracing* diuraikan menjadi gaya vertikal dan horisontal dengan persamaan (3.6-24a) dan (3.6-24b).

$$\text{Komponen Tarik } P_{ux} = P_u \cdot \cos \alpha \quad (3.6-24a)$$

$$\text{Komponen Geser } P_{uy} = P_u \sin \alpha \quad (3.6-24b)$$

dengan  $\alpha$  sudut kemiringan *bracing* dan  $P_u$  adalah gaya aksial pada *bracing* (kips).

Digunakan baut diameter  $d_b$  sejumlah  $n$ , maka gaya tarik dan geser per baut pada sambungan dapat dihitung dengan persamaan (3.6-25a) dan (3.6-25b).

dengan  $b_f$  lebar sayap kolom (in),  $d$  tinggi profil kolom (in) dan  $f_c'$  adalah kuat tekan beton fondasi (ksi).

Dari AISC-LRFD hal 8-13 Tabel 8-4 dari nilai diameter baut  $d_b$  didapatkan jarak bersih antar kepala baut  $C_1$ .

Dari AISC-LRFD hal 6-82 Tabel J3.4 untuk baut dengan diameter  $d_b$  didapatkan nilai jarak lubang ke ujung plat dasar minimum  $w_e$ .

Setelah itu cek nilai eksentrisitas  $e$  terhadap dimensi panjang plat dasar  $H$ .

Jika  $e \leq \frac{H}{6}$  maka tebal plat dasar adalah :

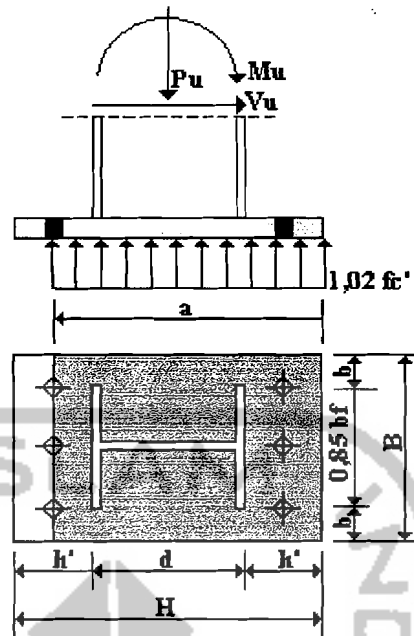
$$t \geq \left( h' \sqrt{\frac{2,27 \cdot f_c' \cdot B_m}{F_y \cdot B}} \right) \quad (3.6-34)$$

Kuat tarik baut angkur plat dasar :

$$\phi R_n = \left[ \frac{2 \cdot T_u + C_1 \cdot V_u}{n} \right] \quad (3.6-35)$$

dengan  $n$  jumlah baut pada daerah tarik,  $V_u$  gaya geser kolom (kips) dan  $T_u$  adalah gaya tarik pada baut angkur (kips).

Dari AISC-LRFD Tabel 8-15 hal 8-27 untuk baut diameter  $d_b$  didapatkan  $\phi R_n$  baut. Nilai  $\phi R_n$  baut tidak boleh lebih kecil dari nilai  $\phi R_n$  persamaan (3.6-35).



Gambar 3.17 Gaya pada plat dasar  $e \leq H/6$

Jika  $e > \frac{H}{6}$  maka

Panjang bidang tekan  $a$  adalah :

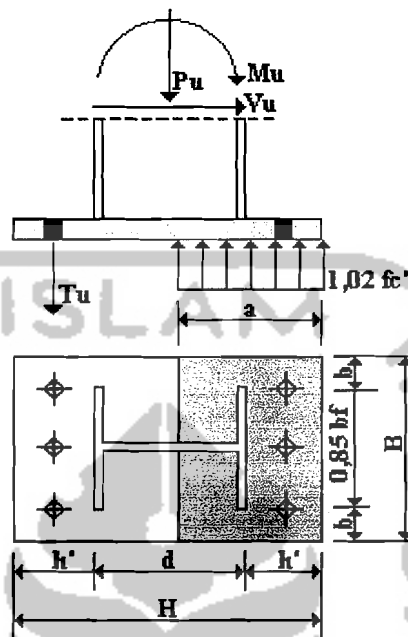
$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h - H) + 2Mu}{1,02 \cdot fc' \cdot B}} \quad (3.6-36)$$

Gaya tarik yang bekerja pada baut angkur :

$$T_u = 1,02 \cdot fc' \cdot B \cdot a - Pu \quad (3.6-37)$$

Tebal plat dasar diambil nilai maksimum dari persamaan (3.6-34) dan persamaan (3.6-38).

$$t \geq \left[ 2,108 \sqrt{\frac{Tu(h'-we)}{Fy.B}} \right] \quad (3.6-38)$$

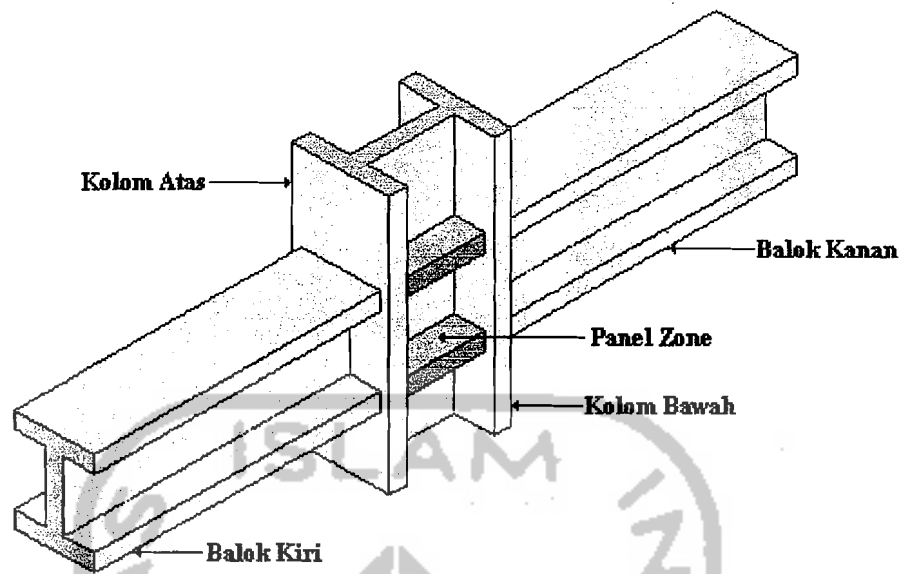


Gambar 3.18 Gaya pada plat dasar  $e > H/6$

### 3.6.8 Perencanaan *panel zone*

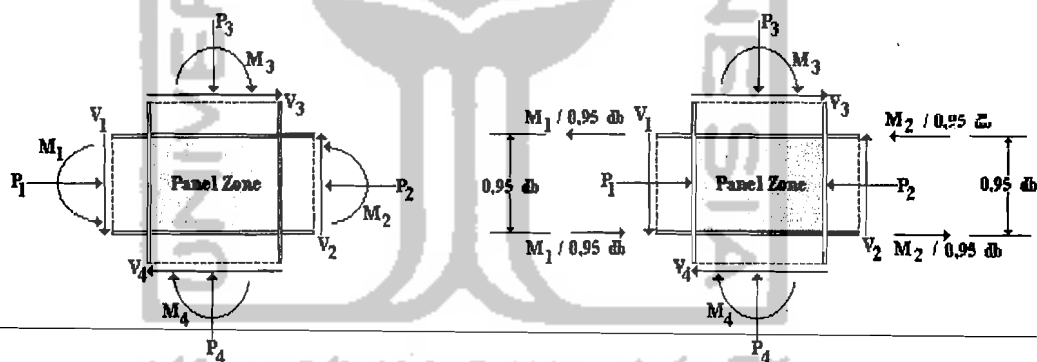
Pada sambungan balok dan kolom, joint dianggap kaku sempurna sehingga kekuatan elemen kolom terutama interaksi antara sayap kolom dengan balok harus seimbang. *Panel zone* direncanakan untuk menahan gaya tarik horosontal pada sayap kolom akibat momen pada balok sehingga dapat mencegah terjadinya tekuk lokal pada sayap kolom.





Gambar 3.19 Panel zone

Panel zone ini juga berfungsi untuk menjaga agar pada joint tidak terjadi rotasi pada saat terjadi gempa.



Gambar 3.20 Gaya pada panel zone

Gaya geser horisontal pada kolom dapat dihitung dengan persamaan

(3.6-39).

$$V_u = \frac{M_{b1}.DMF}{0,95.db} + \frac{M_{b2}.DMF}{0,95.db} - \frac{V_{atas} + V_{bawah}}{2} \quad (3.6-39)$$

dengan db tinggi profil balok (in), Mb1 dan Mb2 masing masing momen balok kiri dan kanan kolom (k.in) dan Vatas dan Vbawah masing masing adalah gaya geser pada kolom atas dan kolom bawah (kips).

Kemudian diontrol terhadap tekuk lokal pada sayap dan badan kolom dengan persamaan (3.6-40) dan persamaan (3.6-41).

$$\phi R_{nf} = 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yf} \quad (3.6-40)$$

$$\phi R_{nw} = \phi (5k + t_{fb}) F_y \cdot t_{wc} \quad (3.6-41)$$

dengan  $F_{yf}$  tegangan leleh sayap profil kolom (ksi), k koefisien panjang efektif kolom,  $t_{fb}$  tebal sayap profil balok (in),  $t_{fc}$  tebal sayap profil kolom (in) dan  $t_{wc}$  adalah tebal badan profil kolom (in).

Jika persamaan (3.6-40) dan persamaan (3.6-41) hasilnya ada yang lebih kecil dari persamaan (3.6-39), maka dibutuhkan *panel zone* karena terjadi tekuk lokal pada kolom. Kebutuhan luas *panel zone* untuk dapat mencegah terjadinya tekuk lokal pada kolom adalah :

$$A_{st} = \frac{\phi \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot F_y - \phi \cdot (5k + t_{fb}) F_y \cdot t_{wc}}{F_y} \quad (3.6-42)$$

Dimensi *panel zone* ini memiliki batas ketebalan dan lebar *panel zone*. Penentuan dimensi minimum ini dapat didasarkan pada persamaan (3.6-43) dan persamaan (3.6-44).



$$t_s = \frac{t_{fb}}{2} \quad (3.6-43)$$

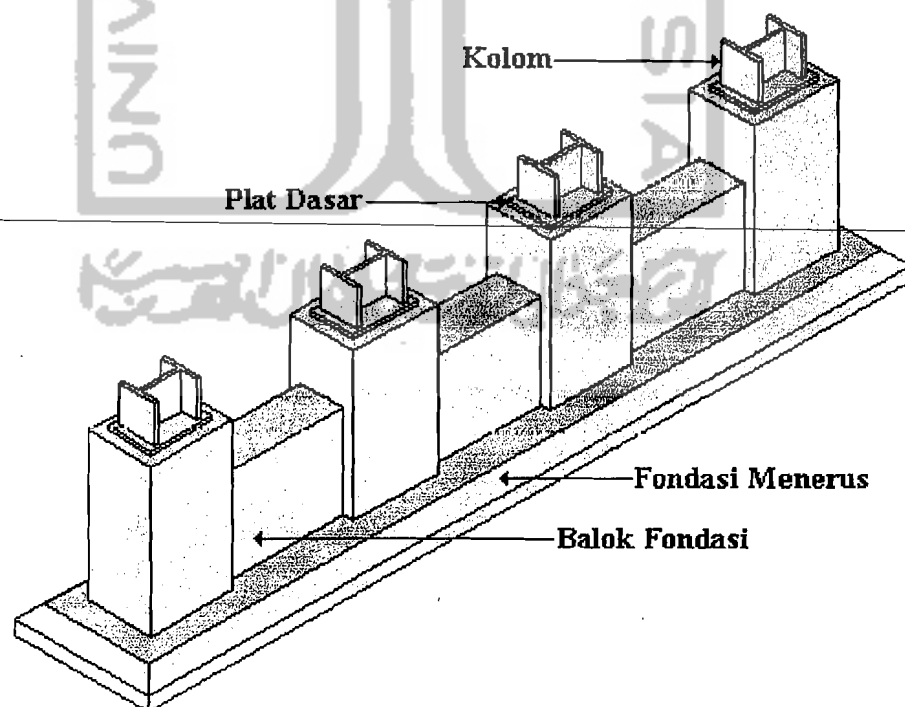
$$b_{\min} = \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \quad (3.6-44)$$

Hasil penentuan dimensi *panel zone* harus dikontrol terhadap luas perlu dari *panel zone*.

$$B_{\text{pakai}} \cdot t_{s \text{ pakai}} \geq A_{st} \quad (3.6-45)$$

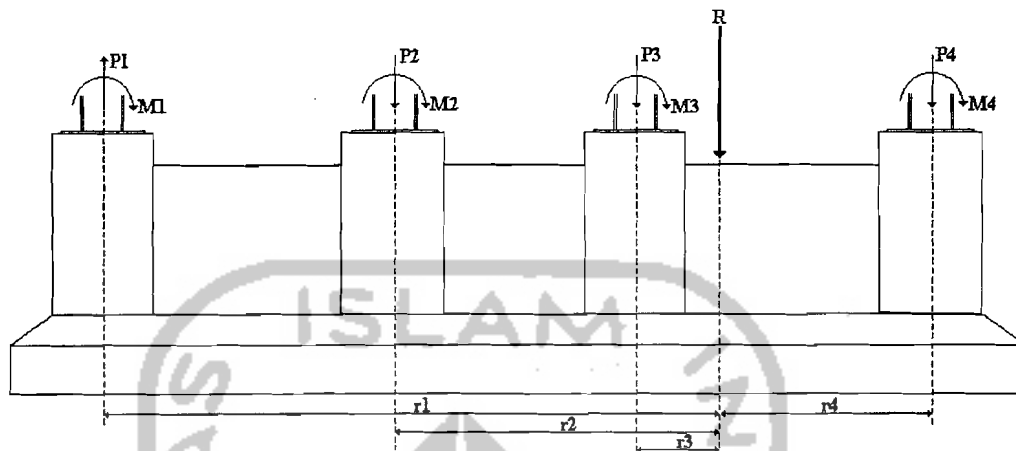
### 3.6.9 Perencanaan fondasi

Fondasi adalah bagian struktur yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur ke tanah. Besarnya tegangan pada fondasi akibat gaya yang bekerja pada struktur harus lebih kecil dari kapasitas dukung tanah.



Gambar 3.21 Fondasi menerus

Digunakan fondasi menerus karena beban yang ditahan fondasi cukup besar dan daya dukung tanah juga relatif besar.



**Gambar 3.22 Gaya pada fondasi**

Dicari nilai gaya aksial total R :

$$R = \sum P_n \quad (3.6-46)$$

Daya dukung netto tanah sebesar :

$$\sigma_{\text{netto}} = \sigma_{\text{ijin}} - q_{\text{plat}} \quad (3.6-47)$$

Luas fondasi yang dibutuhkan dicari dengan persamaan :

$$A = R / \sigma_{\text{netto}} \quad (3.6-48)$$

Diambil dimensi fondasi Bx dan By.

Kemudian dicari jarak sisi fondasi ke titik resultan gaya dengan statis momen terhadap sisi kiri.

$$r = \frac{\sum M_a}{R} \quad (3.6-49)$$

Momen yang bekerja pada fondasi :

$$\sum M_o = \sum P_n \cdot r_n + \sum M_{in} \quad (3.6-50)$$

Eksentrisitas gaya aksial fondasi

$$e = \Sigma M_o / R \quad (3.6-51)$$

Jika  $e < 1/6 B_x$  .

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{B_x \cdot B_y} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B_x} \right) + q_{\text{plat}} \quad (3.6-52a)$$

Jika  $e > 1/6 B_x$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot P}{3 \cdot B_y \cdot \left( \frac{B_x}{2} - e \right)} + q_{\text{plat}} \quad (3.6-52b)$$

Nilai  $\sigma_{\max}$  tidak boleh lebih besar dari  $1\frac{1}{2} \cdot \sigma_{\text{ijin}}$ .



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA