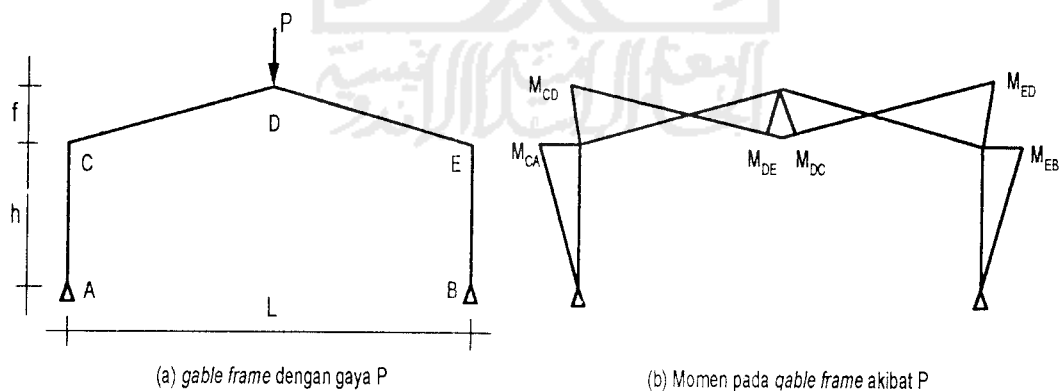


### BAB III

## LANDASAN TEORI

### 3.1 Gable Frame

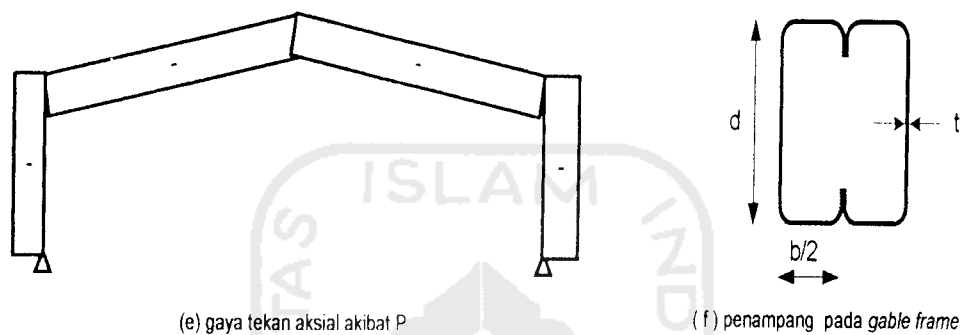
Gable frame adalah struktur rangka kaku yang terdiri dari rafter (*balok miring*) dan kolom dapat dilihat Gambar 3.1.a. Struktur gable frame memikul kombinasi momen lentur dan gaya tekan aksial. Suatu batang yang menderita beban tekan aksial dan momen lentur bersamaan dinamakan balok-kolom. Akibat momen lentur batang berperilaku sebagai balok, pada pertemuan rafter dengan kolom dan pertemuan ujung rafter menerima momen lebih besar dibandingkan tempat-tempat lain, seperti Gambar 3.1b



**Gambar 3.1** Gable frame dan momen akibat beban  $P$

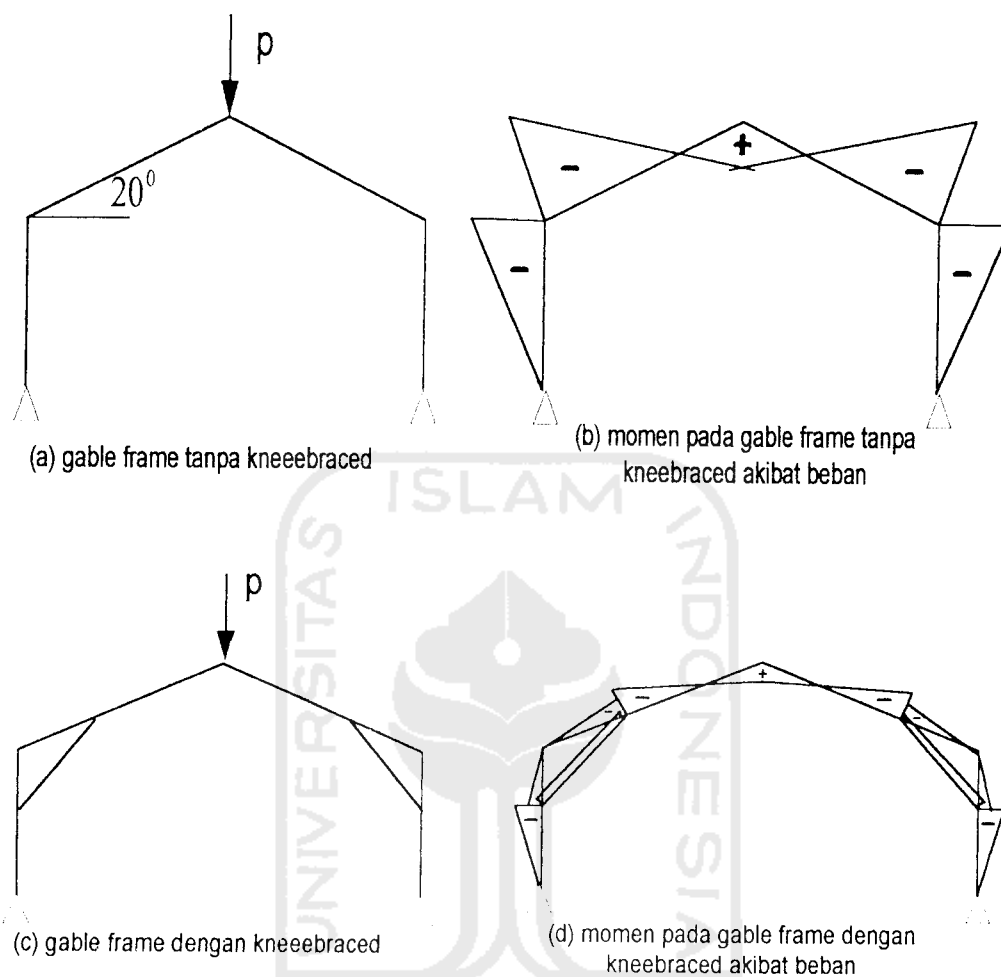
Komponen gable frame memikul gaya tekan aksial menjadikan batang tersebut berperilaku sebagai kolom, seperti Gambar 3.2.a. Semua penampang komponen

pada struktur *gable frame*, baik penampang profil giling ataupun penampang profil tersusun, terdiri dari elemen-elemen plat. Profil berdinging tipis dibentuk dari plat baja tipis yang mempunyai rasio lebar terhadap tebal ( $b/t$ ) besar, dapat dilihat Gambar 3.2.b.



**Gambar 3.2** Gaya tekan aksial *gable frame* dan penampang komponennya

*Gable frame* tanpa batang kukuh yang menggunakan penampang prismatis seperti Gambar 3.3.a, pada pertemuan rafter dengan kolom dan pertemuan ujung rafter terjadi momen lebih besar seperti Gambar 3.3.b, dibandingkan *gable frame* yang menggunakan batang kukuh seperti Gambar 3.3c. Momen yang terjadi dipertemuan rafter dengan kolom dan pertemuan ujung rafter lebih kecil, karena distribusi momen terbagi dengan batang kukuh, dapat dilihat pada Gambar 3.3d.



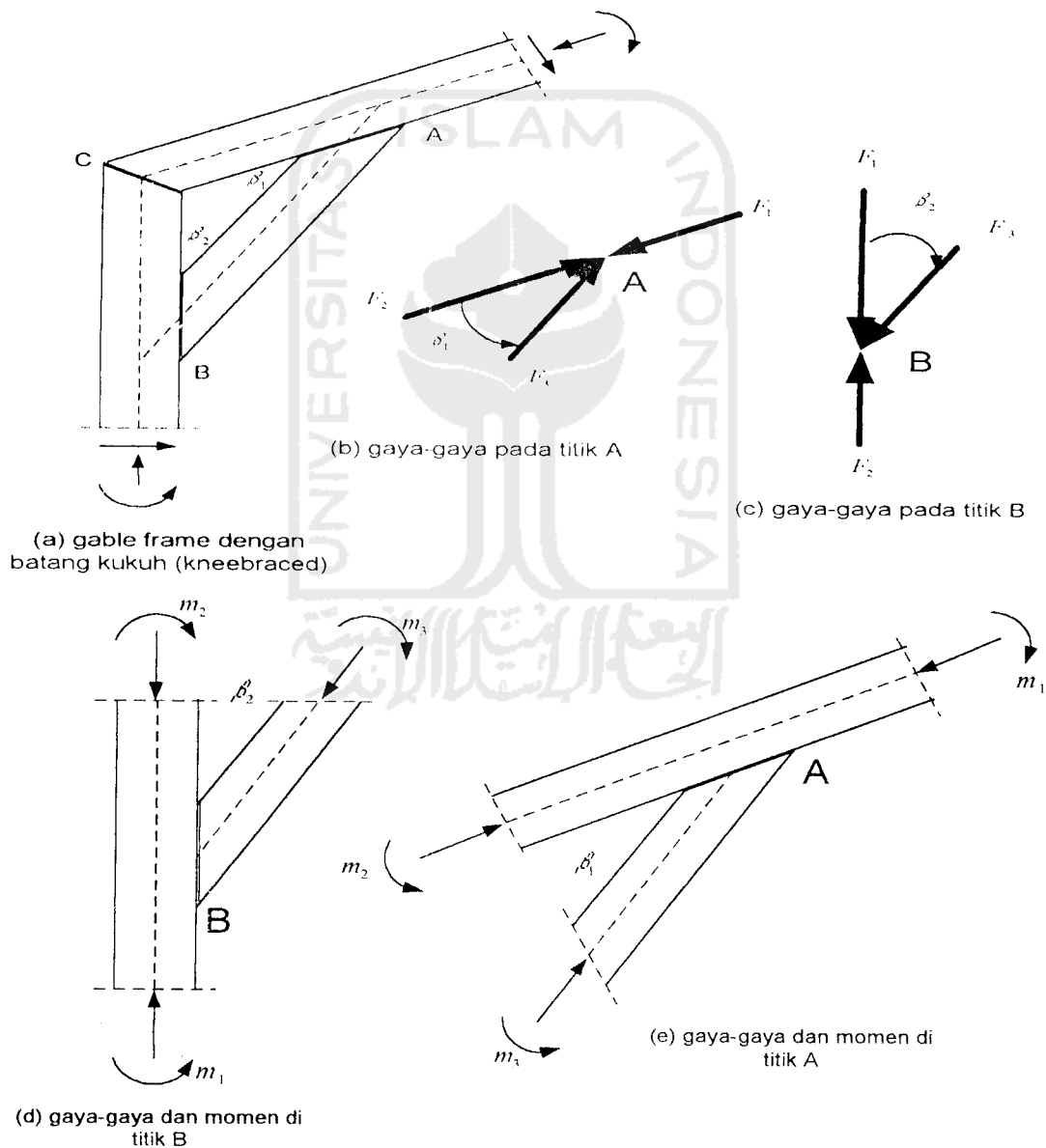
**Gambar 3.3** Gable frame dan momen

Dari Gambar 3.3 batang kukuh berpengaruh terhadap kapasitas dan kekakuan gable frame, hal ini merupakan salah satu alternatif dalam penambahan kapasitas yang lebih efisien dan ekonomis dibandingkan dengan penambahan besar profil gable frame.

### 3.2 Batang Kukuh Pada Gable Frame

Batang kukuh pada gable frame lebih sebagai penumpu beban vertikal atau pemikul beban tekan dari batang rafter, Batang kukuh yang menyatu pada sudut

disebut sambungan sudut, sambungan sudut dapat diperpanjang jauh ke dalam bentang, dalam hal ini sambungan sudut bukan lagi merupakan sambungan tetapi lebih merupakan bagian yang integral dari gable frame dengan tinggi variasi. (salmon & Johnson, 1996). Gaya – gaya yang bekerja pada batang kuku dapat dilihat dalam Gambar 3.2.



**Gambar 3.4** Batang kuku (kneebraced) pada gable frame

Diasumsikan keseimbangan gaya- gaya pada titik A yang ditinjau pada pertemuan batang kukuh dengan rafter, penjumlahan gaya horizontal menghasilkan persamaan:

$$F_1 = F_2 + F_3 \cos \phi \dots \dots \dots (3.1)$$

dari rumus keseimbangan diatas dapat diasumsikan bahwa gaya yang bekerja pada batang rafter terbagi dengan adanya batang kukuh.

Sedangkan keseimbangan momen yang terjadi pada titik A yang ditinjau pada pertemuan batang kukuh dengan rafter, penjumlahan momen horizontal menghasilkan persamaan:

$$m_1 = m_3 + m_2 \dots \dots \dots (3.2)$$

dari persamaan 3.2 memperlihatkan momen yang terjadi pada batang kukuh memikul gaya aksial, batang kukuh berfungsi memperkecil momen dibatang dan kolom.

### 3.3 Komponen Tekan

Menurut persamaan Euler yang dikemukakan oleh Salmon dan Johnson,1991, beban kritis kolom diturunkan dari persamaan pelenturan sebuah batang yang memiliki dukungan sederhana pada ujung-ujungnya. Sedangkan menurut Gere dan Timoshenko, (1985) mengemukakan persamaan kelengkungan yang merupakan fungsi dari lendutan  $y$  berlaku untuk segala jenis material dengan syarat rotasi yang terjadi kecil.

Di suatu titik sejarak  $x$ , momen lentur  $M_x$  pada batang yang sedikit melengkung adalah

$$M_x = P \cdot y \dots\dots\dots(3.3)$$

Gere dan Timoshenko, (1985) mengemukakan persamaan kelengkungan yang merupakan fungsi dari lendutan  $y$  berlaku untuk segala jenis material dengan syarat rotasi yang terjadi kecil, kelengkungan komponen struktur dinyatakan sebagai berikut:

$$\rho = \frac{1}{\theta'} = \frac{\partial \rho}{\partial x} = \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \dots\dots\dots(3.4)$$

Dengan  $\rho$  adalah jari-jari kelengkungan. Karena material kolom masih dalam kondisi elastis linier dan mengikuti hukum Hooke, maka :

$$\Phi = \frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EI} \dots\dots\dots(3.5)$$

substitusi persamaan 3.4 ke persamaan 3.5 menghasilkan

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI} \dots\dots\dots(3.6)$$

substitusi persamaan 3.3 ke persamaan 3.6 menghasilkan

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P \cdot y}{EI} = 0 \dots\dots\dots(3.7)$$

dengan  $E$  = modulus elastis,  $I$  = momen inersia,  $P$  = gaya aksial,  $y$  = pelenturan

bila diasumsikan bahwa

$$k^2 = P / EI \dots\dots\dots(3.8)$$

maka persamaan 3.7 menjadi

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = 0 \dots\dots\dots(3.9)$$

penyelesaian persamaan differensial linier berordo dua dapat dinyatakan sebagai

$$y = A \sin kx + B \cos kx \dots\dots\dots(3.10)$$

dengan menetapkan syarat batas :

a.  $y = 0$  pada  $x = 0$

b.  $y = 0$  pada  $x = L$

dari syarat batas “a” diperoleh  $B = 0$ , dan syarat “b” diperoleh persamaan

$$A \sin kL = 0 \dots\dots\dots(3.11)$$

Persamaan 3.11 dapat dipenuhi pada kondisi :

(a). konstanta  $A \neq 0$ , yaitu tidak ada lendutan

(b).  $kL = 0$ , yaitu tanpa beban luar

(c).  $kL = N\pi$ , yaitu syarat terjadi tekuk

substitusi kondisi (c) ke persamaan 3.8 menghasilkan

$$P = \frac{N^2 \pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots(3.12)$$

lendutan dengan lengkungan tunggal akan terjadi bila  $N = 1$ , dengan demikian

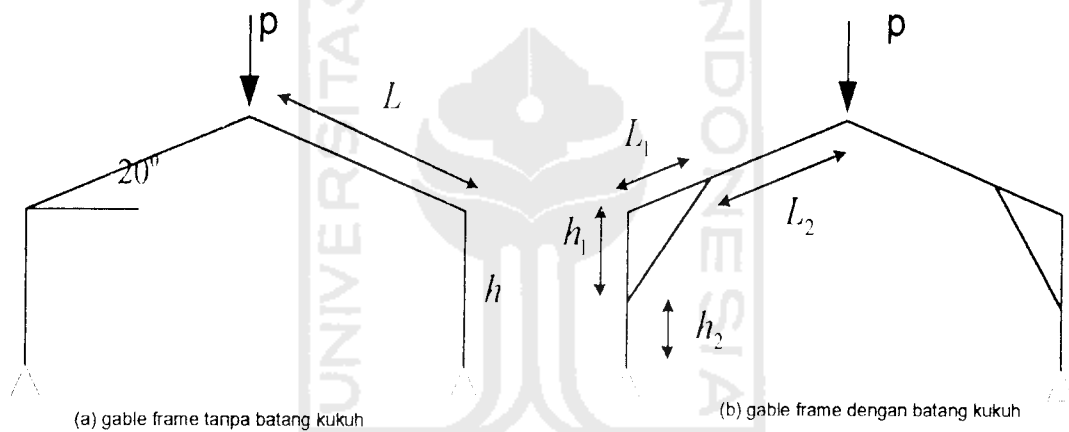
beban kritis Euler untuk kolom yang bersendi di kedua ujungnya adalah

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots(3.13)$$

bila persamaan 3.13 dibagi dengan luas penampang batang ( $A$ ) pada kedua ruasnya, diperoleh

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2} \dots \dots \dots (3.14)$$

Dari Gambar 3.5 pada rafter gable frame bentukan dingin untuk gable frame tanpa batang kukuh,  $L$  efektif panjang rafter lebih besar (seperti Gambar 3.5.a) dibandingkan dengan  $L_2 = L - l_1$  gable frame yang memakai batang kukuh.



**Gambar 3.5** komponen pada gable frame

Dari Gambar 3.5.a dengan menggunakan persamaan 3.14 dapat dihitung tegangan kritis ( $F_{cr}$ ) untuk gable frame dengan tanpa batang kukuh dimana  $L=1,596$  m. dimana  $I = A.r^2$ , maka didapat persamaan 3.15 :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{[KL/r]^2} \dots \dots \dots (3.15)$$

Dari Gambar 3.5.b dengan menggunakan persamaan 3.14 juga dapat dihitung tegangan kritis ( $F_{cr}$ ) untuk gable frame dengan batang kukuh jarak 30 cm, dimana  $L_2=1,296$  seperti persamaan 3.16:



$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\{KL_2/r\}^2} \dots\dots\dots(3.16)$$

Dari Persamaan 3.16, maka tegangan kritis pada gable frame dengan batang kukuh lebih besar dibandingkan dengan gable frame tanpa batang. Semakin panjang lafter semakin kecil tegangan kritis dan semakin pendek lafter semakin besar tegangan kritis.

### 3.4 Komponen Tekuk Plat dan Tekuk Lokal

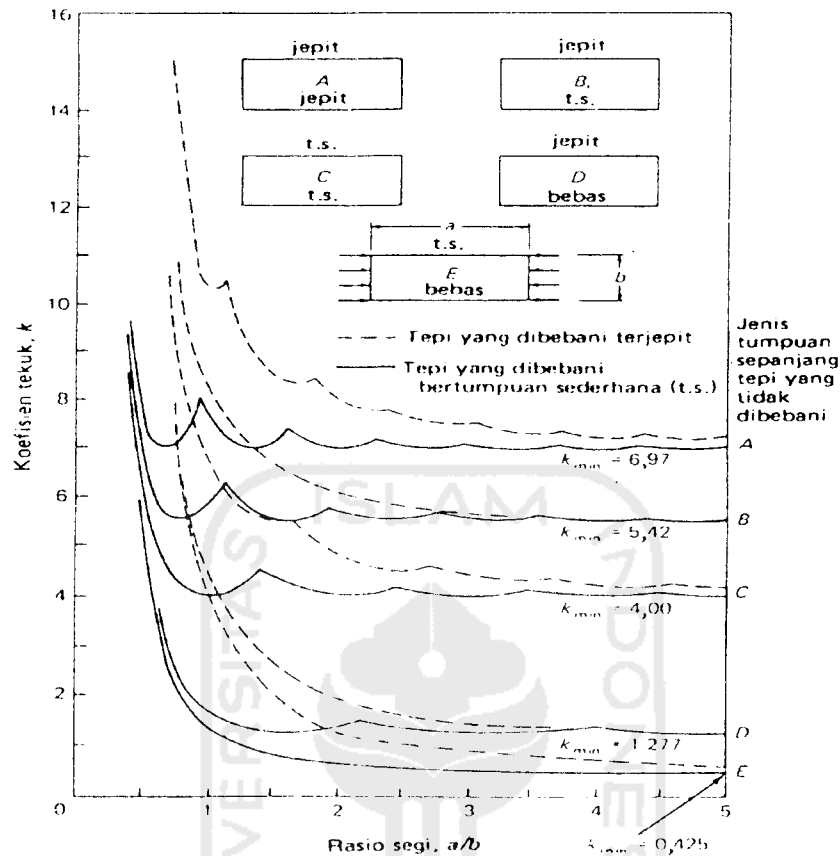
Menurut salmon dan Johnson kekuatan plat yang memikul tekanan tepi profil tersusun terdiri dari elemen-elemen plat, kekuatan penampang kolom yang didasarkan pada angka kelangsingan keseluruhan hanya dapat tercapai jika elemen plat tersebut tidak tertekuk setempat.

Tekuk lokal (*local buckling*) elemen plat dapat mengakibatkan kehancuran penampang keseluruhan yang terlalu dini, atau paling sedikit menyebabkan tegangan menjadi tak merata dan mengurangi kekuatan keseluruhan (Salmon dan Johnson,1994).

Rumus dasar bagi stabilitas elastis plat dikembangkan adalah seperti persamaan 3.17 :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \frac{k}{\{b/t\}^2} \dots\dots\dots(3.17)$$

Koefisien tekuk elastis untuk tekanan pada plat segi empat datar, seperti Gambar 3.6:



**Gambar 3.6** Koefisien tekuk elastis untuk tekanan pada plat segi empat datar (Salmon dan Johnson, 1994)

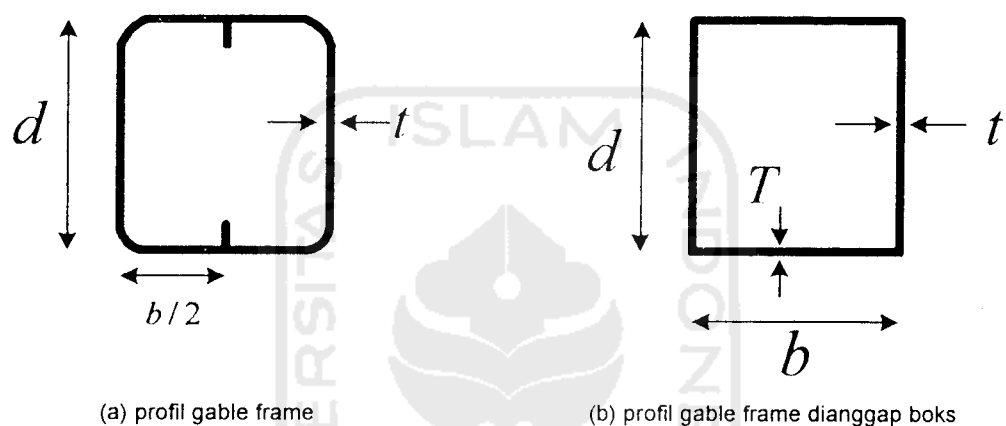
Dengan  $k$  yang tergantung pada jenis tegangan, kondisi tepi, dan rasio panjang dengan lebar plat.

Dari Gambar 3.6 dengan menggunakan persamaan 3.17 dapat dihitung  $F_{cr}$  dengan mencari  $k$  pada grafik koefisien tekuk elastis untuk tekanan pada plat segi empat datar, dimana rasio  $b/t = 40$  dengan tumpuan jepit bebas maka nilai  $k = 1,75$ , didapat:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^5}{12(1 - 0,3^2)} \frac{1,75}{(40)^2} = 207,594 \text{ mpa}$$

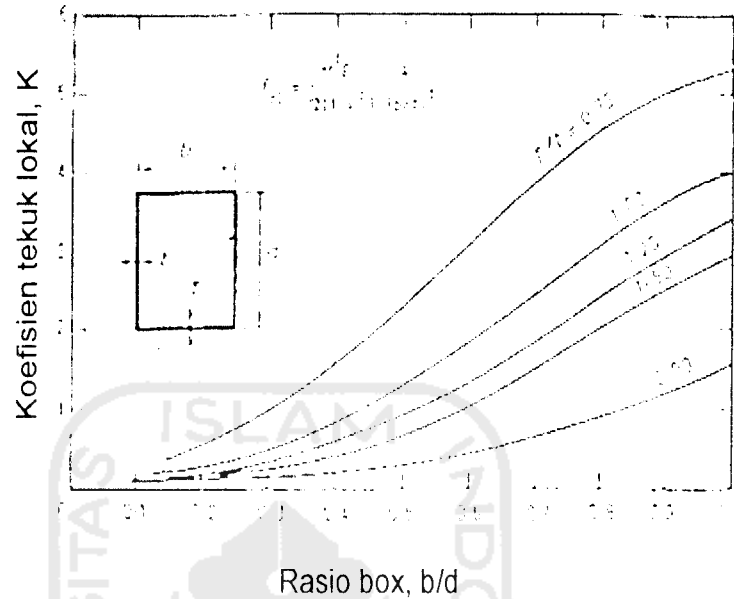
dari persamaan 3.17 dengan menggunakan koefisien tekuk elastis plat segi empat pada Gambar 3.6 didapat  $F_{cr} = 207,594 \text{ mpa} < f_y = 209,756 \text{ mpa}$

Untuk mendapatkan nilai koefisien tekuk, struktur gable frame Penampang *Light Lip Channel* ganda bentukan dingin dianggap boks dengan mengabaikan nilai dari sambungan las seperti Gambar 3.7:



**Gambar 3.7** Profil gable frame bentukan dingin

Dengan  $k$  adalah konstanta koefisien tekuk pada jenis tegangan plat berbentuk boks, kondisi tumpuan tepi dan panjang dengan lebar (rasio boks) plat, modulus elastis  $E$ , angka poisson  $\nu$ , dan rasio lebar dengan ketebalan  $b/t$  (untuk boks  $T = t$ ), seperti pada Gambar 3.8



**Gambar 3.8** Koefisien tekuk elastis untuk tekanan pada plat boks, (ASCE-WRC,1971).

Dari Gambar 3.8 dengan menggunakan persamaan 3.17 dapat dihitung  $F_{cr}$  dengan mencari  $k$  pada grafik, dimana rasio  $b/t = 40$  dengan tebal  $T/t = 1.00$  maka nilai  $k = 3,52$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \frac{3,52}{(40)^2} = 417,560 \text{ mpa}$$

dari persamaan 3.17 dengan menggunakan koefisien tekuk elastis plat boks pada Gambar 3.8 didapat  $F_{cr} = 417,560 \text{ mpa} > f_y = 209,756 \text{ mpa}$

Dengan menggunakan nilai  $k$  dari grafik koefisien tekuk elastis untuk tekanan pada plat segi empat datar dan koefisien tekuk elastis untuk tekanan pada plat boks didapat tegangan tekuk elastis teoritis yang berbeda.

### 3.5 Teori Modulus Tangen Dasar

Menurut teori euler, modulus tangen berlaku bila tegangan tekan batang ketika keseimbangan yang tidak stabil berada di bawah batas elastis dan terbagi rata pada penampang lintang (Salmon dan Johnson,1991). Sedangkan teori modulus tangen menurut engesser, kolom tetap lurus sampai sesaat sebelum runtuh dan modulus elastisitas pada saat runtuh adalah tangen sudut garis singgung pada kurva tegangan regangan (Salmon dan Johnson, 1994).

kemiringan pada Gambar 3.9 sama dengan kemiringan garis singgung di titik A, yang disebut modulus tangen dan diberi notasi  $E_t$  :

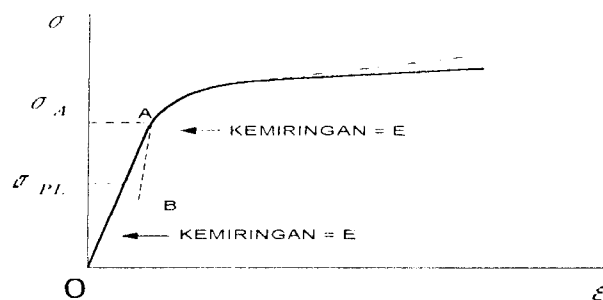
$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \dots\dots\dots(3.18)$$

batang akan mengalami bentuk lendutan yang tak stabil, deformasi  $P_{cr}$  didapat persamaan 3.20:

$$P_{cr} = \frac{P_t}{A} \dots\dots\dots(3.19)$$

persamaan euler yang dimodifikasi oleh engesser menjadi:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots\dots\dots(3.20)$$



**Gambar 3.9** Grafik tegangan-regangan (Salmon dan Johnson,1991)

Jika beban bertambah hingga sedikit pertambahan tegangannya, maka hubungan antara pertambahan tegangan dan pertambahan kecil pada regangan dinyatakan dengan kemiringan dititik A pada Gambar 3.9

Dari grafik tegangan-regangan menurut engenesser, dengan alasan bahwa selama melentur sejumlah mengalami regangan (yang memperkecil modulus tangen) dan beberapa serat tidak dibebani (modulus yang lebih tinggi pada regangan yang mengecil); maka, harga modulus yang berlainan harus digunakan (salmon dan Johnson, 1994).

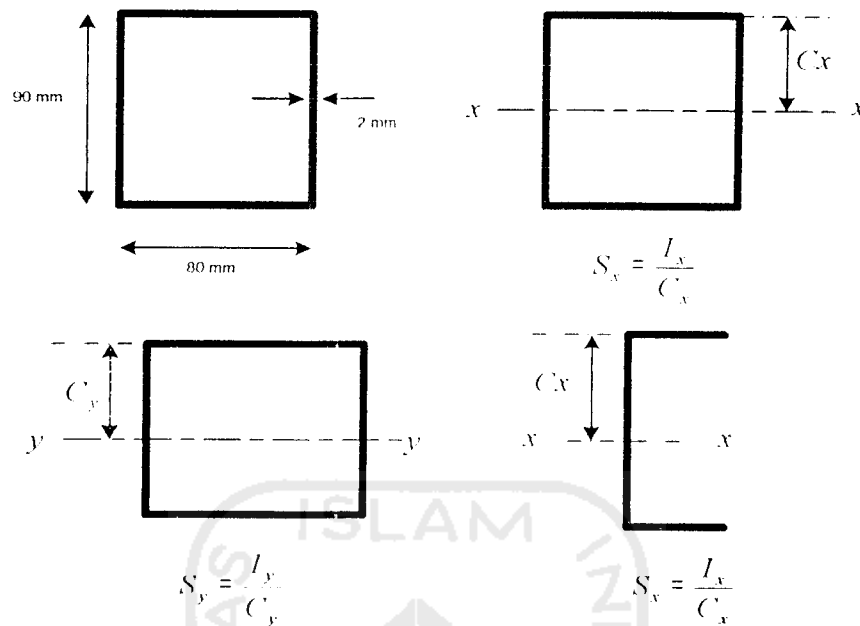
### 3.6 Komponen Lentur

Salmon dan Johnson, 1991 mengemukakan bila kondisi pada saat momen plastis tercapai, regangan pada setiap serat sama dengan atau lebih besar serat berada pada daerah plastis.

rumus lentur sederhana pada profil simetris seperti persamaan 3.21 :

$$f = \frac{Mc}{I} \dots\dots\dots(3.21)$$

Persamaan 3.19 berlaku pada keadaan yang biasa atau stabil, tegangan pada penampang yang umum dapat dihitung dengan rumus lentur sederhana bila beban bekerja dalam salah satu arah utama. Bila suatu penampang dengan minimal satu sumbu simetris dibebani melalui pusat geser sehingga mengalami momen lentur dalam arah sembarang seperti Gambar 3.10:



**Gambar 3.10** rumus modulus penampang boks untuk profil simetris

Dari Gambar 3.10  $S$  adalah modulus penampang (momen perlawanan) yang didefinisikan sebagai momen inersia  $I$  dibagi dengan jarak  $e$  dari titik berat ke serat terluar. Jika komponen  $M_{xy}$  satu arah dapat ditentukan dan tegangan dapat dihitung dengan persamaan:

$$f = \frac{M_{xy}}{S_x} \dots\dots\dots(3.22)$$

Sedangkan kapasitas momennya disebut momen plastis dihitung seperti persamaan 3.23:

$$M_p = F_y Z \dots\dots\dots(3.23)$$

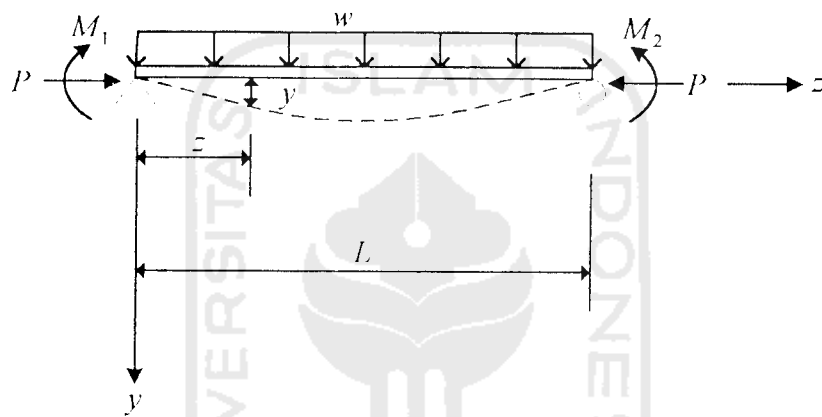
dengan  $Z = \int y dA$  dapat disebut *modulus (momen perlawanan) plastis*.

Persamaan 3.23 persamaan balok didasarkan pada pencapaian kekuatan lentur

penampang maksimum dengan menganggap stabilitas lateral sayap tekan memadai.

### 3.7 Kombinasi Tekan Aksial Dan Momen Lentur

Salmon dan Johnson, (1995) mengemukakan persamaan differensial untuk batang yang menerima kombinasi tekan aksial dan momen lentur.



**Gambar 3.11** Beban yang umum pada balok-kolom

Tinjau kasus umum pada Gambar 3.11, momen  $M_z$  dipenampang sejarak  $z$  dari tumpuan adalah

$$M_z = M_i + Py = -EI \frac{d^2 y}{dz^2} \dots\dots\dots(3.24)$$

ruas kiri dan ruas kanan persamaan 3.24 dibagi dengan  $EI$ , didapat

$$\frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{P}{EI} y = -\frac{M_i}{EI} \dots\dots\dots(3.25)$$

turunan ke dua persamaan 3.25 keperubah  $z$  adalah

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{P}{EI} \frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_i}{dz^2} \dots\dots\dots(3.26)$$



dari persamaan 3.24 didapat

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{M_z}{EI} \dots\dots\dots(3.27)$$

turunan ke dua persamaan 3.12

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_z}{dz^2} \dots\dots\dots(3.28)$$

substitusi persamaan 3.27 dan persamaan 3.28 ke persamaan 3.26

$$-\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_z}{dz^2} + \frac{P}{EI} \left( \frac{-M_z}{EI} \right) = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_i}{dz^2} \dots\dots\dots(3.29)$$

dengan memisalkan  $k^2 = P/EI$ , persamaan 3.29 dapat disederhanakan menjadi

$$\frac{d^2 M_z}{dz^2} + k^2 M_z = \frac{d^2 M_i}{dz^2} \dots\dots\dots(3.30)$$

solusi persamaan 3.30 dengan asumsi  $M_z = A \sin kz + B \cos kz$  menghasilkan

$$M_z = A \sin kz + B \cos kz + f_1(z) \dots\dots\dots(3.31)$$

dengan  $f_1(z) =$  harga  $M_z$  yang memenuhi persamaan 3.30. bila  $M_z$  merupakan fungsi kontinu, harga  $M_z$  maksimum dapat dicari dengan differensial

$$\frac{dM_z}{dz} = 0 = Ak \cos kz - Bk \sin kz + \frac{df_1(z)}{dz} \dots\dots\dots(3.32)$$

pada kasus pembebanan yang umum dapat dibuktikan bahwa

$$\frac{df_1(z)}{dz} = 0$$

sehingga persamaan umum bagi  $M_z$  maksimum dapat ditentukan dari persamaan 3.32:

$$Ak \cos kz = Bk \sin kz \dots\dots\dots(3.33a)$$

atau

$$\operatorname{tg} kz = \frac{A}{B} \dots\dots\dots(3.33b)$$

pada  $M_z$  maksimum

$$\sin kz = \frac{A}{\sqrt{A^2 + B^2}} \dots\dots\dots(3.34a)$$

$$\cos kz = \frac{B}{\sqrt{A^2 + B^2}} \dots\dots\dots(3.34b)$$

substitusi persamaan 3.34a dan 3.34b ke persamaan 3.32

$$M_{z_{maks}} = \frac{A^2}{\sqrt{A^2 + B^2}} + \frac{B^2}{\sqrt{A^2 + B^2}} + f_1(z) \dots\dots\dots(3.35a)$$

atau

$$M_{z_{maks}} = \sqrt{A^2 + B^2} + f_1(z) \dots\dots\dots(3.35b)$$

### **Kasus 1 Momen-momen ujung tidak sama besar dan tanpa beban transversal**

Berdasarkan Gambar 3.12, momen primer  $M_i$  dapat dirumuskan sebagai

$$M_i = M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l_i} z \dots\dots\dots(3.36)$$

karena

$$\frac{d^2 M_i}{dz^2} = 0$$

persamaan 3.30 menjadi persamaan homogen sehingga  $f_1(z)$  dalam persamaan 3.31 sama dengan nol. Jadi, momen maksimum pada persamaan 3.35b adalah

$$M_{z_{maks}} = \sqrt{A^2 + B^2} \dots\dots\dots(3.37)$$

konstanta A dan B ditentukan dengan menerapkan syarat batas (kondisi ujung) pada persamaan 3.31. Persamaan umumnya adalah

$$M_z = A \sin kz + B \cos kz$$

Dan syaratnya adalah

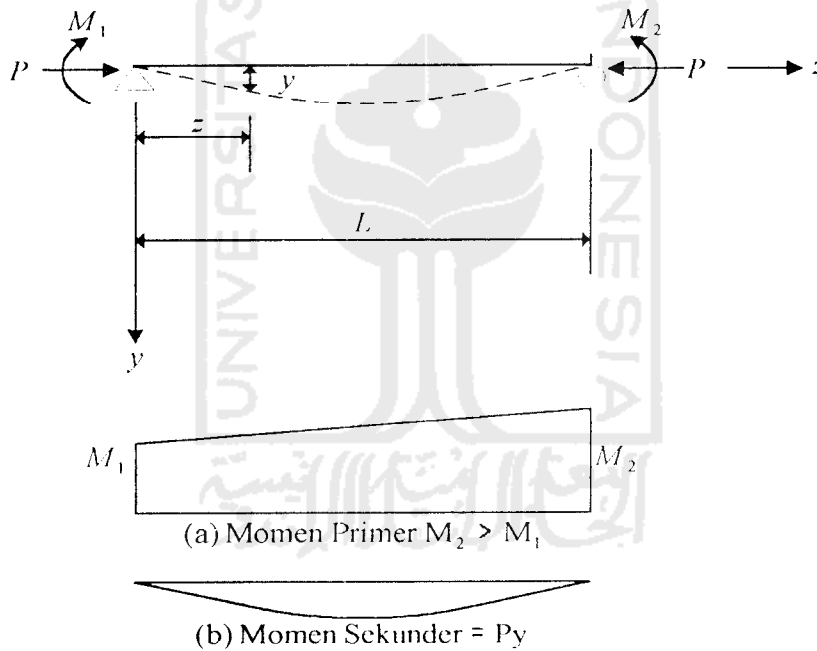
(1) di  $z = 0, M_z = M_1$

jadi,  $B = M_1$

(2) di  $z = L, M_z = M_2$

$$M_2 = A \sin kL + M_1 \cos kL$$

Jadi,  $A = \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL}$



**Gambar 3.12** Momen ujung tanpa beban transversal

sehingga

$$M_z = \left( \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \right) \sin kz + M_1 \cos kz \dots\dots\dots(3.38)$$

dan

$$M_{z \text{ maks}} = \sqrt{\left( \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \right)^2 + M_1^2} \dots\dots\dots(3.39a)$$

atau

$$M_{z_{maks}} = M_2 \sqrt{\frac{1 - 2(M_1/M_2) \cos kL + (M_1/M_2)^2}{\sin^2 kL}} \dots\dots\dots(3.39b)$$

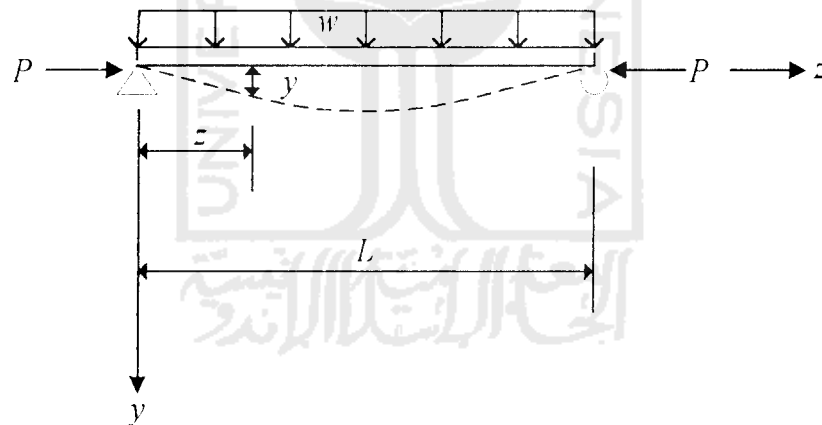
pernyataan di bawah tanda kurung pada persamaan 3.39b merupakan faktor pembesaran momen, jadi :

$$B_1 = \sqrt{\frac{1 - 2(M_1/M_2) \cos kL + (M_1/M_2)^2}{\sin^2 kL}} \dots\dots\dots(3.39c)$$

### Kasus 2 Beban transversal terdistribusi merata

Mengacu pada Gambar 3.13, momen primer  $M_i$  dapat dirumuskan sebagai

$$M_i = \frac{w}{2} z(L - z) \dots\dots\dots(3.39)$$



**Gambar 3.13** Beban transversal terdistribusi merata

Karena  $\frac{d^2 M_i}{dz^2} = -w$  maka  $f_1(z) \neq 0$ , dengan demikian diperlukan penyelesaian

husus. Andaikan penyelesaian khususnya adalah polinomial  $f_1(z) = C_1 + C_2 z$ ,

kemudian substitusi ke persamaan 3.16 didapat

$$\frac{d^2[f_1(z)]}{dz^2} = 0$$

$$0 + k^2(C_1 + C_2 z) = -w$$

didapat  $C_1 = -\frac{w}{k^2}$  dan  $C_2 = 0$  sehingga persamaan 3.31 menjadi

$$M_z = A \sin kz + B \cos kz = w k^2 \dots\dots\dots(3.40)$$

Dengan menetapkan syarat batas

(1) di  $z = 0$   $M_z = 0$

$$0 = B = w k^2$$

$$\text{jadi, } B = w k^2$$

(2) di  $z = L$   $M_z = 0$

$$0 = A \sin kL + (w k^2) \cos kL = (w k^2)$$

$$\text{jadi, } A = \frac{w}{k^2} \left( \frac{1 - \cos kL}{\sin kL} \right)$$

karena  $\frac{df_1(z)}{dz} = 0$

persamaan 3.20b menghasilkan momen maksimum

$$M_{z_{maks}} = \frac{w}{k^2} \sqrt{\left( \frac{1 - \cos kL}{\sin kL} \right)^2 + 1} = \frac{w}{k^2} \dots\dots\dots(3.41a)$$

atau

$$M_{z_{maks}} = \frac{w}{k^2} \left( \sec \frac{kL}{2} - 1 \right) \dots\dots\dots(3.42b)$$

atau

$$M_{z_{maks}} = \frac{wL^2}{8} \left( \frac{8}{(kL)^2} \right) \left( \sec \frac{kL}{2} - 1 \right) \dots\dots\dots(3.42c)$$

### Kasus 3 Momen-momen ujung sama besar dan tanpa beban transversal

Andaikan  $M_1 = M_2 = M$ , maka persamaan 3.40b dapat dinyatakan

$$M_{z_{maks}} = M \sqrt{\frac{2(1 - \cos kL)}{\sin^2 kL}} \dots\dots\dots(3.43a)$$

persamaan 3.30a dapat ditulis kembali dalam bentuk

$$M_{z_{maks}} = M \sqrt{\frac{2(1 - \cos kL)}{(1 - \cos^2 kL)}} \dots\dots\dots(3.43b)$$

atau

$$M_{z_{maks}} = M \sec (kL/2)$$

Yang dapat ditulis kembali dalam bentuk

$$M_{z_{maks}} = M \sqrt{\frac{1}{(1 - \cos kL/2)}} \dots\dots\dots(3.43c)$$

jadi faktor pembesaran akibat gaya tekan aksial adalah

$$B_1 = \sqrt{\frac{1}{(1 - \cos kL/2)}} \dots\dots\dots(3.44)$$

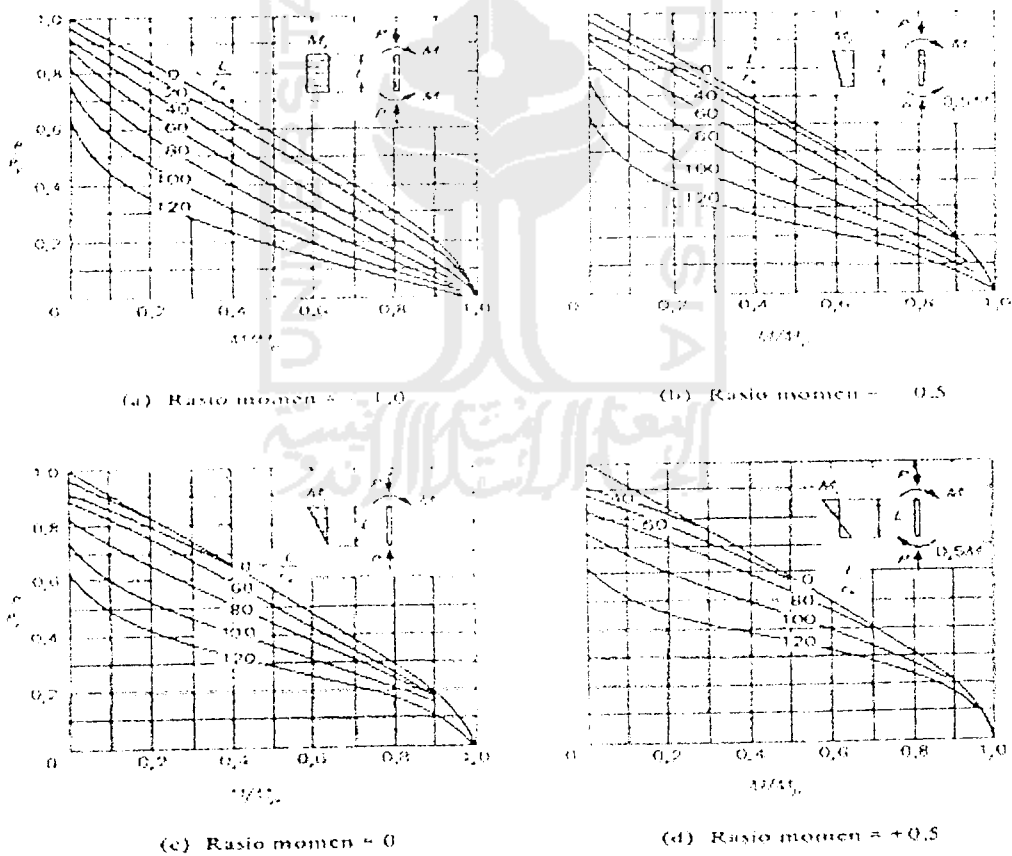
secara umum faktor pembesaran momen dinyatakan sebagai berikut

$$B_1 = \left( \frac{C_m}{1 - P/P_e} \right) \dots\dots\dots(3.45)$$

nilai  $C_m$  yang digunakan AISC adalah

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots(3.46)$$

Penyelesaian persamaan differensial untuk batang yang memikul kombinasi tekanan aksial dan momen lentur diatas menunjukkan bahwa pengaruh gaya aksial dan momen tidak dapat dihitung secara terpisah dan kemudian digabungkan dengan superposisi karena hubungannya tidak linier. Rumus Spesifikasi AISC untuk balok-kolom diambil dari persamaan interaksi, persamaan ini mendekati kelakuan yang sebenarnya karena memperhitungkan keadaan stabilitas yang biasanya dijumpai. Kurva interaksi pada Gambar 3.7 akan didekati oleh persamaan interaksi yang sederhana.



Gambar 3.7 Kurva interaksi kekuatan batas (Salmon dan Johnson, 1995 : 105)

### Kasus 1 Tanpa Ketidak-stabilan

Kurva paling atas pada Gambar 3.14 dimana ketidak-stabilan tidak dapat terjadi yakni  $KL/r = 0$  dapat didekati dengan

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1,18M_p} = 1,0 \quad \dots\dots\dots(3.47)$$

dimana  $M/M_p \leq 1,0$ ,  $P_y = A_g F_y$  dan  $M_p$  = momen plastis untuk semua keadaan yang tidak tertekuk secara dini.

### Kasus 2 Ketidak-stabilan pada Bidang Lentur

Kurva interaksi untuk berbagai kombinasi momen dan harga  $L/r_x$  pada Gambar 3.14 dapat didekati dengan

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M_E}{M_p \{1 - P/P_e\}} = 1,0 \quad \dots\dots\dots(3.48)$$

dimana  $P_{cr}$  = kekuatan tekuk akibat beban aksial berdasarkan angka kelangsingan

$$P_e = \pi^2 EI/L^2$$

$M_E$  = momen ekuivalen, didapat dari substitusi persamaan 3.43a dengan

$M$  sama dengan  $M_E$  ke persamaan 3.35b menghasilkan

$$M_E = M_2 \sqrt{\frac{\{M_1/M_2\}^2 - 2\{M_1/M_2\} \cos kl + 1}{2\{1 - \cos kl\}}} \quad \dots\dots\dots(3.49)$$

Persamaan interaksi secara umum untuk semua kasus ketidak-stabilan pada bidang lentur dengan mengganti  $M_E$  menjadi  $C_m M_i$  pada persamaan 3.43 dapat ditulis sebagai

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M_i}{M_p \{1 - P/P_e\}} = 1,0 \quad \dots\dots\dots(3.50)$$



### Kasus 3 Ketidak-stabilan karena Tekuk Puntir Lateral

Tekuk puntir lateral sebagai balok dapat terjadi pada momen yang lebih kecil dari momen plastis ( $M_p$ ), sehingga  $M_p$  pada persamaan 3.50 perlu diganti dengan  $M_m$  dan didapat

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M_i C_m}{M_m [1 - P/P_{cr}]} = 1,0 \dots\dots\dots(3.51)$$

dengan  $P$  = beban tekan aksial yang bekerja

$M_i$  = momen lentur utama yang bekerja

$P_{cr} = A_g K_{cr}$

$M_m$  = daya tahan momen maksimum bila beban aksial tidak bekerja

### 3.8 Hubungan Beban - Lendutan

Lynn s. beedle (1958), menyimpulkan bahwa balok dukungan sederhana yang diberi beban memiliki satu yang momennya maksimum. Makin besar beban yang diberikan, makin besar pula momennya. Jika beban besar, material akan terdeformasi semakin cepat dan defleksinya semakin besar.

Metode analisa struktur dapat dipakai menghitung lendutan penampang dengan momen inersia dan variabel pada struktur statis tertentu maupun tak tentu, secara umum, lendutan maksimum pada batang elastis dapat dinyatakan sebagai:

$$\Delta = \alpha \frac{WL^3}{EI} \dots\dots\dots(3.52)$$

Tampak bahwa semakin panjang batang, lendutan yang terjadi semakin besar, dengan  $w$  beban total,  $L$  panjang bentang,  $E$  modulus sitas,  $I$  momen inesia, dan  $\alpha$  merupakan derajat jepitan di tumpuan.

### 3.9 Hipotesis

Berdasarkan uraian hubungan lendutan dengan beban, batang kukuh akan memperkecil jarak lendutan pada rafter, semakin besar panjang batang kukuh semakin kecil lendutan yang terjadi, maka batang kukuh sangat diperlukan untuk meningkatkan kapasitas gable frame, sehingga lebih efisien dan ekonomis tanpa menambah besar profil gable frame. Dengan demikian dapat diasumsikan, bahwa penambahan batang kukuh pada gable frame bentukan dingin akan meningkatkan kapasitas.

