

4.1. PENGANTAR

Beam-column adalah batang yang memikul kombinasi beban tekan axial dan momen lentur sekaligus. Dalam kasus tertentu, di mana pengaruh salah satu beban ini relatif kecil sehingga boleh diabaikan, maka elemen struktur ini lalu dianggap sebagai batang tekan atau balok. Kedua jenis elemen tersebut masing-masing dibicarakan dalam bab 3 dan bab 5.

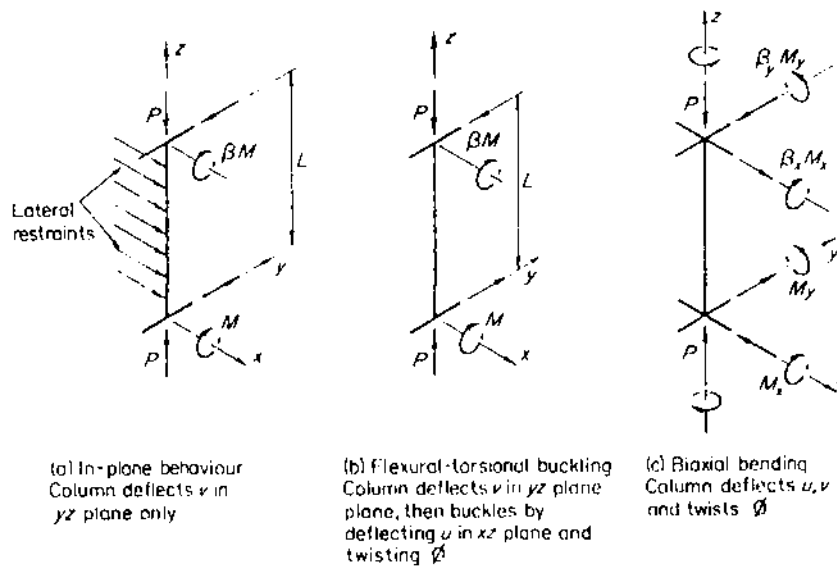
Untuk memudahkan pembahasan maka beam-column dianggap sebagai bagian terisolir dari struktur bangunan dan dibagi menjadi (lihat gambar 4.1) :

- a. Beam-column yang melentur terhadap sumbu kuatnya saja dan dicegah terhadap lateral torsional buckling (kip).
- b. Beam-column dengan bahaya lateral torsional buckling.
- c. Beam-column yang mengalami lentur biaxial.

Dalam bab ini akan dibahas rumus perencanaan beam-column, baik dengan metode perhitungan elastis maupun metode plastis. Pada metode elastis, persamaan dasar diturunkan berdasarkan analisa matematis. Sedang pada metode plastis, penurunan rumus matematisnya adalah rumit (di luar pembahasan tulisan ini) karena kekuatan ultimate beam-column pada umumnya dicapai ketika penampangnya sudah inelastis (elastis-plastis)[1, 4] . Oleh karenanya maka rumus interaksinya diturunkan berdasarkan kurva-kurva interaksi hasil penelitian para ahli [1, 3, 4].

Rumus-rumus interaksi, baik elastis maupun plastis diturunkan berdasarkan keadaan ujung-ujung batang yang tidak bergoyang, sehingga bagi kolom yang merupakan elemen dari portal bergoyang, rumus-rumus ini perlu dimodifikasi. Hal ini akan dibicarakan dalam artikel 4.5.

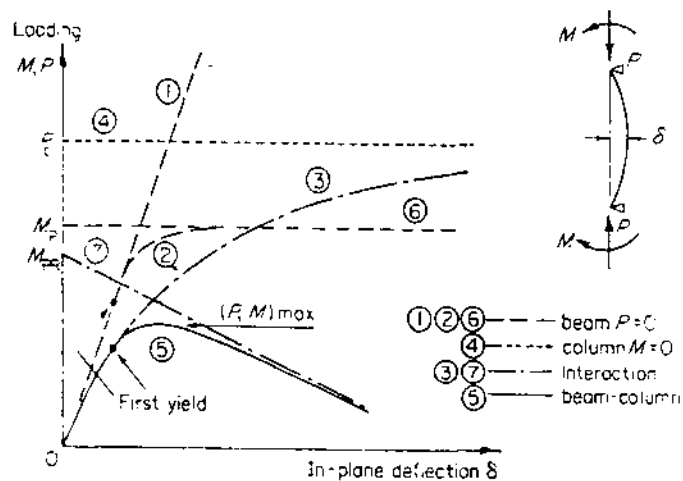
Panjang tekuk batang untuk menentukan faktor tekuk ω dapat ditentukan seperti pada artikel 3.5. Tegangan kip yang diijinkan $\bar{\sigma}_{kip}$ ditentukan seperti pada bab 5.



Gambar 4.1

4.2. KELAKUAN BEAM-COLUMN YANG MELINTUR DALAM SATU BIDANG

Jika deformasi suatu beam-column dibatasi dalam bidang lenturnya saja (Gambar 4.1.a), maka kelakuannya akan merupakan interaksi antara kelakuan balok lentur dan batang tekan.



Gambar 4.2

Pada gambar 4.2 :

kurva 1 menunjukkan kelakuan linear dari suatu balok lentur,
 kurva 6 adalah batas plastis balok pada momen plastis M_p ,
 kurva 2 merupakan transisi elastis-plastis balok,
 kurva 4 adalah batas tekuk elastis batang tekan pada beban tekuk kritis F_k ,
 kurva 3 merupakan interaksi antara lentur dan tekuk batang dalam daerah elastis,
 kurva 7 merupakan interaksi antara momen lentur dan gaya tekan axial yang mengakibatkan seluruh penampang batang menjadi plastis.

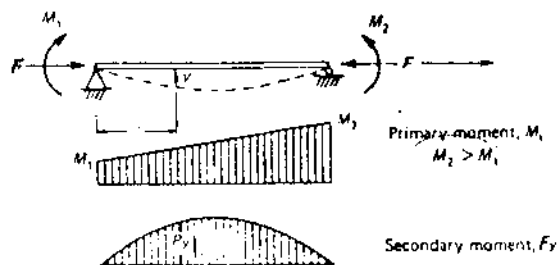
Kelakuan beam-column dinyatakan dengan kurva 5, yang merupa

kan interaksi antara kurva 3 (elastis) dan kurva 7 (plastis)

4.2.1. BEAM-COLUMN ELASTIS

4.2.1.1. RUMUS INTERAKSI

Analisa elastis ini didasarkan atas anggapan bahwa material mempunyai hubungan tegangan-regangan bilinear (gambar 1.1) dan beam-column telah runtuh bila serat terluar penampang yang menerima beban terbesar telah mencapai tegangan lelehnya.



Gambar 4.3

Gambar 4.3. adalah sebuah batang yang menerima beban normal dan momen lentur pada kedua ujungnya.

Dari syarat keseimbangan, diketahui:

$$M_x = M_i + Fy = -EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad (4.1)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{F}{EI} y = -\frac{M_i}{EI}$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} + \frac{F}{EI} \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2M_i}{dx^2} \quad (4.2)$$

di mana M_i = momen primer akibat beban luar.

Dari pers.(4.1) diperoleh:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI} \quad \text{atau} \quad \frac{d^4y}{dx^4} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2M_x}{dx^2}$$

Apabila persamaan ini disubstitusikan ke pers.(4.2) maka

$$-\frac{1}{EI} \frac{d^2M_x}{dx^2} - \frac{F}{EI} \frac{M_x}{EI} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2M_1}{dx^2}$$

disederhanakan dengan $k^2 = F/EI$, maka persamaan menjadi

$$\frac{d^2M_x}{dx^2} + k^2 M_x = \frac{d^2M_1}{dx^2} \quad (4.3)$$

Penyelesaian persamaan defferential (4.3) ini ialah:

$$M_x = A \sin kx + B \cos kx + f_1(x) \quad (4.4)$$

di mana $f_1(x)$ = harga M_x yang harus memenuhi pers.(4.3)

Momen maximum akan diperoleh bila:

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 = Ak \cos kx - Bk \sin kx + \frac{df_1(x)}{dx} \quad (4.5)$$

Untuk kasus pembebanan pada umumnya, seperti beban terpusat, beban terbagi rata, momen lentur pada ujung-ujung batang atau kombinasinya, akan diperoleh:

$$\frac{df_1(x)}{dx} = 0$$

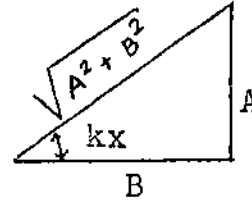
sehingga pers.(4.5) menjadi

$$A.k.\cos kx = B.k.\sin kx$$

$$\tan kx = A/B$$

$$\sin kx = \frac{A}{\sqrt{A^2 + B^2}}$$

$$\cos kx = \frac{B}{\sqrt{A^2 + B^2}}$$



Substitusi nilai-nilai $\sin kx$ dan $\cos kx$ di atas ke pers.(4.4) menghasilkan persamaan umum bagi momen maximum pada batang,

$$\begin{aligned} M_x \max &= \frac{A^2}{\sqrt{A^2 + B^2}} + \frac{B^2}{\sqrt{A^2 + B^2}} + f_1(x) \\ &= \sqrt{A^2 + B^2} + f_1(x) \end{aligned} \quad (4.6)$$

KASUS 1. $M_1 \neq M_2$:

$$\text{Momen primer } M_i = M_1 + \frac{x}{L}(M_2 - M_1)$$

Karena $d^2M_i/dx^2 = 0$, maka pada pers.(4.4) $f_1(x) = 0$.

Momen maximum pada pers.(4.6) menjadi:

$$M_x \max = \sqrt{A^2 + B^2}$$

Konstanta A dan B dapat dicari dengan memasukkan syarat-syarat batas pada pers.(4.4),

$$M_x = A \sin kx + B \cos kx$$

$$\text{Untuk } x = 0, \text{ maka } M_x = M_1 \longrightarrow B = M_1$$

$$\text{Untuk } x = L, \text{ maka } M_x = M_2 \longrightarrow A = \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL}$$

sehingga:

$$M_x = \left(\frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \right) \sin kL + M_1 \cos kL$$

Momen maximum pada beam-column adalah:

$$\begin{aligned} M_x \max &= \sqrt{\left(\frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \right)^2 + M_1^2} \\ &= M_2 \sqrt{\frac{1 - 2(M_1/M_2) \cos kL + (M_1/M_2)^2}{\sin^2 kL}} \quad (4.7) \end{aligned}$$

KASUS 2, $M_1 = M_2$:

Dengan mensubstitusikan $M_1 = M_2 = M$ pada pers.(4.7) maka momen maximum untuk kasus ini ialah:

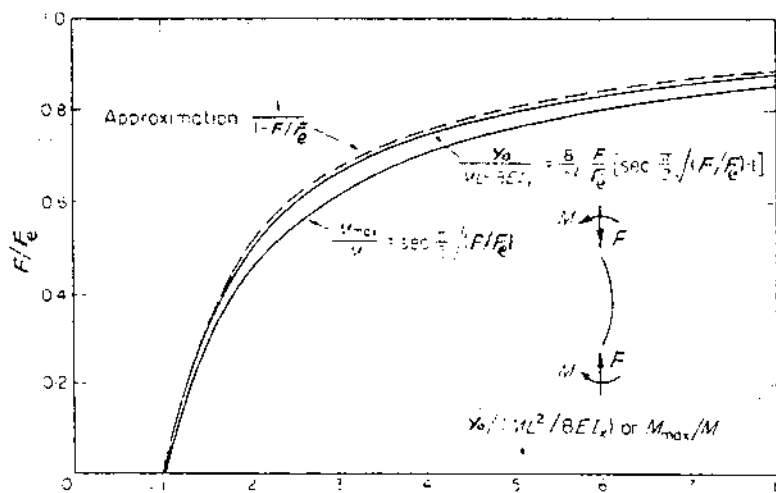
$$\begin{aligned} M_x \max &= M \sqrt{\frac{2(1 - \cos kL)}{\sin^2 kL}} \\ &= M \sqrt{\frac{2(1 - \cos kL)}{1 - \cos^2 kL}} \\ &= M \left(\frac{1}{\cos kL/2} \right) \\ &= M \sec \frac{kL}{2} \\ &= M \sec \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{F}{F_e}} \right) \quad (4.8) \end{aligned}$$

Secara non-dimensi, pers.(4.8) dilukiskan dalam gambar 4.4, ternyata kurva tersebut didekati secara baik sekali oleh faktor $1/(1 - F/F_e)$. Jadi pers. (4.8) secara pendekatan dapat ditulis:

$$M_{\max} = \frac{1}{1 - F/F_e} M$$

$$M_{\max} = \frac{n}{n - 1} M \tag{4.9}$$

di mana $n = F_e/F = \frac{\pi^2 EI}{FL^2}$

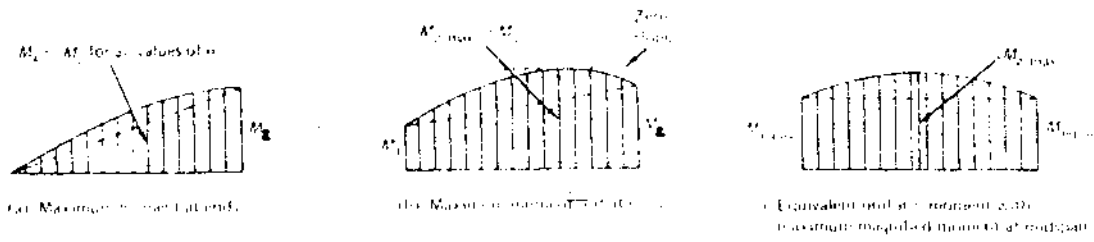


Gambar 4.4

Pers.(4.7) bagi kasus 1, $M_1 \neq M_2$, merupakan rumus yang panjang dan tidak praktis. Untuk tujuan perencanaan, persamaan tersebut dapat disederhanakan dengan konsep momen uniform ekuivalen,

$$M_{ek} = M_2 \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 - 2(M_1/M_2) \cos kL + 1}{2(1 - \cos kL)}} \tag{4.10}$$

yang didapat dari pers.(4.7) dibagi pers.(4.8), dengan momen M pada pers.(4.8) sama dengan M_{ek} .

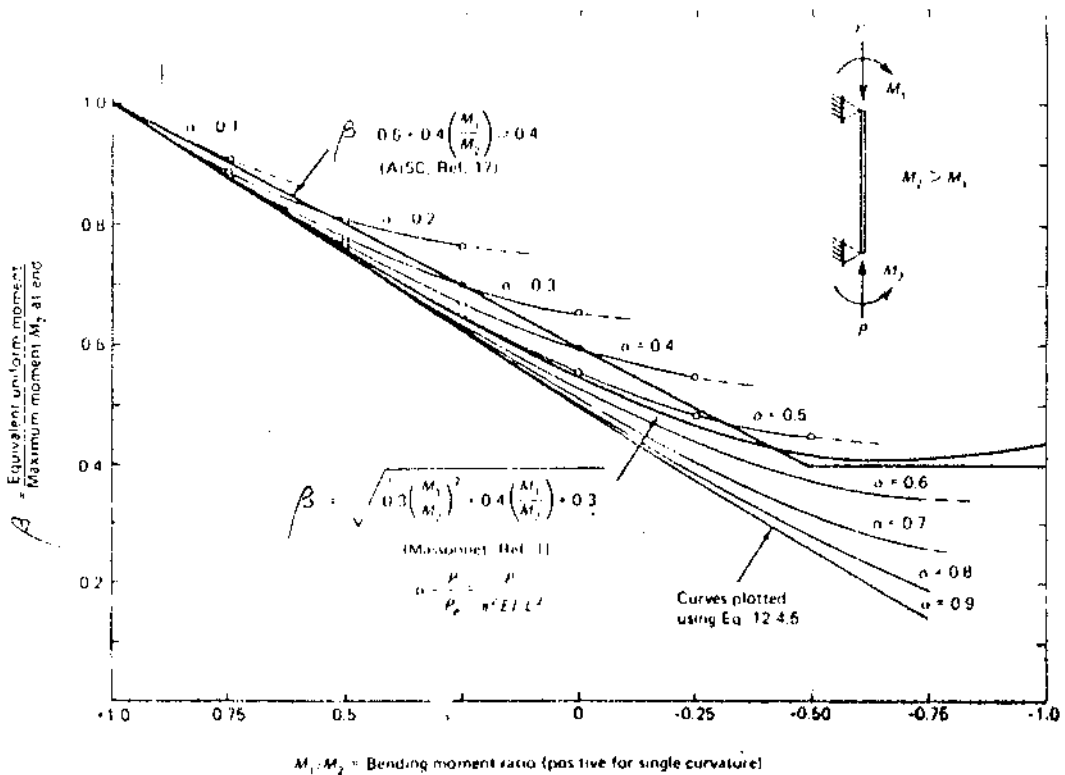


Faktor ekivalen adalah:

$$\beta = \frac{M_{ek}}{M_2} = \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 - 2(M_1/M_2)\cos kL + 1}{2(1 - \cos kL)}} \quad (4.11)$$

Untuk praktisnya, oleh Massonet dan AISC Specification [2] faktor ekivalensi ini dianggap cukup aman jika diambil pendekatan:

$$\beta = 0,6 + 0,4(M_1/M_2) \geq 0,4 \quad (4.12)$$



Gambar 4.4.a

dengan:

$$|M_1| < |M_2|$$

Jadi momen maximum secara sederhana dapat ditulis:

$$M_{\max} = \beta \frac{n}{n-1} M_2 \quad (4.13)$$

Persyaratan tegangan kini dapat ditulis:

$$\frac{\omega_x F}{A} + \beta_x \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.14)$$

Pada ujung-ujung kolom, beban-beban yang bekerja harus memenuhi syarat:

$$\frac{F}{A} + \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.15)$$

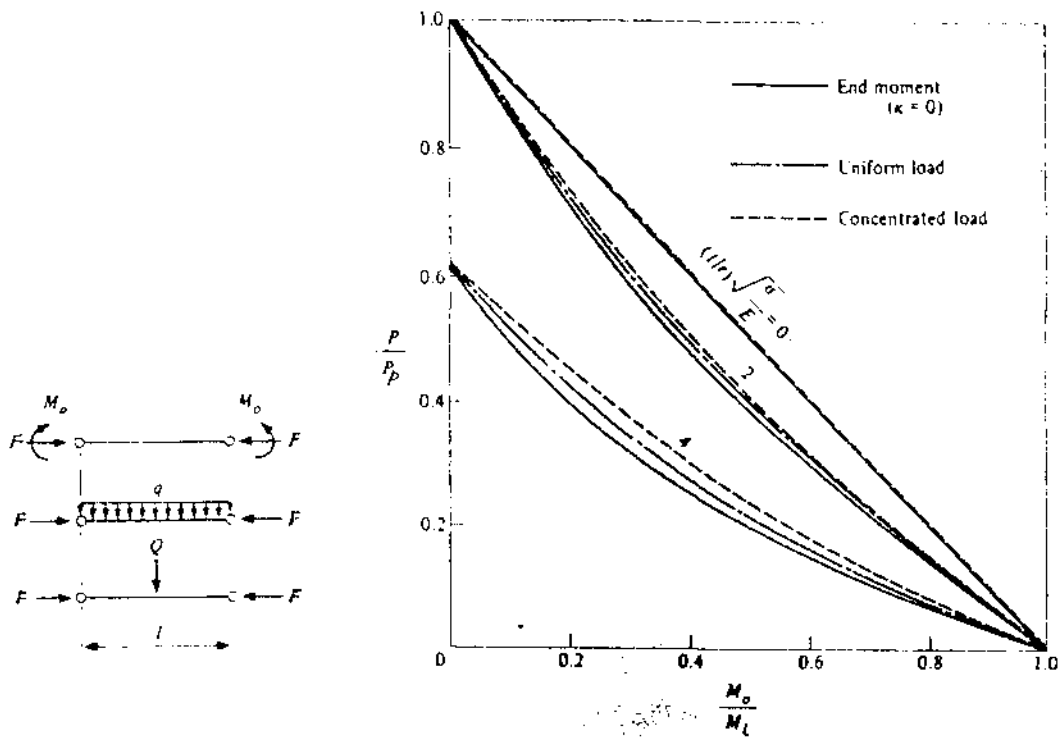
Kontrol terhadap tekuk kearah tegak lurus sumbu lemah Y:

$$\omega_y \frac{F}{A} \leq \bar{\sigma} \quad (4.16)$$

4.2.1.2. PENGARUH BEBAN LINTANG

Rumus interaksi di atas telah diturunkan berdasarkan keadaan di mana pada ujung-ujung batang hanya bekerja beban lentur dan beban normal. Apabila sepanjang batang tersebut juga bekerja beban lintang (terpusat atau terbagi rata), rumus di atas ternyata masih sesuai dan dapat digunakan.

Ini terbukti dari kurva interaksi di bawah ini (diambil dari "Theory of Beam-Column" Volume I - W.F.Chen and T.Atsuta) [11]. Jika pada batang tersebut bekerja sekaligus momen lentur pada ujung batang dan beban lintang sepanjang batang, maka berlaku prinsip superposisi.


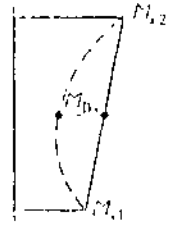
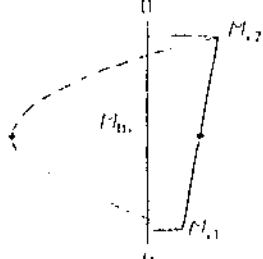
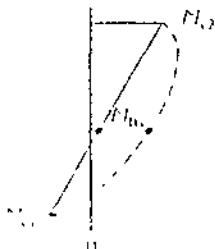
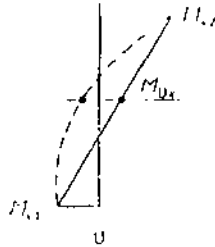
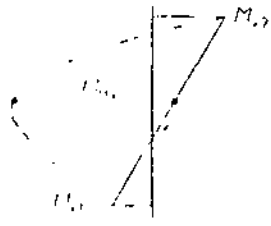


Gambar 4.5

Persyaratan tegangan menjadi:

$$\frac{\omega_x F}{A} + \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{|\beta_x M_{x2} + M_{Dx}|}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.17)$$

di mana M_{Dx} adalah momen lentur lapangan terbesar akibat beban lintang yang tegak lurus sumbu X, dengan anggapan kedua ujung kolom berupa sendi. Apabila $|M_{Dx}| \leq |2M_{x2}|$ pada pers. (4.17) di atas, maka M_{Dx} tidak diperhitungkan.

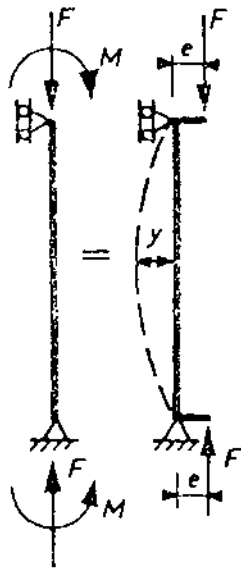
Bidang Momen	Pers.(4.61)	Pers.(4.62)
	$ \beta_x M_{x2} + M_{Dx} $	$ M_{x2} + M_{Dx} $
	$ \beta_x M_{x2} + 0 $ $ M_{Dx} \leq 2M_{x2} $	$ M_{x2} + 0 $
	$ \beta_x M_{x2} + M_{Dx} $ $ M_{Dx} > 2M_{x2} $	$ M_{x2} + M_{Dx} $
	$ \beta_x M_{x2} + M_{Dx} $	$ M_{x2} + M_{Dx} $
	$ \beta_x M_{x2} + 0 $ $ M_{Dx} \leq 2M_{x2} $	$ M_{x2} + 0 $
	$ \beta_x M_{x2} + M_{Dx} $ $ M_{Dx} > 2M_{x2} $	$ M_{x2} + M_{Dx} $

Gambar 4.6

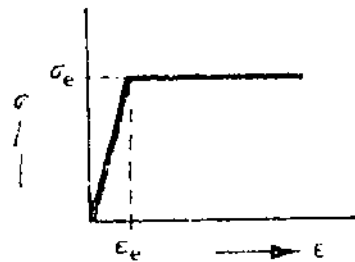
4.2.2. BEAM-COLUMN PLASTIS

Suatu estimasi batas atas (upper bound estimate) terhadap daya dukung beam-column yang dibebani lentur pada arah sumbu kuatnya (gambar 4.1.a) dapat ditentukan dari kombinasi momen lentur M'_p dan gaya tekan axial F , yang mengakibatkan seluruh penampang batang menjadi plastis.

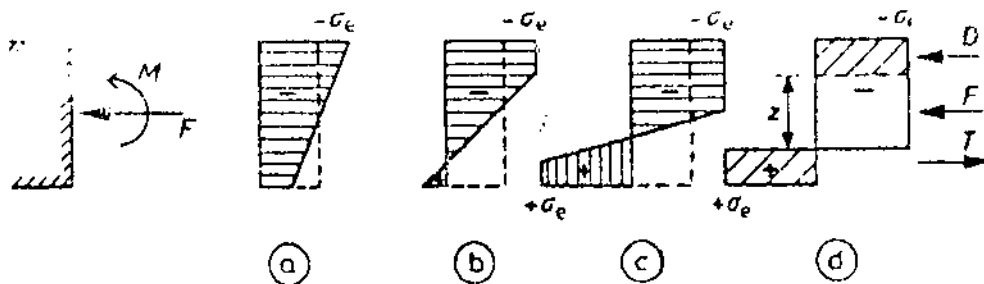
(gambar 4.9.d)



Gambar 4.7



Gambar 4.8



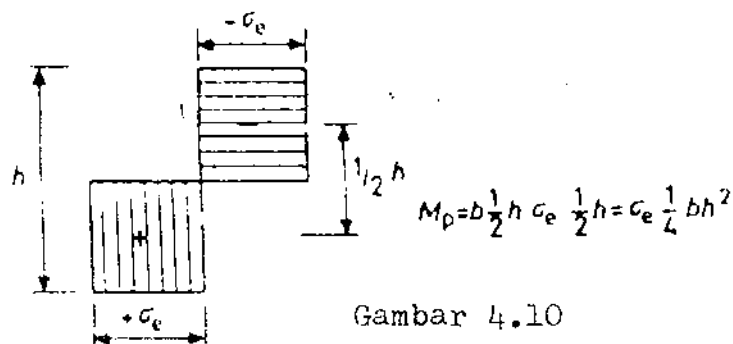
Gambar 4.9

Untuk penampang yang berbentuk persegi (gambar 4.9.d)

$$F = b \cdot z \cdot \sigma_1 \quad \longrightarrow \quad z = F / (b \sigma_1)$$

$$\begin{aligned} M'_p &= \left(\frac{h-z}{2}\right) b \sigma_1 \left(\frac{h+z}{2}\right) \\ &= \frac{1}{4} b h^2 \sigma_1 \left(1 - \frac{F^2}{\sigma_1^2 b^2 h^2}\right) \end{aligned} \quad (4.18)$$

Term $\frac{1}{4} b h^2 \sigma_1$ sama dengan momen plastis penampang (semua serat penampang leleh) tanpa gaya normal F (gambar 4.10).



Gambar 4.10

Beban tekan axial maximum yang dapat dipikul oleh penampang batang adalah,

$$F_p = A \sigma_1 = b h \sigma_1 \quad (4.19)$$

Dengan mensubstitusikan pers.(4.19) ke pers.(4.18), maka

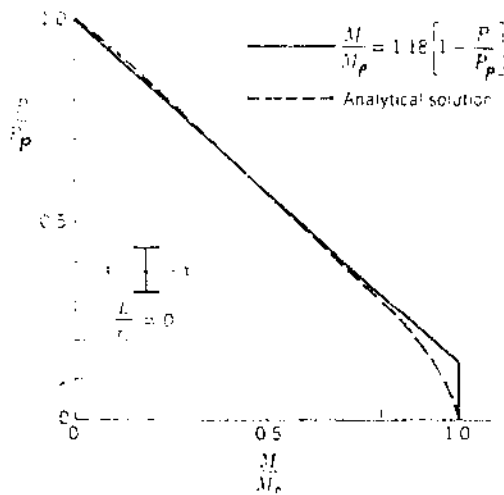
$$M'_p = M_p \left(1 - F^2 / F_p^2\right) \quad (4.20)$$

Apabila penampang berbentuk I, maka secara pendekatan (ASCE No.41, New York)[1],

$$M'_p = 1,18 M_p (1 - F/F_p) \quad \text{untuk } F > 0,15 F_p \quad (4.21.a)$$

$$M'_p = M_p \quad \text{untuk } F < 0,15 F_p \quad (4.21.b)$$

Variasi kombinasi F dan M'_p yang mengakibatkan seluruh penampang batang leleh, dilukiskan dalam gambar 4.11



Gambar 4.11

Kombinasi ini hanya berlaku bagi beam-column yang sangat pendek. Pada batang yang langsing, instabilitas telah terjadi sebelum seluruh penampang menjadi plastis, di samping itu dalam batang juga timbul momen tambahan akibat efek F-f. Jadi pers.(4.20) dan pers.(4.21) merupakan batas atas daya dukung beam-column.

masi y secara pendekatan dapat dicari dari persamaan:

$$y = \frac{1}{(1 - F/F_e)} e \quad (4.23)$$

yang dilukiskan dengan kurva II dalam gambar 4.12.

Jika $F = 0$, maka $y = e$

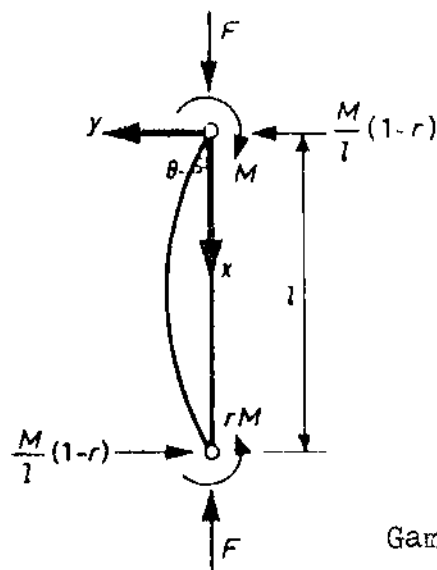
$F = F_e$, maka $y = \infty$

Tetapi harga y pada pers.(4.23) tidak mungkin lebih besar dari pada harga y yang diberikan oleh pers.(4.22) (kurva I) karena yang terakhir ini seluruh penampangnya telah leleh. Dari anggapan ini maka kolom harus berkelakuan menurut garis II-A-C-D-I. Akan tetapi perubahan mendadak yang terjadi di titik C, dari penampang yang elastis penuh ke penampang yang plastis penuh tidaklah benar. Dalam kenyataannya perubahan ini terjadi berangsur-angsur. Jadi mengikuti kurva A-B-D , di mana penampang batang berada dalam daerah elasto - plastis.

Dari uraian di atas, jelaslah bahwa suatu beam-column pada umumnya mencapai kekuatan ultimatanya pada beban yang besarnya antara beban kritis elastis (serat terluar mulai leleh) dan beban kritis plastis (seluruh penampang leleh). Kedua beban kritis tersebut telah dibahas dalam artikel 4.2.1 dan 4.2.2. Bila dikehendaki estimasi yang tepat atas kekuatan ultimate beam-column, diperlukan analisa elastis-plastis. Oleh karena analisa demikian adalah rumit, maka oleh beberapa ahli (Campus, Massonet, Austin, Tim Riset Le-

high Univ.) [1,2] telah dikembangkan kurva-kurva interaksi guna menentukan daya dukung ultimate suatu beam-column.

Gambar 4.13 adalah beam-column yang menerima beban tekan axial F yang konstan dan momen lentur M dan rM yang terus bertambah sampai batang runtuh. Kedua ujung batang tidak bergoyang dan batang dicegah terhadap lateral torsional buckling.



Gambar 4.13

Dalam daerah elastis, berlaku syarat keseimbangan:

$$-EI \frac{d^2y}{dx^2} = Fy + M - \frac{M}{L} (1 - r) x \quad (4.24)$$

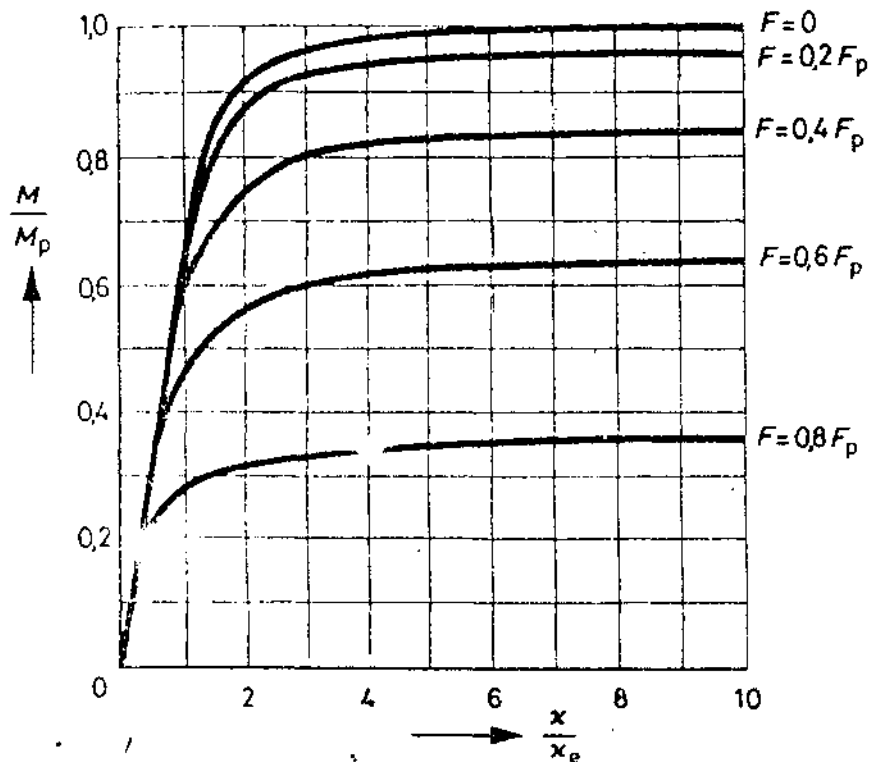
Dari persamaan defferential ini hubungan antara M dan y dapat dicari, sehingga hubungan M dan θ dapat ditentukan (θ adalah sudut rotasi pada ujung batang). Jadi diagram M - F - θ dalam daerah elastis dapat dibuat.

Apabila momen ujung diperbesar sampai sebagian serat penampang leleh, syarat keseimbangan menjadi:

$$Fy + M - \frac{M}{L} (1 - r) x = - f \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right) \quad (4.25)$$

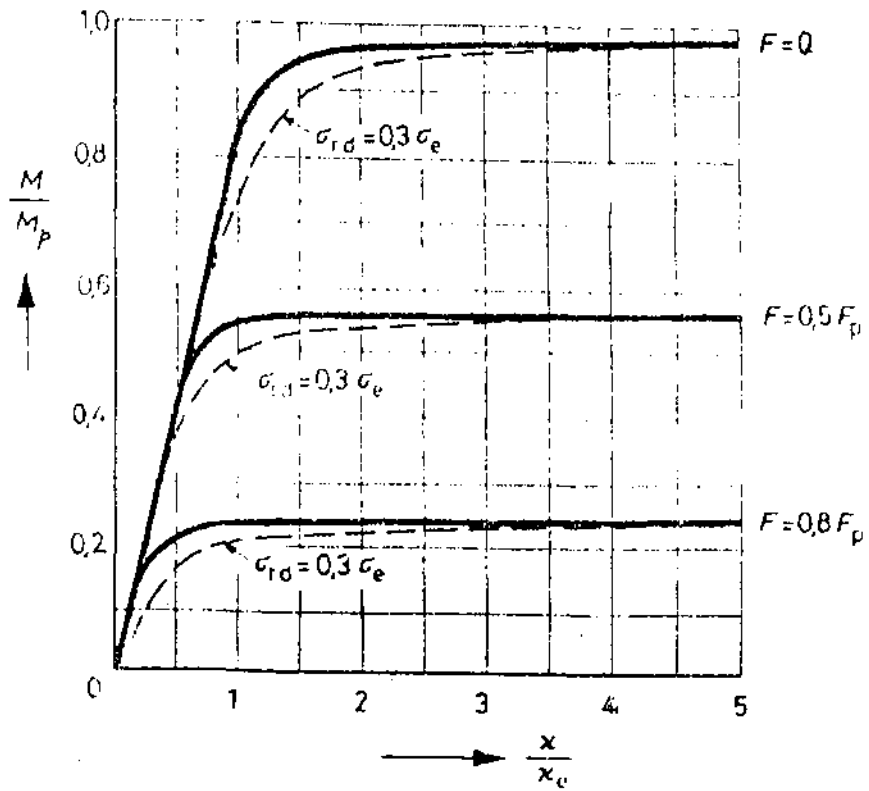
di mana fungsi f menyatakan hubungan antara momen dan lengkung (F konstan) beam-column dalam daerah elasto-plastis. Pers.(4.25) tidak lagi dapat diselesaikan secara matematis klasik, akan tetapi harus secara numerik atau grafis. Penyelesaian dengan metode komputer juga telah dikembangkan pada akhir-akhir ini [1].

Dalam gambar 4.14 hubungan ini dinyatakan dengan diagram $M-F-x$, masing-masing untuk penampang persegi dan I.



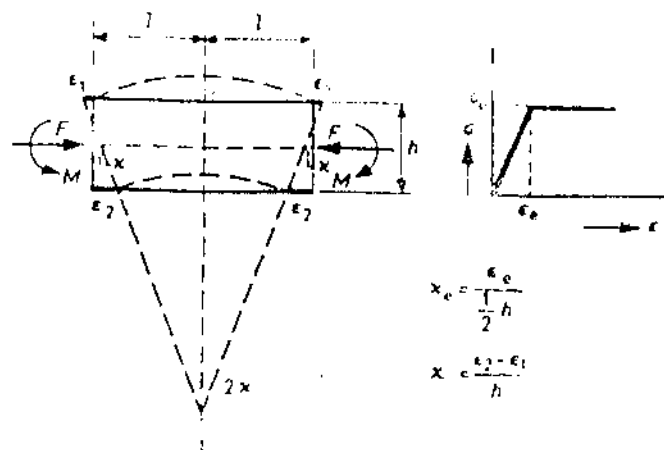
Gambar 4.14.a

diagram $M-F-x$ untuk penampang persegi



Gambar 4.14.b

diagram M-F-x untuk penampang berbentuk I



Gambar 4.14.c

Dari diagram M-F-x ini dapat digambarkan diagram M-F- θ yang menyatakan hubungan antara momen lentur M dan sudut rotasi θ , pada nilai F dan λ tertentu. Jadi momen lentur maximum yang dapat dipikul oleh beam-column dapat ditentukan (lihat gambar 4.15).

Pembuatan diagram M-F- θ ini secara numerik dapat diikuti dalam buku "Structural Steel Design" - Lambert Tall [4]. Dalam bagian ini akan diuraikan pembuatan diagram M-F- θ secara grafis.

Ikutilah gambar 4.16 ;

- a. Dipilih batang dengan angka kelangsingan λ , momen-momen ujung M dan rM serta beban normal F tertentu yang konstan.
- b. Sebagai pendekatan awal, gambarlah garis lenturnya sama dengan garis lentur batang akibat momen-momen ujung M dan rM saja.
- c. Batang dibagi dalam sejumlah interval s. Besarnya momen pada titik-titik diskrit interval ini (M_1, M_2, M_3, \dots) ditentukan:

$$M_x = Fy + M - \frac{Mx}{L} (1 - r)$$

- d. Dengan pertolongan diagram M-F-x yang berlaku bagi penampang batang yang bersangkutan (gambar 4.14.a dan b), besarnya lengkungan x_1, x_2, x_3, \dots pada titik-titik diskrit dapat ditentukan.
- e. Melalui titik-titik lengkung ini ditarik garis lentur baru dan dibandingkan dengan garis lentur yang telah dibu

at sebelumnya.

- f. Apabila garis lentur baru ini belum sesuai dengan garis lentur yang ditarik sebelumnya, maka langkah-langkah c-d-e perlu diulangi dengan menggunakan garis lentur baru sebagai titik tolak.

Prosedur ini harus diulangi sampai garis lentur pada proses iterasi terakhir dan sebelumnya konvergen.

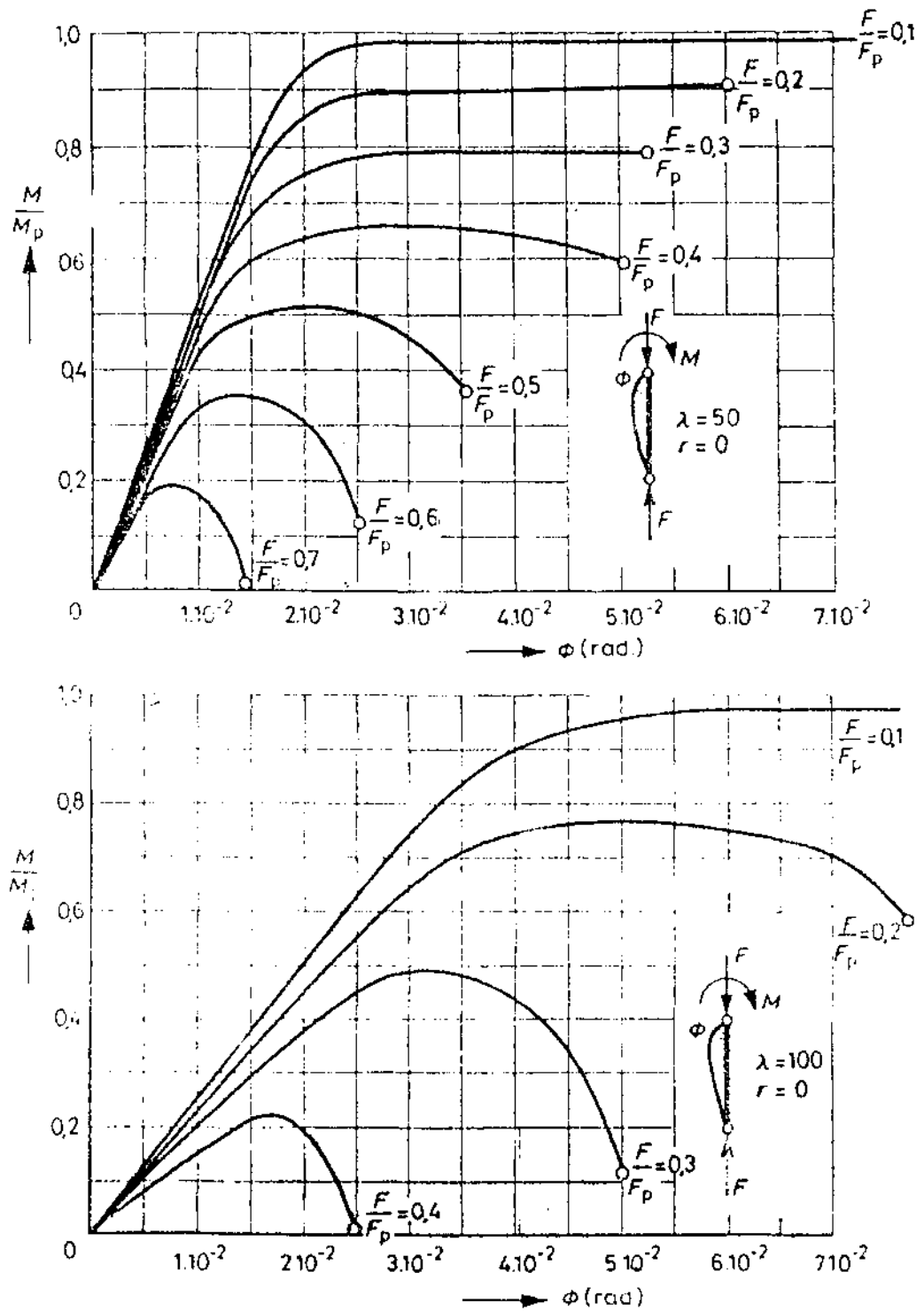
- g. Pada akhirnya sudut rotasi θ pada ujung batang dapat ditentukan.
- h. Dengan memilih harga M yang baru bagi batang yang bersangkutan, langkah b. sampai g. diulangi lagi, sampai seluruh diagram $M-F-\theta$ tergambar.

Jadi bagi suatu batang yang penampang dan panjangnya tertentu, dapat dibuat diagram $M-F-\theta$ dengan beban normal F yang bervariasi.

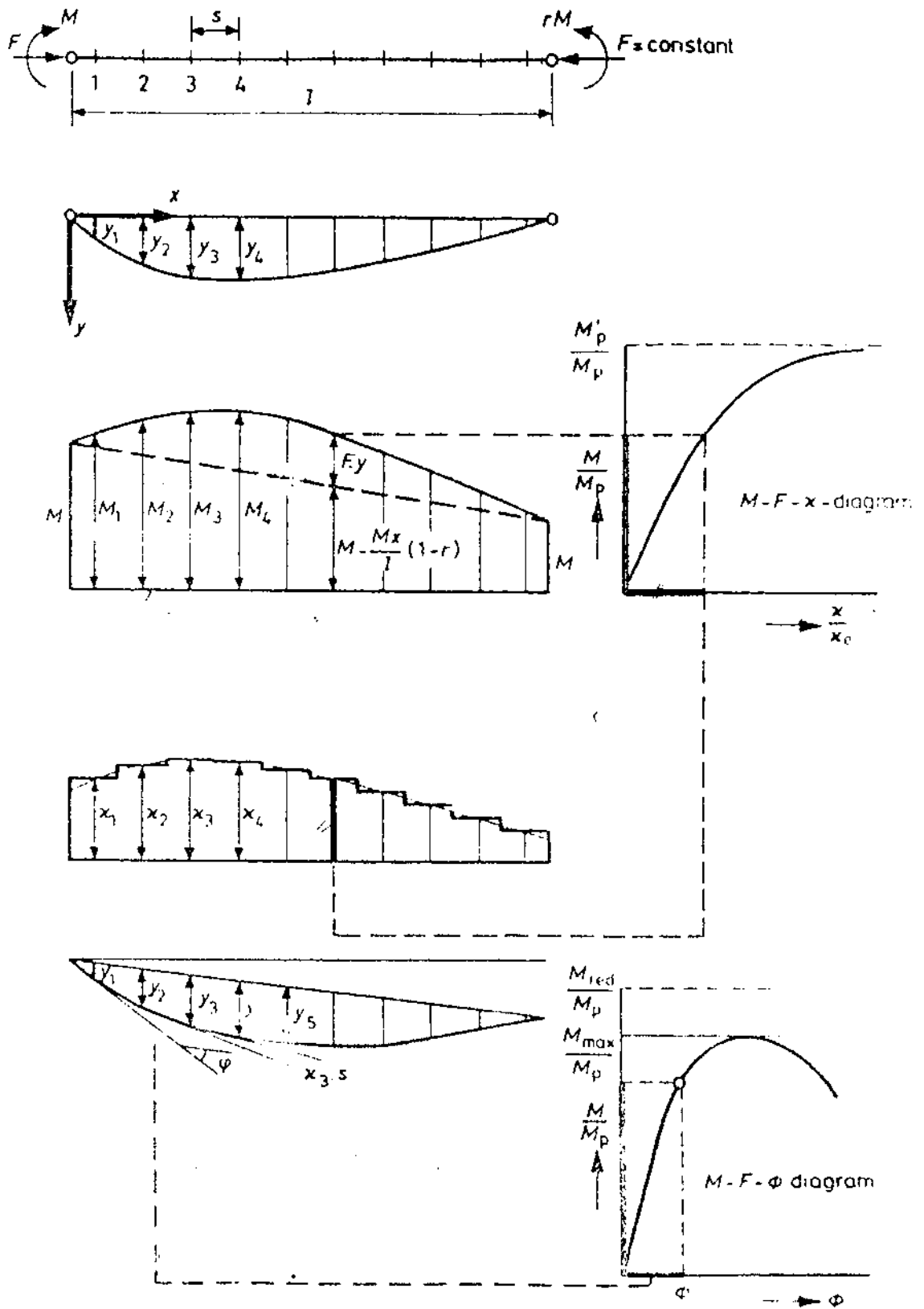
Oleh Tim Riset IBBI-TNO, telah dihitung diagram $M-F-\theta$ bagi berbagai profil wals (roll section) Eropah [11], berdasarkan anggapan-anggapan:

- a. Bahan mempunyai diagram tegangan-regangan bilinear (gambar 4.8)
- b. Tegangan residu maximum rata-rata adalah $0,3\sigma_1$.
- c. Lendutan awal (initial curvature) berupa kurva sinus dan dipilih sedemikian rupa sehingga untuk kasus $M = 0$, kekuatan normal yang dihitung sesuai dengan perhitungan dengan diagram tekuk TGB 1972 (tabel 3.8).
- d. Tidak terjadi lateral torsional buckling.

e. Ujung-ujung batang tidak bergeser satu terhadap lainnya.
 Pada gambar 4.15 ditunjukkan daigram M-F- ϕ dari profil HE -
 200A - Fe 360.



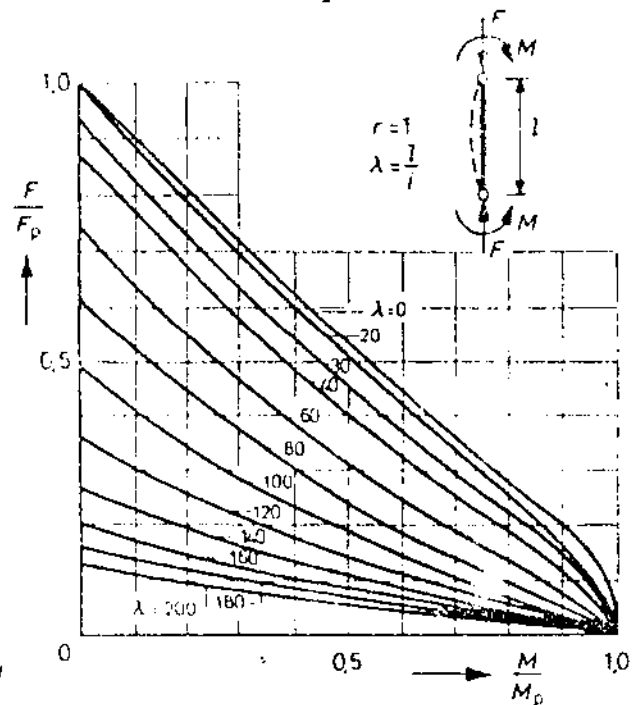
Gambar 4.15



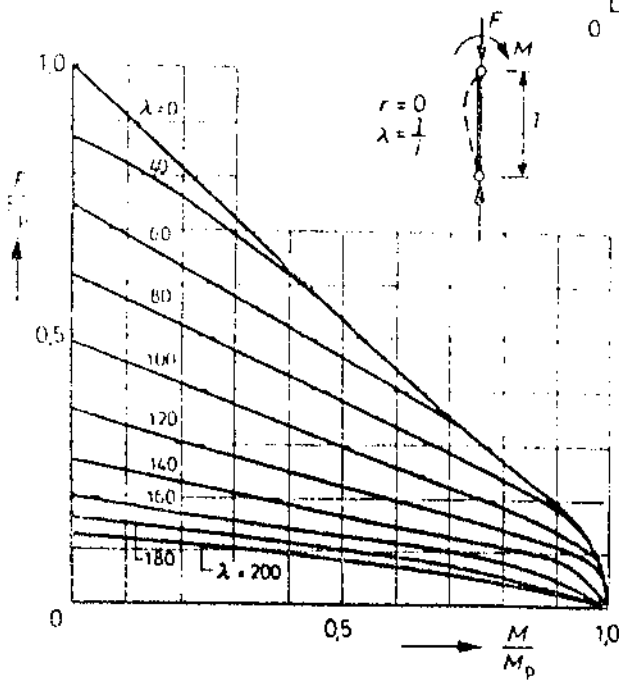
Gambar 4.16

Dari diagram M-F- ϕ ini dapat dibuat kurva interaksi dengan menentukan momen lentur ultimate yang dapat dipikul oleh beam-column. Jadi kurva interaksi ini menyatakan interaksi antara beban-beban ultimate F dan M yang dapat dipikul beam-column dengan λ tertentu.

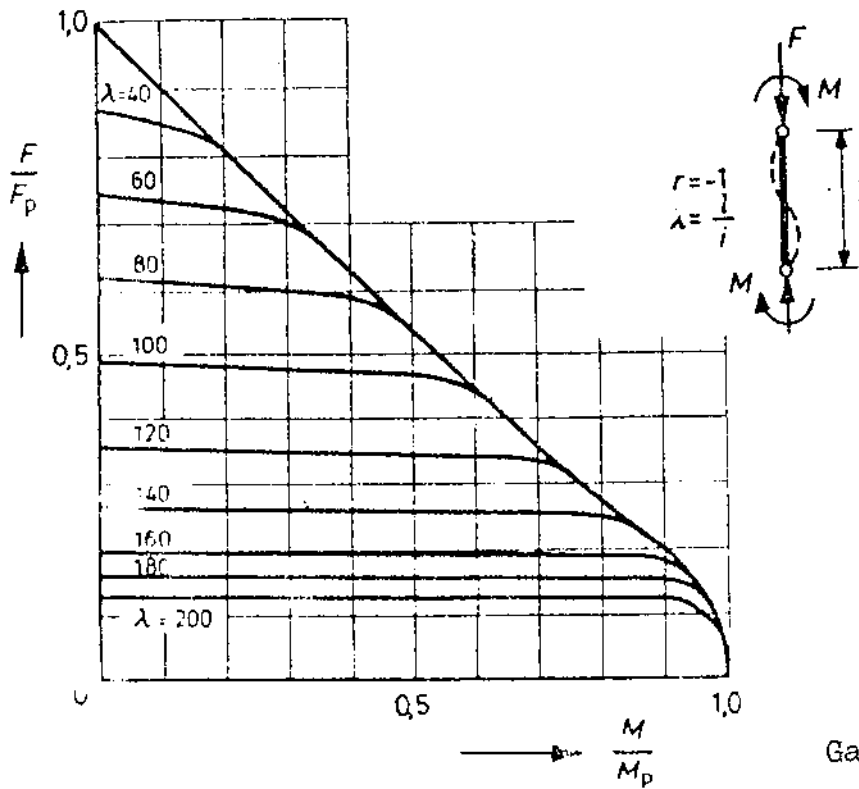
Pada gambar 4.17 diberikan kurva interaksi profil HE 200A dari jenis baja Fe 360.



Gambar 4.17.a



Gambar 4.17.b

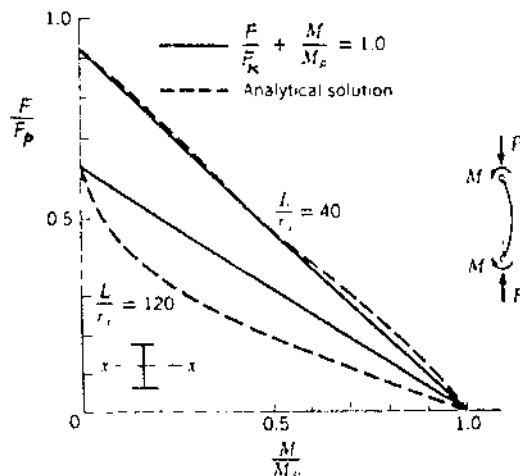


Gambar 4.17.c

Pada gambar 4.18 daya dukung ultimate beam column yang kelangsingannya $L/r_x = 40$ dan $L/r_x = 120$, dinyatakan oleh garis ----- .

Dengan menarik garis lurus dari kedua ujung kurva, rumus in teraksi dapat ditulis:

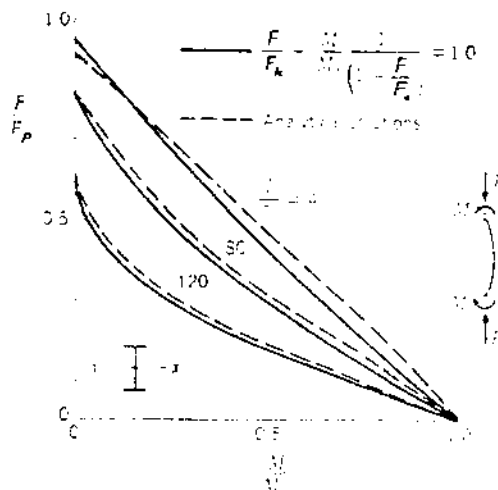
$$\frac{F}{F_k} + \frac{M}{M_p} = 1,0 \tag{4.26}$$



Gambar 4.18

Ternyata bahwa untuk $L/r_x = 40$, pers.(4.26) memberikan pendekatan yang sangat baik terhadap kurva interaksi. Tetapi untuk $L/r_x = 120$, pendekatan dengan garis lurus sudah tidak tepat lagi, sehingga pers.(4.26) perlu dimodifikasi. Dengan mengalikan faktor $1/(1 - F/F_e)$ pada term kedua pers.(4.26), maka diperoleh korelasi yang baik terhadap kurva interaksi (gambar 4.19). Faktor $1/(1 - F/F_e)$ dimaksudkan untuk memperhitungkan kontribusi F pada momen lentur akibat pengaruh $F - f$.

$$\frac{F}{F_k} + \frac{1}{(1 - F/F_e)} \frac{M}{M_p} = 1,0 \quad (4.27)$$



Gambar 4.19

Korelasi yang baik antara pers.(4.27) dan kurva interaksi ternyata hanya cocok untuk beam column yang dibebani gaya normal F dan momen ujung yang sama besar dan berlawanan arah. Apabila momen-momen ujung yang bekerja tidak sama besar maka korelasinya tidak lagi memuaskan [1, 4].

Oleh Austin [1], pers. (4.27) dimodifikasi menjadi:

$$\frac{F}{F_k} + \frac{\beta_x}{(1 - F/F_e)} \frac{M}{M_p} = 1,0$$

atau

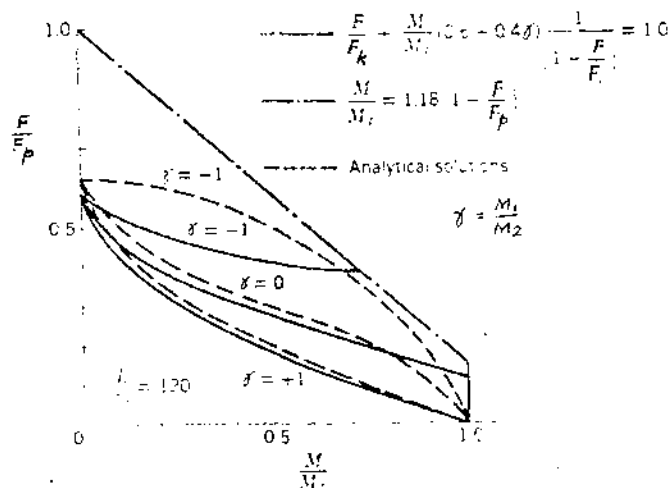
$$\frac{F}{F_k} + \beta_x \frac{n}{n-1} \frac{M}{M_p} = 1,0 \quad (4.28)$$

di mana

$$\beta_x = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

$$|M_1| < |M_2|$$

$$M = |M_2|$$



Gambar 4.20

Seperti terlihat pada gambar 4.20 , untuk $\beta \geq 0$ maka pers. (4.28) memberikan korelasi yang baik dengan 'exact formula'. Tetapi jika $\beta < 0$, korelasi keduanya tidak begitu memuaskan namun masih bisa diterima, karena berada pada pihak yang aman.

Dalam konsep PKBI '80 rumus interaksi untuk menentukan daya dukung ultimate beam-column yang kedua ujungnya tidak bergeser satu terhadap lainnya dan dicegah terhadap lateral torsional buckling adalah:

$$\frac{F}{F_k} + \beta_x \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{M_p} \leq 1,0 \quad (4.29)$$

Agar kekuatan plastisnya tidak dilampaui (lihat artikel 4.2.2) maka beam-column harus dikontrol terhadap persamaan:

$$\frac{M_x}{M_p} \leq 1,18 \left(1 - \frac{F}{F_p}\right) \quad (4.30)$$

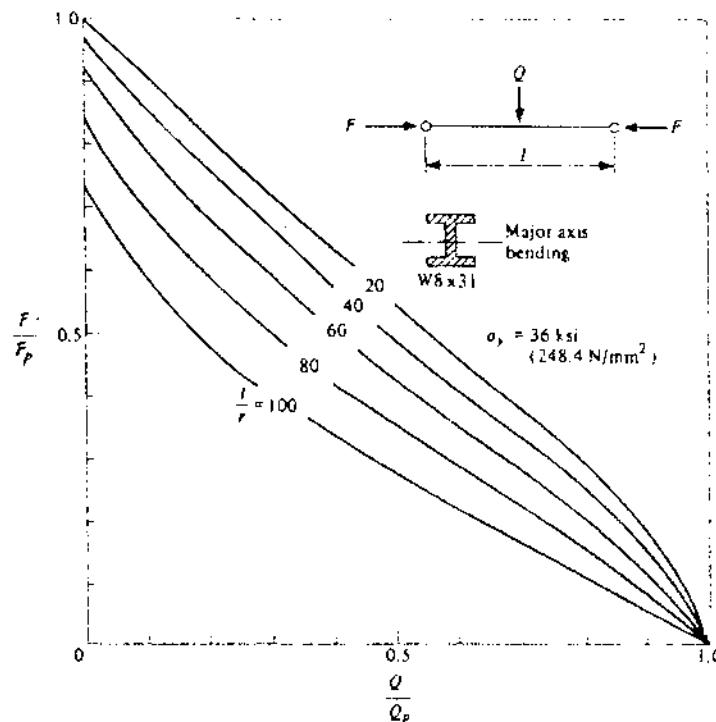
dan

$$M_x \leq M_p \quad (4.31)$$

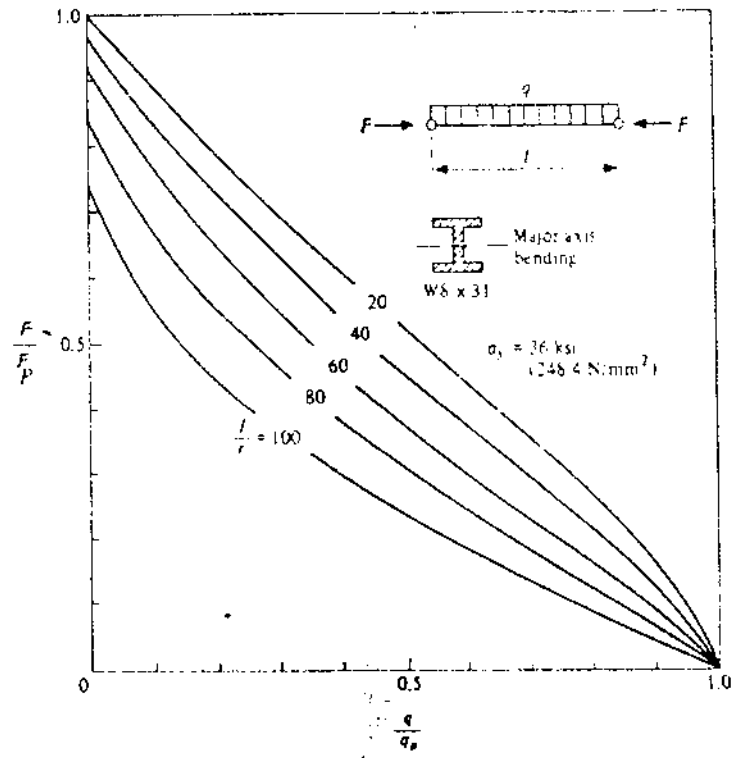
Besarnya kapasitas momen plastis batang (M_p) ditentukan menurut pers.(4.21).

4.2.3.2. PENGARUH BEBAN LINTANG

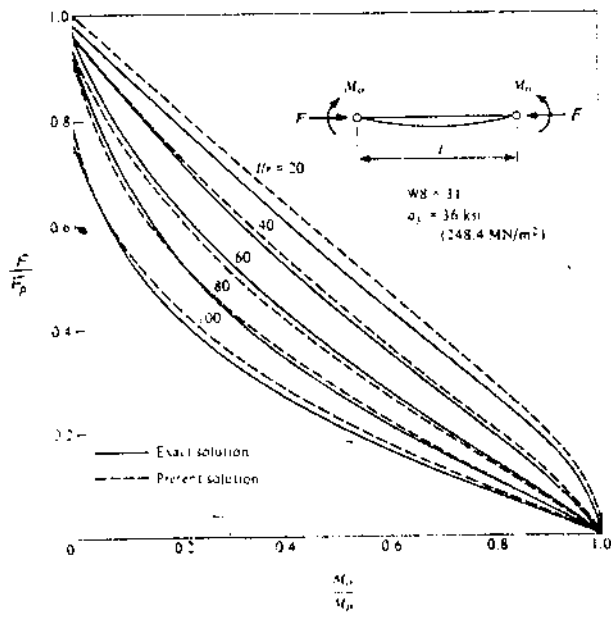
Rumus-rumus interaksi beam-column yang dihitung secara ultimate, telah diturunkan berdasarkan beban lentur pada kedua ujung batang yang sama besar dan berlawanan arah. Jika momen lentur kedua ujungnya tidak sama besar, maka rumus interaksi tetap dapat digunakan dengan mengekivalenkan momen tersebut dengan faktor β , sehingga $M_{ek} = \beta M$. Beberapa penelitian telah dilakukan terhadap beam-column yang memikul beban lintang (terpusat dan terbagi rata) dan dihitung berdasarkan beban ultimate [11]. Kurva-kurva yang dihasilkan (lihat gambar 4.21.a,b,c) membuktikan bahwa beam-column yang menerima beban demikian akan menunjukkan kelakuan yang sama dengan beam-column yang memikul momen lentur di kedua ujungnya. Jadi rumus interaksi tersebut juga berlaku disini.



Gambar 4.21.a



Gambar 4.21.b

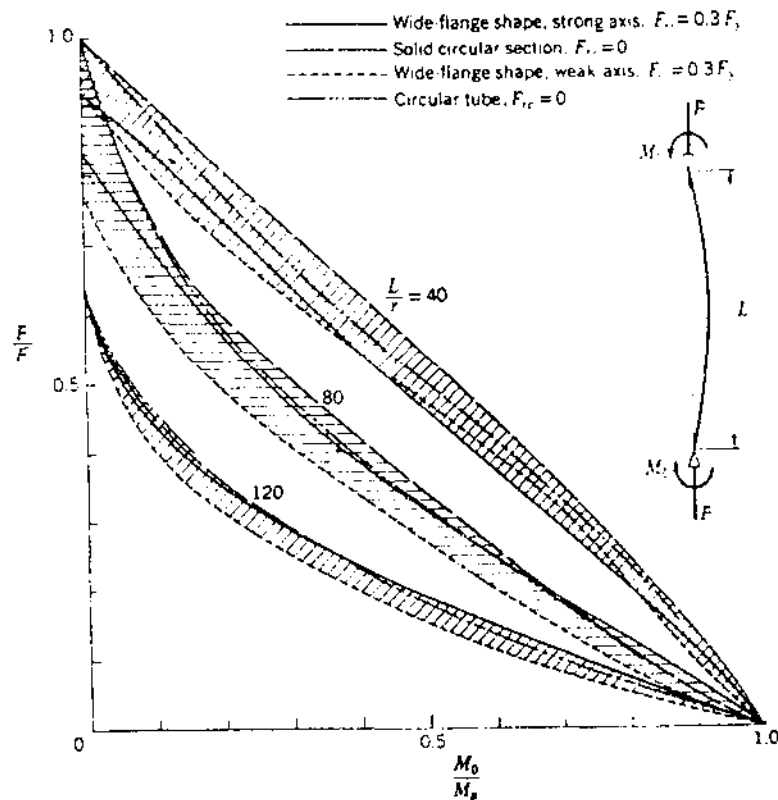


Gambar 4.21.c

4.2.3.3. PENGARUH BENTUK PENAMPANG

Kurva-kurva interaksi yang dipergunakan untuk menu-runkan rumus interaksi telah dibuat berdasarkan penampang yang berbentuk I. Gambar 4.22 menunjukkan bahwa tidak ada perbedaan yang cukup berarti apabila rumus tersebut juga digunakan untuk profil yang penampangnya tidak berbentuk I

[4]

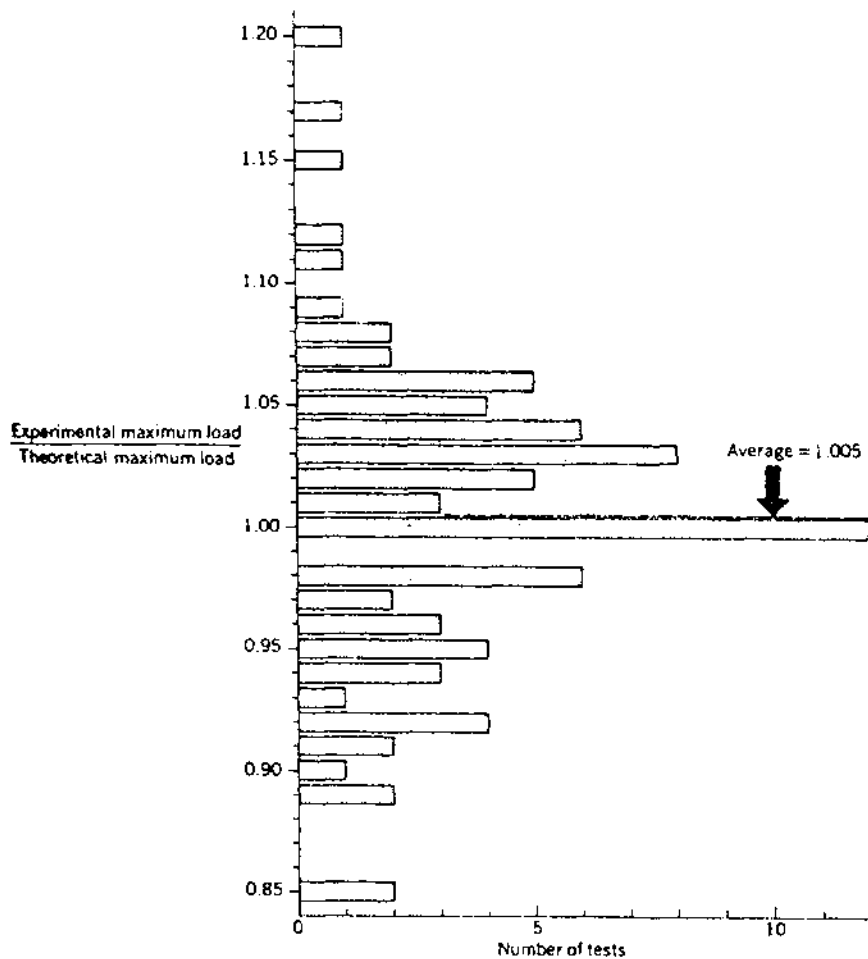


Gambar
4.22

4.2.3.4. VALIDITAS PERSAMAAN INTERAKSI

Percobaan yang luas juga telah dilakukan untuk mem-bandingkan beban ultimate dari rumus interaksi dan dari ex-periment. Ternyata bahwa korelasinya adalah cukup baik. Gambar 4.23 menyatakan perbandingan antara keduanya dalam bentuk histogram, yang dibuat berdasarkan percobaan-perco-baan selama kurun waktu 30 tahun dari berbagai laboratorium.

Nilai rata-rata dari perbandingan atas 82 percobaan adalah 1,005 , dengan kebanyakan daripadanya bervariasi antara $\pm 10\%$ (sepuluh persen). Data-dara tersebut diambil dari "Structural Steel Design" - Lambert Tall [4]

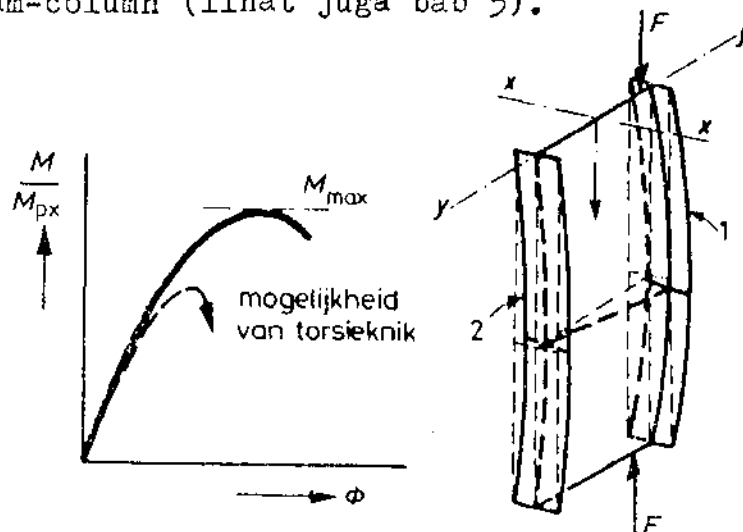


Gambar 4.23

4.3. LATERAL TORSIONAL BUCKLING PADA BEAM COLUMN

Jika suatu batang menerima beban lentur pada arah sumbu kuatnya, ada kemungkinan ia akan tertekuk ke arah lateral lalu terpuntir (gambar 4.24).

Untuk profil yang berbentuk I, momen yang mengakibatkan lateral torsional buckling ini umumnya lebih kecil dari pada momen maximum yang diperhitungkan terhadap sumbu kuatnya, sehingga gejala ini harus diperhitungkan dalam perencanaan suatu beam-column (lihat juga bab 5).



Gambar 4.24

Berdasarkan penyelidikan yang telah dilakukan oleh Campus dan Massonet (Like Univ.) serta Tim Riset Lehigh Univ. [1,4], maka pers. (4.28) dapat diterapkan dalam kasus ini dengan mensubstitusikan $M_p = M_{kip}$,

$$\frac{F}{F_k} + \beta_x \frac{n}{n-1} \frac{M}{M_{kip}} = 1,0 \quad (4.32)$$

di mana M_{kip} adalah momen maximum yang dapat dipikul oleh batang pada $F = 0$, sebelum lateral torsional buckling terjadi.

Dalam konsep PKBI, pengaruh lateral torsional buckling ini diperhitungkan dengan mengalikan faktor θ pada term kedua pers.(4.14),

$$\frac{\omega_x F}{A} + \theta \beta_x \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.33)$$

Apabila beam-column juga menerima beban lintang, pers.(4.33) menjadi,

$$\frac{\omega_x F}{A} + \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{|\beta_x M_{x2} + M_{Dx}|}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.34)$$

di mana

$$\theta = \frac{5\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{kip} (8 - 3M_{x1}/M_{x2})} \geq 1,0 \quad (4.35)$$

Besarnya $\bar{\sigma}_{kip}$ dicari dari pers.(5.48) atau pers.(5.51) (lihat artikel 5.9.1.2 dan artikel 5.9.2)

4.4. LENTUR BIAXIAL PADA BEAM-COLUMN

Bentuk geometris dan pembebanan dari portal bangunan pada umumnya bersifat tiga dimensi, sehingga batang yang merupakan elemen struktur tersebut akan memikul beban axial, beban lentur dan puntir, akibat batang-batang lain yang dihubungkan padanya. Biasanya pembebanan terhadap elemen bangunan ini dibuat sedemikian rupa, agar beban-beban yang bekerja hanya menimbulkan lentur terhadap sumbu kuatnya saja. Tetapi lentur terhadap sumbu lemah batang sering tidak dapat dicegah dan cukup besar pengaruhnya untuk boleh diabaikan. Di samping itu, deformasi terhadap sumbu kuat dan sumbu lemah batang diperbesar lagi, dengan kenyataan bekerjanya beban tekan axial pada batang tersebut.

Analisa terhadap batang yang memikul beban tekan axial dan lentur pada kedua sumbu utamanya adalah rumit [1, 4] dan di luar pembahasan tulisan ini. Hingga kini, rumus interaksi yang dipakai secara luas dalam kasus ini pada umumnya merupakan perluasan dari rumus interaksi bagi beam-column yang melenur terhadap sumbu kuatnya saja [3]. Dari hasil studi komputer dan percobaan-percobaan yang diadakan, ternyata bahwa rumus ini cukup realistis [2].

Untuk beam-column yang tidak memikul beban lintang,

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + \beta_x \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} + \beta_y \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.36)$$

pada ujung batang harus dikontrol terhadap persamaan:

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.37)$$

Untuk beam-column yang menerima beban lintang,

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{|\beta_x M_{x2} + M_{Dx}|}{W_x} + \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{|\beta_y M_{y2} + M_{Dy}|}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.38)$$

dan

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{|M_{x2} + M_{Dx}|}{W_x} + \frac{|M_{y2} + M_{Dy}|}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.39)$$

4.5. BEAM-COLUMN PADA PORTAL BERGOYANG

4.5.1. RUMUS INTERAKSI

Persamaan-persamaan yang telah diturunkan di depan, didasarkan atas anggapan bahwa kedua ujung batang tidak bergeser satu terhadap lainnya. Bagi beam-column yang merupakan elemen dari portal bergoyang, di mana kedua ujungnya dapat bergeser satu terhadap lainnya, rumus-rumus interaksi di atas perlu disesuaikan.

Dari gambar 4.4. (artikel 4.2.1) diketahui bahwa perpindahan maximum tengah-tengah batang yang menerima beban lentur dan tekan axial dapat didekati dengan:

$$y_{\max} = \frac{1}{1 - \alpha} y_0 \quad (4.40)$$

di mana

$$\alpha = \frac{F}{F_e}$$

Momen maximum di tengah-tengah batang (lihat gambar 4.7) menjadi:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M + P y_{\max} \\ &= M \left(\frac{\beta}{1 - \alpha} \right) \end{aligned} \quad (4.41)$$

di mana

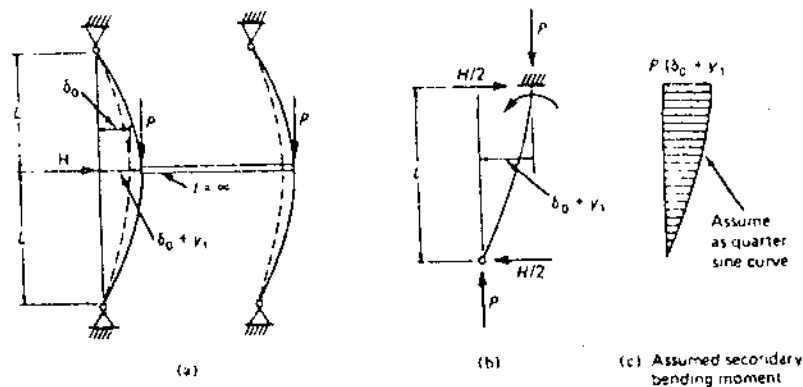
$$\beta = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI y_0}{L^2 M} - 1 \right) \alpha \quad (4.42)$$

Jika pers.(4.42) diterapkan pada kolom bergoyang (gambar 4.25), maka:

$$\beta = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI y_0}{4L^2 M} - 1 \right) \alpha \quad (4.43)$$

Deformasi pada ujung kolom akibat momen $HL/2$ adalah

$$y_0 = \frac{(H/2)L^3}{3EI} \quad (4.44)$$



Gambar 4.25

Dengan mensubstitusikan pers.(4.44) dan $M = HL/2$ ke pers.(4.43), didapat

$$\beta = 1 + \left(\frac{\pi^2}{12} - 1 \right) \alpha = 1 - 0,18\alpha \quad (4.45)$$

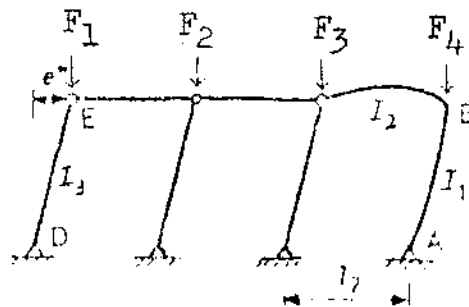
Menurut AISC Commentary [2], adalah bisa dipertanggungjawabkan bila diambil $\beta = 0,85$, sehingga rumus interaksi untuk kolom pada portal bergoyang adalah:

$$\frac{F}{A} + 0,85 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.46)$$

dan
$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.47)$$

4.5.2. KOLOM YANG IKUT MENJAMIN STABILITAS KONSTRUKSI

Pada suatu portal bergoyang, dapat saja terjadi bahwa kekakuan horizontalnya hanya ditahan oleh beberapa kolom saja. Untuk kasus yang ekstrim, dapat dilukiskan portal dengan beberapa "kolom pendel" dan sebuah kolom jepit elastis (lihat gambar 4.26).



Gambar 4.26

Karena adanya eksentrisitas e^* (kebetulan/initial) pada kolom-kolom portal, maka kolom AB harus memikul momen tambahan sebesar:

$$F_1 e^* + F_2 e^* + F_3 e^* + F_4 e^* = e^* \sum_1^4 F_i = e^* V \quad (4.48)$$

di mana

$$e^* = \delta \frac{W}{A}$$

harga δ tercantum pada tabel 4.27.

Persyaratan tegangan bagi kolom AB menjadi:

$$\sigma_x \frac{F}{A} + \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{(V_x - F)e^*}{W_x} + 0,85 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} + 0,85 \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.49)$$

dan

$$\omega_y \frac{F}{A} + \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{(V_y - F)e_y^*}{W_y} + 0,85 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} +$$

$$0,85 \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.50)$$

pada ujung kolom,

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.51)$$

di mana

$$e_x^* = \delta_x \frac{W_x}{A}, \quad e_y^* = \delta_y \frac{W_y}{A} \quad (4.52)$$

4.6. RUMUS-RUMUS PERENCANAAN

4.6.1. KOLOM YANG UJUNG-UJUNGNYA TIDAK BERGOYANG

4.6.1.1. ELASTIS

- a. Kolom-kolom yang tidak dibebani gaya-gaya lintang dan momen lenturnya hanya terhadap sumbu X serta padanya ti dak ada bahaya lateral torsional buckling, harus memenuhi syarat-syarat:

$$\omega_x \frac{F}{A} + \beta_x \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.53)$$

$$\omega_y \frac{F}{A} \leq \bar{\sigma} \quad (4.54)$$

$$\frac{F}{A} + \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.55)$$

di mana,

ω_x = faktor tekuk dari tabel 3.8, $\lambda_x = L_{kx}/i_x$

L_{kx} = panjang tekuk pada arah tegak lurus sumbu X, yang besarnya boleh diambil sama dengan:

- a. Panjang terbesar bagian yang tidak disokong pada arah tegak lurus sumbu X.
- b. Panjang tekuk sebenarnya, dengan memperhatikan syarat-syarat batas ujung-ujung kolom itu.

F = gaya normal pada kolom

A = luas penampang kolom

$$\beta_x = 0,6 + 0,4 \frac{M_{x1}}{M_{x2}}$$

β_x harus $\geq 0,4$ jika L_{kx} didapat dengan cara a.

β_x harus $\geq 0,6$ jika L_{kx} didapat dengan cara b.
 M_{x1} dan M_{x2} = momen ujung-ujung kolom, dengan ketentuan
 $|M_{x1}| < |M_{x2}|$
 M_{x1}/M_{x2} bertanda positif bila kedua momen searah,
 dan bertanda negatif bila berlawanan arah.

$$M_x = |M_{x2}|$$

W_x = momen perlawanan terhadap sumbu X

$$n_x = \frac{\pi^2 EI_x}{FL_{kx}^2} = \frac{\pi^2 EA}{F\lambda_x^2} = \frac{A\sigma_{ex}}{F} \quad (4.55.a)$$

Harga σ_{ex} dapat dilihat pada tabel 4.28

Definisi yang sama juga berlaku untuk notasi dengan index y, kecuali yang tersebut ini menyatakannya terhadap sumbu lemah y.

- b. Kolom-kolom yang tidak dibebani gaya-gaya lintang dan melentur hanya terhadap sumbu y, harus memenuhi syarat syarat:

$$\omega_y \frac{F}{A} + \beta_y \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.56)$$

$$\omega_x \frac{F}{A} \leq \bar{\sigma} \quad (4.57)$$

$$\frac{F}{A} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.58)$$

Definisi notasinya sesuai dengan yang tersebut pada 4.6.1.1.a.

c. Kolom-kolom yang tidak dibebani gaya-gaya lintang, tetapi melentur terhadap sumbu X dan sumbu Y, harus memenuhi syarat-syarat:

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + \beta_x \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} + \beta_y \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.59)$$

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.60)$$

di mana ω_{\max} dipilih harga terbesar dari ω_x dan ω_y .

$$\theta = \frac{5 \bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{\text{kip}} \left(8 - 3 \frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)} \gg 1,0$$

$\bar{\sigma}_{\text{kip}}$ diperoleh dari persamaan (5.48) dan pers.(5.51)

d. Kolom-kolom yang selain dibebani gaya normal dan momen lentur, juga dibebani oleh gaya-gaya lintang, harus memenuhi syarat-syarat:

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{|A_x M_{x2} + M_{Dx}|}{W_x} + \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{|\beta_y M_{y2} + M_{Dy}|}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.61)$$

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{|M_{x2} + M_{Dx}|}{W_x} + \frac{|M_{y2} + M_{Dy}|}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.62)$$

di mana:

M_{Dx} = Momen lapangan terbesar pada kolom akibat beban lintang yang tegak lurus sumbu X, dengan anggapan kedua ujung kolom berupa sendi.

Apabila M_{Dx} berlawanan tanda dengan M_{x2} dan $|M_{Dx}| \leq |2M_{x2}|$, pada persamaan di atas M_{Dx} tidak diperhitungkan.

M_{Dy} = seperti M_{Dx} , akibat beban lintang yang tegak lurus sumbu Y.

4.6.1.2. PLASTIS

a. Jika akibat leleh di salah satu atau di kedua ujung batang terjadi sendi plastis, harus dipenuhi syarat:

$$\frac{F}{F_k} + \beta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{M_p} \leq 1,0 \quad (4.63)$$

$$\frac{M_x}{M_p} \leq 1,18 \left(1 - \frac{F}{F_p}\right) \quad (4.64)$$

$$M_x \leq M_p \quad (4.65)$$

dan ketentuan yang tercantum pada artikel 5.10.

Jika kapasitas rotasi tidak diperiksa, harus pula memenuhi syarat-syarat:

Untuk Fe 310, Fe 360, Fe 430,

$$\frac{F}{F_p} + \frac{\lambda_x}{120} \leq 1,0 \quad (4.66)$$

Untuk Fe 510,

$$\frac{F}{F_p} + \frac{\lambda_x}{100} \leq 1,0 \quad (4.67)$$

di mana:

$$F_k = \frac{A\bar{\sigma}}{\omega_{\max}}, \quad \omega_{\max} \text{ dipilih harga terbesar dari } \omega_x \text{ dan } \omega_y \text{ pada tabel 3.8, dengan } \lambda_x = L_{kx}/i_x \text{ dan } \lambda_y = L_{ky}/i_y.$$

L_{kx} adalah panjang tekuk yang tegak lurus sumbu X
 L_{ky} adalah panjang tekuk yang tegak lurus sumbu Y.

$$\beta = 0,6 + 0,4 \frac{M_{x1}}{M_{x2}} \geq 0,4$$

M_{x1} = Momen ujung yang harga mutlaknya terkecil

M_{x2} = Momen ujung yang harga mutlaknya terbesar

$$M_x = |M_{x2}|$$

$$n_x = \frac{\pi^2 EI_x}{FL_{kx}^2}$$

- b. Apabila pada kedua ujung batang tidak terjadi sendi plastis, maka syarat-syarat yang tersebut pada 4.6.1.2.
- a. tidak perlu diperhatikan, tetapi batang harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang tercantum pada bagian 4.6.1.1. dengan penyesuaian:
- Tegangan yang dipakai adalah tegangan leleh,
 Gaya normal dan momen lentur adalah akibat beban hitungan.
- c. Kapasitas momen plastis batang dihitung menurut pers. (4.21).

4.6.2. KOLOM-KOLOM YANG UJUNGNYA BERGOYANG

4.6.2.1. ELASTIS

- a. Kolom yang ujungnya bergoyang dan dibebani gaya normal serta momen lentur yang tegak lurus sumbu X, harus memenuhi syarat-syarat:

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + 0,85 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.68)$$

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} \leq \bar{\sigma} \quad (4.69)$$

- b. Kolom yang ujungnya bergoyang dan dibebani gaya normal serta momen lentur yang tegak lurus sumbu Y, harus memenuhi syarat-syarat:

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + 0,85 \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.70)$$

$$\frac{F}{A} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.71)$$

- c. Kolom yang ujungnya bergoyang dan dibebani gaya normal serta melentur terhadap kedua sumbu utamanya, harus memenuhi syarat-syarat:

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + 0,85 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} + 0,85 \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.72)$$

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.73)$$

d. Kolom yang ujungnya bergoyang, dibebani gaya normal dan momen lentur serta ikut menjamin kestabilan konstruksi dengan $V_x \neq F$ dan atau $V_y \neq F$, harus memenuhi syarat syarat:

$$\omega_x \frac{F}{A} + \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{(V_x - F)e_x^*}{W_x} + 0,85 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} + \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.74)$$

$$\omega_y \frac{F}{A} + \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{(V_y - F)e_y^*}{W_y} + 0,85 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x} + 0,85 \frac{n_y}{n_y - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.75)$$

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.76)$$

Definisi notasi sama dengan yang tersebut pada bagian 4.6.1.1.

4.6.2.2. PLASTIS

a. Jika akibat leleh, di salah satu atau di kedua ujung batang terjadi sendi plastis, harus dipenuhi syarat:

$$\frac{F}{F_k} + 0,85 \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{M_p} \leq 1,0 \quad (4.77)$$

$$M_x \leq M_p \quad (4.78)$$

dan ketentuan-ketentuan yang tercantum pada art.5.10

Apabila kapasitas rotasinya tidak diperiksa, harus dipenuhi syarat:

Untuk Fe 310 , Fe 360 , Fe 430 ,

$$\frac{F}{F_p} + \frac{\lambda_x}{100} \leq 1,0 \quad (4.79)$$

Untuk Fe 510 ,

$$\frac{F}{F_p} + \frac{\lambda_x}{80} \leq 1,0 \quad (4.80)$$

Definisi notasi sesuai dengan yang tersebut pada artikel 4.6.1.

- b. Jika pada kedua ujung batang itu tidak terjadi sendi plastis atau jika kapasitas rotasinya tidak diperiksa , syarat-syarat tersebut pada 4.6.2.2.a di atas tetap harus dipenuhi.

Jika ketentuan-ketentuan tersebut pada artikel ' tidak diperhatikan, selain harus memenuhi ketentuan yang tercantum pada 4.6.2.1.a di atas, harus dipenuhi pula ketentuan-ketentuan yang tercantum pada 4.6.2.1, dengan penyesuaian seperti pada 4.6.1.2.b.

- c. Kapasitas momen plastis batang dihitung menurut pers. (5.21).

staalsoort volgens Euronorm 25-72	Fe 310	Fe 360	Fe 430	Fe 510
rekenwaarde voor vloeigrens σ_v N/mm ²	200	240	280	360
λ	δ			
0-20	0	0	0	0
25	0,03	0,03	0,035	0,04
30	0,055	0,06	0,065	0,075
35	0,08	0,09	0,10	0,115
40	0,11	0,12	0,13	0,15
45	0,14	0,15	0,165	0,185
50	0,165	0,18	0,195	0,22
55	0,19	0,21	0,225	0,25
60	0,215	0,235	0,250	0,285
65	0,24	0,26	0,28	0,315
70	0,265	0,29	0,305	0,345
75	0,29	0,31	0,33	0,38
80	0,31	0,335	0,36	0,425
85	0,33	0,36	0,39	0,475
90	0,35	0,39	0,425	0,54
95	0,375	0,415	0,465	0,65
100	0,40	0,45	0,515	0,76
105	0,425	0,49	0,60	0,88
110	0,455	0,55	0,69	1,00
115	0,485	0,63	0,80	1,13
120	0,54	0,72	0,90	1,27
125	0,60	0,81	1,01	1,41
130	0,69	0,91	1,12	1,56
135	0,77	1,01	1,24	1,71
140	0,86	1,11	1,37	1,87
145	0,95	1,22	1,50	2,03
150	1,05	1,33	1,63	2,20
155	1,15	1,45	1,77	2,38
160	1,25	1,58	1,91	2,56
165	1,35	1,70	2,05	2,75
170	1,46	1,83	2,20	2,95
175	1,57	1,96	2,36	3,15
180	1,68	2,10	2,52	3,35
185	1,80	2,24	2,68	3,56
190	1,92	2,39	2,85	3,78
195	2,05	2,54	3,03	4,00
200	2,17	2,69	3,20	4,23

Tabel 4.27

Tegangan tekuk Euler:

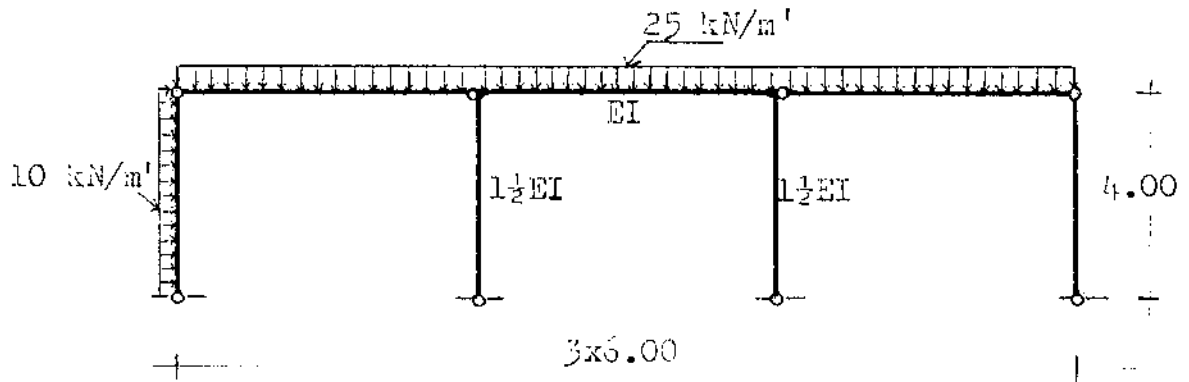
$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

λ	σ_e N/mm ²	λ	σ_e N/mm ²
5	82904	105	188,0
10	20726	110	171,3
15	9211,6	115	156,7
20	5181,5	120	143,9
25	3316,2	125	132,6
30	2302,9	130	122,6
35	1691,9	135	113,7
40	1295,4	140	105,7
45	1023,5	145	98,6
50	829,0	150	92,1
55	685,2	155	86,3
60	575,7	160	81,0
65	490,6	165	76,1
70	423,0	170	71,7
75	368,5	175	67,7
80	323,8	180	64,0
85	286,9	185	60,6
90	255,9	190	57,4
95	229,7	195	54,5
100	207,3	200	51,8

Tabel 4.28

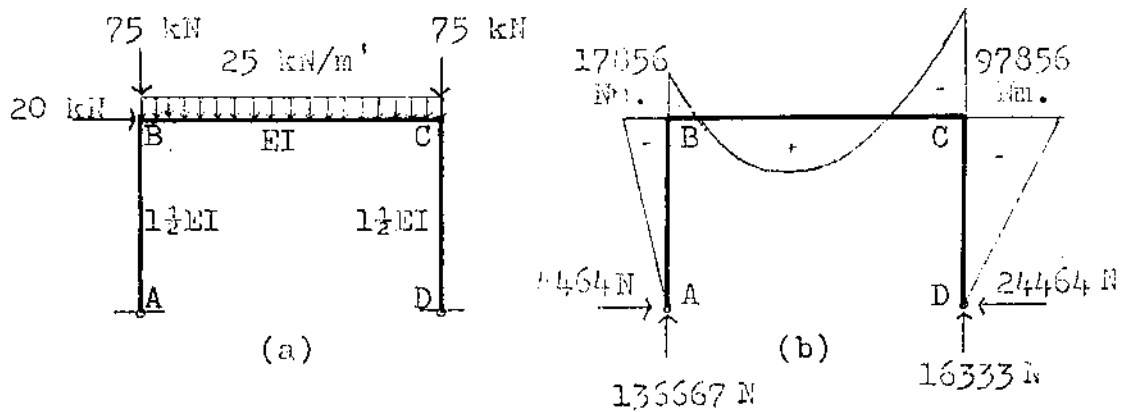
CONTOH 4.1

Rencanakanlah kolom CD dari suatu portal yang menerima beban-bebanan seperti tampak pada gambar 4.29 di bawah.



Gambar 4.29

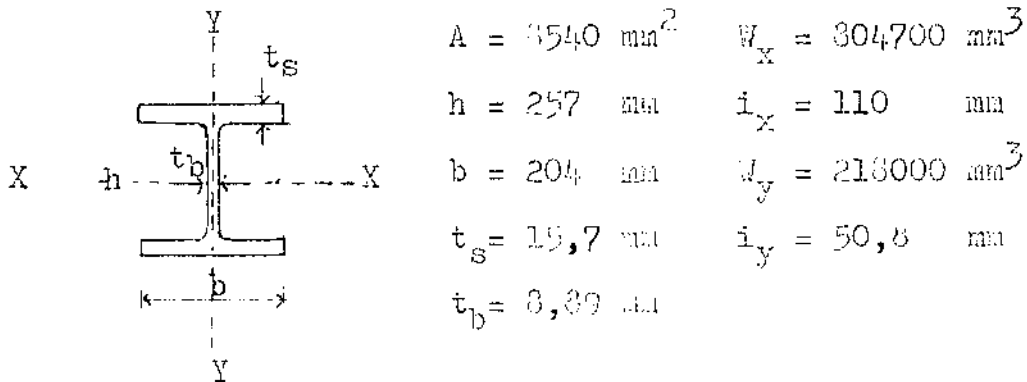
Pada susunan portal di atas, stabilitas konstruksi dipikul oleh portal tengah ABCD. beban-beban yang bekerja pada portal ABCD dilukiskan pada gambar 4.30.a. Gambar 4.30.b adalah reaksi portal tersebut.



Gambar 4.30

Kolom CD, dicoba profil 10" WF 10x8

Sifat penampang:



panjang tekuk kolom:

$$G_D = 10 \quad (\text{titik D adalah sendi - lihat art.3.5.3})$$

$$G_C = \frac{1,5EI/h}{EI/6} = 2,25$$

Dengan menggunakan harga G_C dan G_D pada nomogram gambar 3.21, diperoleh $k = L_{kxx}/L = 2,30$.

$$L_{kxx} = 2,3L = 9200 \text{ mm}$$

$$L_{ky} = L_y = 4000 \text{ mm.}$$

Faktor tekuk ω :

$$\lambda_x = L_{kxx}/i_x = 84$$

$$\lambda_y = L_{ky}/i_y = 79$$

dari tabel 3.8, didapat faktor tekuk maximum,

$$\omega_x = 1,09$$

Faktor pembesar $n_x/(n_x - 1)$:

$$n_x = \frac{AG_e}{F} = \frac{8540 \cdot 294,3}{163333} = 15,4 \quad (\text{pers. (4.55.a)}).$$

$$\frac{n_x}{n_x - 1} = \frac{15,4}{15,4 - 1} = 1,07$$

Momen tambahan $(V_x - F)e_x^*$:

$$(V_x - F) = (3 \cdot 6)25 - (6 \cdot 25 + 75 + 75) = 150 \text{ kN.}$$

$$e_x^* = \delta \frac{V_x}{A} = 0,355 \frac{301700}{3540} = 33,5 \text{ mm (pers.(4.52)).}$$

Karena stabilitas konstruksi dijamin oleh portal ABCD yang terdiri dari dua buah kolom, maka untuk sebuah kolom AB, momen tambahan yang dipikulnya adalah:

$$(V_x - F)e_x^*/2 = 150 \cdot 10^3 \cdot 33,5/2 = 2512,5 \cdot 10^3 \text{ Nm.}$$

Faktor kip θ :

$$\left. \begin{aligned} h/t_f &= 28,9 < 75 \\ l/h &= 15,6 < 1,25b/t_n = 16,2 \end{aligned} \right\} \text{ sayap bisa berubah bentuk (art.5.4).}$$

$$\begin{aligned} A' &= A_{\text{sayap}} + A_{\text{badan}}/6 = 204 \cdot 19,7 + 220,6 \cdot 4,89/6 \\ &= 3537 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$i_A = \sqrt{\frac{1}{2} I_y / A'} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 22150000 / 3537} = 56 \text{ mm}$$

$$\lambda_A = l / i_A = 4000 / 56 = 71$$

Dari tabel 3.5, diperoleh faktor tekuk $\omega_A = 1,48$.

Menurut art.5.2.2, tegangan kip maksimumnya adalah:

$$\bar{\sigma}_{\text{kip}} = \bar{\sigma} / \omega_A = 160 / 1,48 = 108 \text{ MPa.}$$

Jika nilai $\bar{\sigma}_{\text{kip}}$ ini disubstitusikan ke pers.(4.35),

akan diperoleh faktor kip:

$$\theta = \frac{5\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{kip} (3 - 3M_{x1}/M_{x2})} = \frac{5 \cdot 160}{103(3 - 3 \cdot 0/97856)}$$

$$= 0,93 < 1,0$$

jadi faktor kip $\theta = 1,0$.

Persamaan interaksi (pers.(4.74)):

$$\omega_x = \frac{F}{A} + \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{(V_x - F)e_x^*}{W_x} + 0,35 \theta \frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_x}{W_x}$$

$$\frac{n_x}{n_x - 1} \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (4.74)$$

$$1,69 \frac{163333}{8540} + 1,07 \cdot \frac{2512,5 \cdot 10^3}{304700}$$

$$+ 0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,07 \frac{97856 \cdot 10^3}{804700} = 146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

Jadi untuk kolom CD dipergunakan profil 10"WF 10x8.