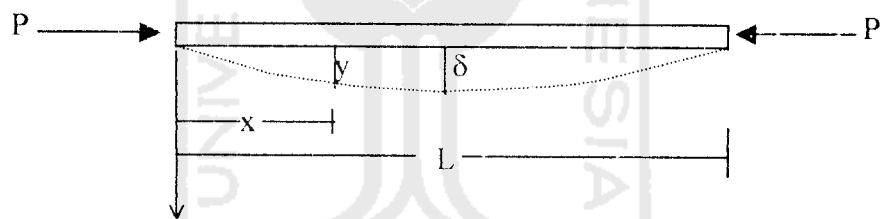


BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Kolom Tunggal

Gere dan Timoshenko, (2000) menyatakan Leonard Euler adalah orang yang pertamakali memformulasikan ekspresi beban tekuk kritis elastis pada kolom langsing yang penampangnya solid dengan kedua ujungnya sendi. Kolom yang dibebani gaya tekan aksial dapat dilihat pada gambar 3.1 berikut ini :



Gambar 3.1. Batang Lurus dibebani gaya tekan aksial

Sebuah batang lurus yang panjangnya L , dan kedua ujungnya dibebani gaya aksial (P), akan mengakibatkan batang yang semula lurus menjadi melengkung seperti Gambar 3.1.

Apabila ditinjau penampang yang terletak pada jarak (x) dari ujung kiri dengan pelenturan (y), maka gaya tekan aksial (P) dan pelenturan (y) pada penampang batang tersebut akan menimbulkan momen . Besarnya momen yang terjadi adalah :

$$M = -P \cdot y \dots\dots\dots(3.1)$$

Persamaan defleksi lendutan untuk kurva elastis :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \dots\dots\dots(3.2)$$

$$= -\frac{P}{EI} \cdot y \rightarrow \frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = 0 \dots\dots\dots(3.3)$$

Dengan mengambil $k^2 = \frac{P}{EI}$, maka persamaan 3.3 berubah menjadi :

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2 y = 0 \dots\dots\dots(3.4)$$

Penyelesaian dari persamaan 3.4 adalah :

$$y = A \sin kx + B \cos kx \dots\dots\dots(3.5)$$

dimana A dan B adalah konstanta integrasi yang didapat dari syarat-syarat batas yaitu defleksi adalah nol ($y=0$) apabila $x = 0$ dan $x = L$.

$$y(0) = A \sin 0 + B \cos 0 = 0 \dots\dots\dots(3.6)$$

Untuk $B = 0$, maka persamaan 3.5 menjadi :

$$y = A \sin kx \dots\dots\dots(3.7)$$

Kondisi batas kedua yaitu defleksi adalah nol apabila $x = L$, maka persamaan 3.7 menjadi :

$A \sin kL = 0$ dapat dipenuhi apabila $kL = 0, \pi, 2\pi$

$$\sin kL = \sin n \pi \dots\dots\dots(3.8)$$

$$\sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot L = n \pi \dots\dots\dots(3.9)$$

$$P = \frac{n \pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots(3.10)$$

Tetapi karena yang dicari adalah harga terkecil dari beban kritis atau beban Euler maka n dari persamaan (3.10) diambil 1. Persamaan beban kritis (P_{cr}) elastis adalah sebagai berikut :

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots(3.11)$$

dengan : E (modulus elastis), I (momen inersia), L (panjang kolom dari ujung sendi ke ujung sendi), dan π (konstanta =3.141593).

Persamaan (3.11) memperlihatkan dengan jelas bahwa kapasitas tekan suatu kolom berbanding terbalik dengan kuadrat panjang elemen, berbanding lurus dengan modulus elastisitas material dan momen inersia penampang melintang. Menggunakan persamaan (3.11) dapat diprediksi bahwa apabila suatu kolom menjadi semakin panjang, beban yang dapat menimbulkan tekuk pada kolom menjadi semakin kecil .

Persamaan Euler selalu menggunakan modulus elastis yang harganya tetap, sedangkan keruntuhan kolom pendek dan kolom sedang, terjadi setelah penampangnya tidak elastis, ini berarti terdapat perubahan nilai modulus, dari modulus elastis yang harganya tetap ke modulus elastis yang harganya berubah-ubah. Karena persamaan Euler selalu menggunakan modulus elastis, maka batas berlakunya sampai dengan batas proporsional, diatas batas tersebut persamaan Euler tidak dapat digunakan, dan berlaku rumus teori tangen modulus.

Teori tange modulus membahas keruntuhan kolom di atas batas proporsional (kondisi inelastis). Teori ini dikemukakan oleh *Friedrick enggeser* (*Salmon dan Johnson, 1990*) dengan memodifikasi rumus Euler. Dimana beban tekuk kritis kolom pada saat inelastis adalah :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_t \cdot I}{L^2} \dots\dots\dots(3.12)$$

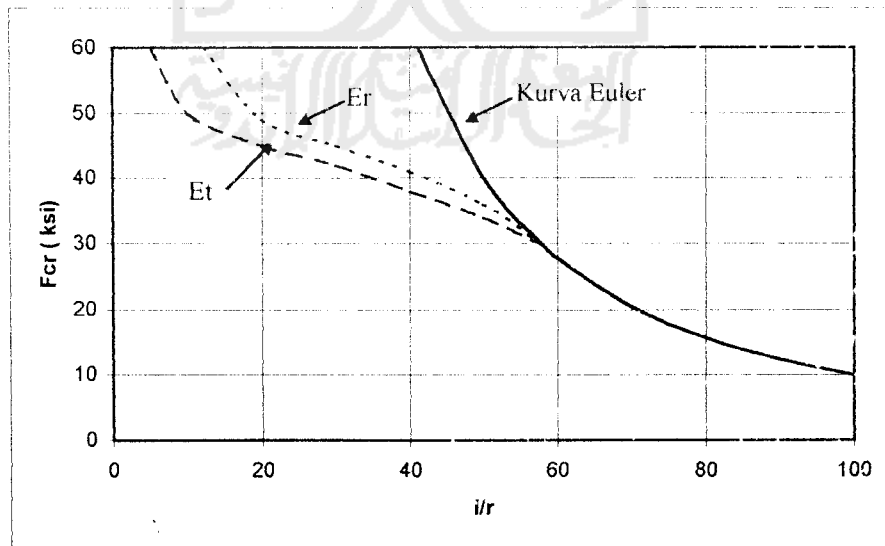
dengan E_t = modulus elastis tange

Pada teori tange modulus ini mengabaikan pembalikan regangan yang terjadi pada penampang kolom, sehingga teori ini diperbaiki dengan teori modulus ganda yang dikemukakan *Engesser* (*Salmon dan Johnson, 1990*) , yaitu :

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

dengan E_r = modulus elastis tereduksi

Perbandingan nilai E , E_t dan E_r pada perhitungan tegangan kritis dapat dilihat pada gambar 3.2..

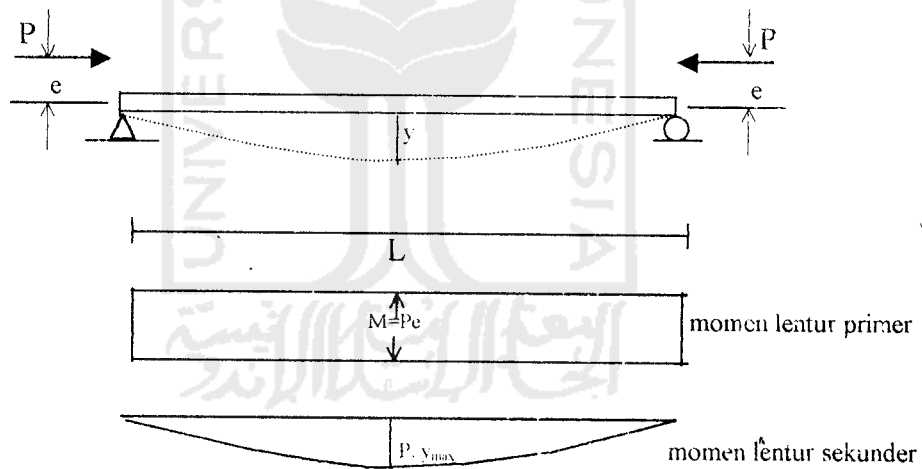


Gambar 3.2. Grafik tegangan menurut persamaan Euler, modulus tange dan modulus tereduksi (*Padosbajayo, 1991*)

Dari gambar 3.2 tampak bahwa tegangan kritis kolom yang menggunakan modulus tangen (E_t) berada di bawah tegangan yang menggunakan modulus tereduksi.

3.2. Pembebanan Eksentrisitas Pada Profil Tunggal

Bila pada suatu batang diberi beban dengan eksentrisitas (e) yang diukur dari sumbu batang, maka beban tekan aksial eksentris ini ekuivalen dengan beban sentris (P) dan momen ($M = P \cdot e$). Momen ini ada sejak beban tersebut diterapkan sehingga kolom mulai terdefleksi pada saat mulai diberi beban. Untuk menganalisis batang yang diberi beban eksentris dapat dilihat pada gambar 3.3 dibawah ini :



Gambar 3.3. Kolom dengan Beban P dan eksentrisitas e

Salah satu rumus batang tekan yang memperhitungkan pengaruh eksentrisitas awal (Gambar 3.3) adalah rumus Secant, (*Salmon dan Johnson, 1990*). Persamaan diferensial untuk kurva elastis adalah :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} = -\frac{P \cdot y}{EI} \dots\dots\dots(3.14)$$

Dengan mengambil $k = \sqrt{\frac{P}{EI}}$, maka persamaan 3.14 berubah menjadi :

$$y = A \sin kx + B \cos x \dots\dots\dots(3.15)$$

Persamaan 3.15 dapat diselesaikan dengan menetapkan kondisi batas yaitu pada saat $x = 0$, maka lendutan $(y) = e$. Kondisi batas $x = 0$ maka $B = e$, persamaan 3.15 menjadi :

$$y = A \sin kx + e \cos kx \dots\dots\dots(3.16)$$

Dengan memperhatikan bahwa kurva elastis mempunyai garis singgung vertikal pada setengah tinggi kolom $x'(\frac{L}{2}) = 0$, maka turunan dari persamaan (3.16) = 0 pada $x = \frac{L}{2}$.

$$x' = kA \cos k\left(\frac{L}{2}\right) - k e \sin . k\left(\frac{L}{2}\right) = 0 \dots\dots\dots(3.17)$$

$$A = e \frac{\sin k\left(\frac{L}{2}\right)}{\cos k\left(\frac{L}{2}\right)} \dots\dots\dots(3.18)$$

$$y = e \left(\frac{\sin k\left(\frac{L}{2}\right)}{\cos k\left(\frac{L}{2}\right)} \cdot \sin k x + \cos k x \right) \dots\dots\dots(3.19)$$

Defleksi maksimum ini terjadi pada $L/2$ karena pada titik ini turunan persamaan (3.19) sama dengan nol, jadi :

$$y_{\max} = e \left(\frac{\sin^2 k \left(\frac{L}{2} \right)}{\cos k \left(\frac{L}{2} \right)} + \cos k \left(\frac{L}{2} \right) \right) = e \cdot \sec \frac{kL}{2} \dots\dots\dots (3.20)$$

Tegangan maksimum yang terjadi pada kolom yang dibebani eksentris terdiri dari tegangan akibat tekan dan lentur :

$$F_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot C}{I} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot y_{\max} \cdot C}{A \cdot r^2} \dots\dots\dots (3.21)$$

$$= \frac{P}{A} \left(1 + \frac{y_{\max} \cdot C}{r^2} \right) \dots\dots\dots (3.22)$$

$$= \frac{P}{A} \left(1 + \frac{e \cdot C}{r^2} \cdot \sec \left(\sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot \frac{L}{2} \right) \right) \dots\dots\dots (3.23)$$

$$P = \frac{F_{\max} \cdot A}{\left(1 + \frac{e \cdot C}{r^2} \cdot \sec \frac{L}{r} \sqrt{\frac{P}{EI}} \right)} \dots\dots\dots (3.24)$$

dengan c merupakan jarak pusat berat ke serat terluar penampang .

Persamaan pada 3.24 sukar digunakan karena variabel P berada diruas kiri dan diruas kanan, padahal variabel tersebut baru akan dicari sehingga penyelesaiannya dilakukan dengan “ trial and error”.

3.3. Kolom Tersusun

Menurut *Padoshajayo (1991)* kolom tersusun adalah kolom gabungan dua batang tunggal atau lebih, dimana batang yang satu dengan yang lain dihubungkan bersama-sama menggunakan batang-batang penghubung sedemikian rupa sehingga membentuk satu kesatuan. Batang penghubung dapat berupa batang melintang (plat),

batang diagonal atau kombinasi batang diagonal dengan melintang. Selain itu penghubung dapat juga berupa pelat menerus. Hubungan batang dengan penghubungnya dapat dilaksanakan dengan baut atau las.

Pada profil tersusun jarak batang antara batang tunggal yang satu dengan batang tunggal yang lain dapat diatur sedemikian rupa sehingga diperoleh penampang batang tersusun yang mempunyai jari-jari inersia yang besar.

Sumbu bahan adalah sumbu yang memotong semua elemen komponen struktur itu, sedangkan sumbu bebas bahan adalah sumbu yang sama sekali tidak atau hanya memotong sebagian dari elemen komponen struktur tersebut (Gambar 3.4). Pada komponen struktur tersusun yang terdiri dari beberapa elemen yang dihubungkan dengan elemen penghubung, kekuatannya harus dihitung terhadap sumbu bahan dan sumbu bebas bahan.

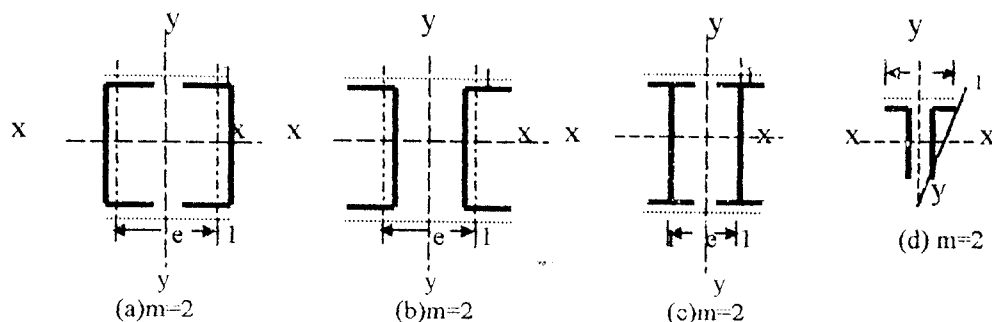
Nilai m untuk penampang batang tersusun yang satu sumbunya sumbu bahan ditunjukkan pada gambar 3.4 sebagai berikut :

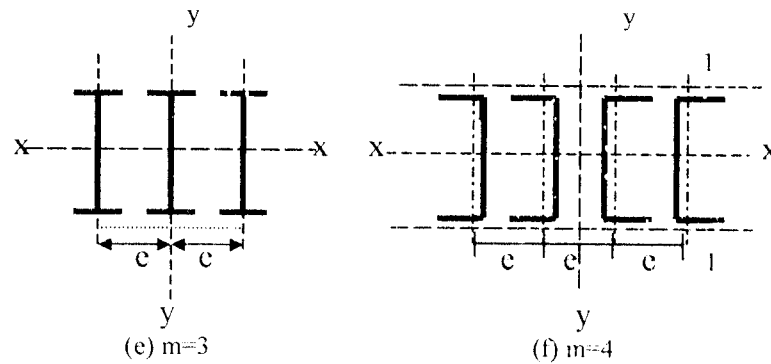
$x - x$ adalah sumbu bahan,

$y - y$ adalah sumbu bebas bahan,

1 - 1 adalah sumbu minimum dari elemen komponen struktur,

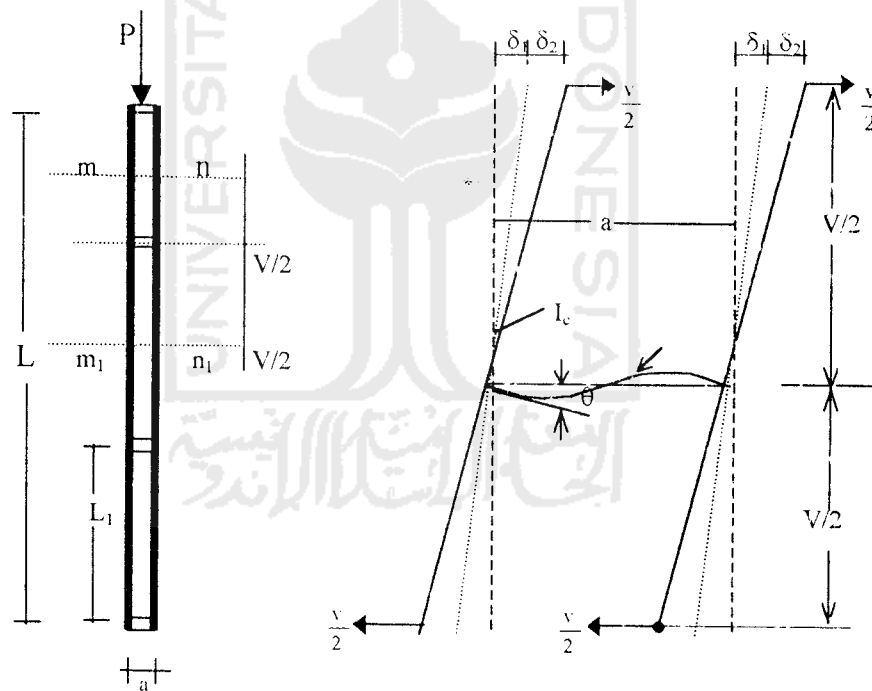
--- adalah pelat kopel.





Gambar 3.4. Sumbu Bahan dan Sumbu Bebas Bahan Pada Kolom Tersusun
(Kuzmanovic and Willems, 1977)

3.4. Pengaruh Geser Pada Kolom Tersusun Pada saat Pembebanan Sentris



Gambar 3.5. Batang Tersusun dihubungkan dengan plat melintang

Salmon dan Johnson (1990) mengemukakan bahwa bila batang mengalami lentur akibat gaya tekan aksial, pada penampang batang tersebut bekerja komponen gaya yang arahnya tegak lurus terhadap sumbu batang. Komponen gaya ini disebut

gaya geser. Besarnya pengaruh geser terhadap pengurangan kekuatan kolom sebanding dengan besarnya deformasi yang ditimbulkan oleh gaya geser. Untuk penampang berbadan pejal atau solid pengaruh geser sangat kecil sehingga dapat diabaikan, sedangkan pada kolom tersusun geser mempengaruhi besarnya kapasitas kolom sehingga pengaruh geser pada kolom tersusun perlu diperhitungkan.

Sebuah batang tersusun terdiri dari dua buah profil C bentukan dingin dengan batang penghubung berupa plat melintang atau plat kopel (Gambar 3.5), batang tersebut dibebani beban aksial P dan pengaruh P pada penampang batang timbul pengaruh lintang atau geser (V). Untuk mengetahui perubahan tempat akibat V ditinjau potongan m-n sampai dengan potongan (m₁-n₁) dianggap profil mempunyai titik belok dipotongan tersebut, (Padosbajayo, 1991). Sehingga pelenturan profil dapat dinyatakan dengan :

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad \dots\dots\dots(3.25)$$

dengan : δ_1 = pelenturan akibat momen pada plat melintang (plat kopel)

δ_2 = pelenturan akibat momen pada profil

Pada ujung – ujung plat melintang bekerja kopel gaya (V.L/2). Sehingga dapat dihasilkan persamaan untuk sudut rotasi di ujung-ujung plat adalah :

$$\theta = \frac{V.L_1.a}{12EI_h} \quad \dots\dots\dots(3.26)$$

EI_h adalah kekakuan batang melintang (plat kopel), dan (I_h) adalah momen kelembaman plat kopel. Untuk plat kopel dimuka dan dibelakang yang tebalnya (T), maka persamaan momen kelembaman plat kopel (I_h) adalah

$$I_h = 2 \left(\frac{1}{12} T \cdot H^3 \right) \dots\dots\dots(3.27)$$

Perubahan tempat akibat momen plat kopel adalah :

$$\delta_1 = \frac{\theta \cdot L_1}{2} = \frac{V \cdot L_1^2 \cdot a}{24EI_h} \dots\dots\dots(3.28)$$

Perubahan tempat akibat momen pada profil, diperoleh dengan anggapan balok sepanjang $(L_1/2)$ sebagai kantilever. Sehingga persamaannya adalah :

$$\delta_2 = \frac{V}{2} \left(\frac{L_1}{2} \right) \frac{1}{3EI_h} = \frac{V \cdot L_1^3}{48EI_c} \dots\dots\dots(3.29)$$

dengan: EI_c = kekakuan lentur profil C

I_c = momen kelembaman batang tunggal

Untuk persamaan gaya lintang pada plat kopel adalah $(V \cdot L_1)/a$, dan persamaan untuk regangan geser pada plat kopel adalah :

$$\frac{\beta \cdot V \cdot L_1}{a \cdot A_h \cdot G} \dots\dots\dots(3.30)$$

dengan: A_h = luas dua plat kopel

β = faktor kekakuan

Persamaan beban kritis untuk kolom tersusun dengan memasukkan pengaruh geser pada perangkai horisontal/plat kopel adalah :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left[\frac{L_1 \cdot a}{12EI_h} + \frac{L_1^2}{24EI_c} + \frac{\beta \cdot L_1 \cdot 2(1+\mu)}{a \cdot A_h \cdot E} \right]} \dots\dots\dots(3.31)$$

Persamaan 3.31 memperlihatkan bahwa beban kritis kolom tersusun dipengaruhi oleh modulus elastis (E), inersia (I), panjang batang, jarak antar plat kopel (L_1), jarak antar pusat berat profil (a), inersia plat (I_{1i}), dan modulus geser (G).

Tegangan kritis kolom didapat dengan membagi persamaan 3.31 dengan luas penampang (A) menjadi :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{AL^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left[\frac{L_1 \cdot a}{12EI_h} + \frac{L_1^2}{24EI_c} + \frac{\beta \cdot L_1 \cdot 2(1+\mu)}{a \cdot A_h \cdot E} \right]} \quad (3.32)$$

$$\text{dengan } \alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left[\frac{L_1 \cdot a}{12EI_h} + \frac{L_1^2}{24EI_c} + \frac{\beta \cdot L_1 \cdot 2(1+\mu)}{a \cdot A_h \cdot E} \right]}$$

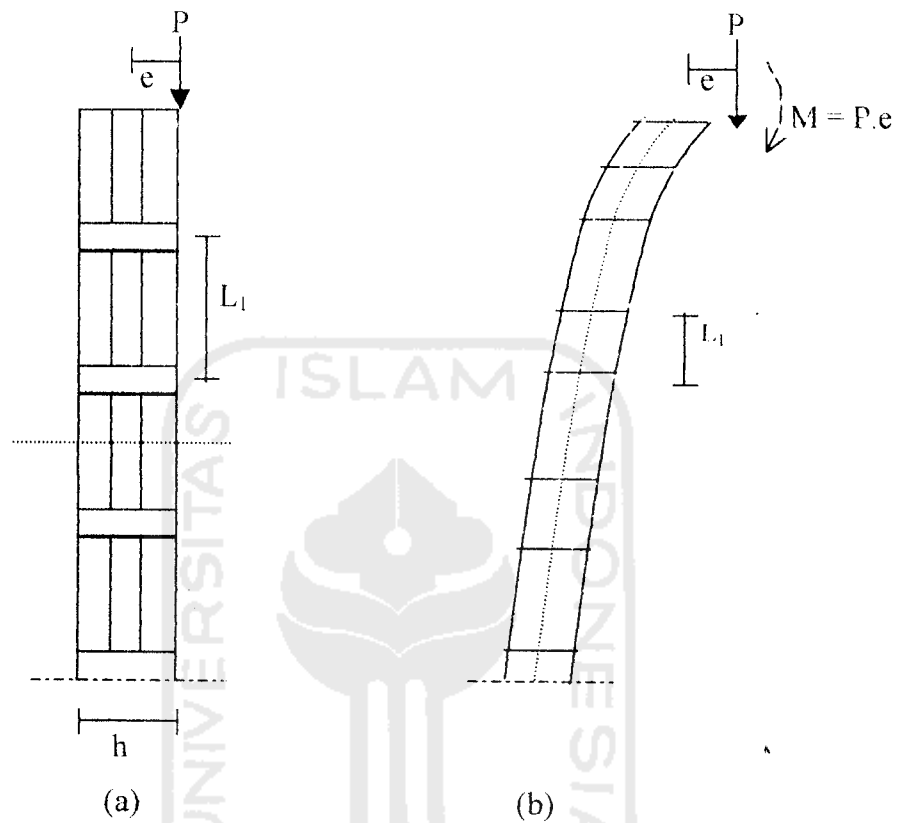
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{\alpha^2 AL^2} \quad (3.33)$$

Persamaan 3.31 dan 3.32 digunakan untuk menghitung beban kritis (P_{cr}) dan tegangan kritis (F_{cr}) pada saat kolom menerima beban secara terpusat (konsentris). Untuk kolom yang menerima beban secara eksentris maka besarnya momen yang terjadi harus diperhitungkan.

3.5. Pembebanan Eksentris Pada Kolom Tersusun

Ferdinand L.Singer dan Andrew Pytel, (1985) mengemukakan perilaku pembebanan yang bekerja pada kolom mempengaruhi timbulnya gaya – gaya yang bekerja pada penampang kolom. Beban aksial yang bekerja secara eksentris akan menimbulkan gaya lain selain gaya aksial berupa gaya momen yang disebabkan oleh eksentrisitas.

Prinsip tegangan yang dihasilkan oleh perilaku beban yang bekerja secara eksentris pada kolom tersusun ditunjukkan pada gambar 3.6 berikut ini :



Gambar 3.6. Kolom Tersusun dengan Beban Tekan eksentris

Pada saat kolom tersusun diberi beban sebesar P dan sejauh e dari pusat berat penampang, sehingga pada penampang (m-n) bekerja interaksi gaya antara tegangan yang ditimbulkan oleh gaya tekan aksial (f_a) dan momen yang terjadi (f_b). Besarnya gaya yang ditimbulkan oleh P adalah :

$$f_a = \frac{P}{A} \dots\dots\dots(3.34)$$

Tegangan yang ditimbulkan akibat momen lentur adalah :

$$f_b = \frac{M \cdot C_x}{I_y} \dots\dots\dots(3.35)$$

dengan $M = P \cdot e$, maka persamaan 3.35 berubah menjadi :

$$fb = \frac{P \cdot e \cdot C_x}{I_y} \dots\dots\dots(3.36)$$

Besarnya tegangan kritis (F_{cr}) pada penampang kolom yang bekerja beban secara eksentris adalah :

$$F = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot C_x}{I_y} \dots\dots\dots(3.37)$$

Dengan mengasumsikan bahwa tegangan kritis (F_{cr}) maksimum yang terjadi adalah tegangan kritis (F_{cr}) kolom pada saat menerima beban secara sentris (persamaan 3.32), maka untuk berbagai macam nilai eksentrisitas persamaan 3.37 menjadi :

$$\frac{\pi^2 \cdot EI}{AL^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left[\frac{L_1 \cdot a}{12EI_h} + \frac{L_1^2}{24EI_c} + \frac{\beta \cdot L_1 \cdot 2(1+\mu)}{a \cdot A_h \cdot E} \right]} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e \cdot C_x}{I_y} \right) \dots\dots\dots(3.38)$$

untuk mencari besarnya nilai beban kritis kolom (P_{cr}) maka persamaan 3.38 menjadi:

$$P = \frac{\frac{\pi^2 \cdot EI}{AL^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \left(\frac{L_1 \cdot a}{12E \cdot I_H} + \frac{L_1^2}{24E \cdot I_c} + \frac{\beta \cdot L_1 \cdot 2(1+\mu)}{a \cdot A_h \cdot E} \right)}}{\left(\frac{1}{A} + e \cdot \frac{C_x}{I_y} \right)} \dots\dots\dots(3.39)$$

dengan $\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left[\frac{L_1 \cdot a}{12EI} + \frac{L_1^2}{24EI} + \frac{\beta L_1 \cdot 2(1+\mu)}{a \cdot A \cdot E} \right]}$, maka persamaan 3.39

menjadi :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{A \cdot L^2 \cdot \alpha^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{A} + e \cdot \frac{C_x}{I_y} \right)} \quad (3.40)$$

Dari persamaan 3.40 terlihat bahwa semakin besar eksentrisitas (e), maka beban kritis (P_{cr}) kolom semakin kecil.

3.6. Kegagalan Pada Kolom Tersusun

Suatu kolom bila mendapat beban yang terus bertambah maka pada saat beban mencapai taraf tertentu maka elemen tersebut akan mengalami ketidakstabilan sehingga terjadi tekuk. Pada saat terjadi tekuk kolom tidak mempunyai kemampuan lagi untuk menerima beban tambahan. Sedikit saja penambahan beban akan menyebabkan kolom tersebut runtuh. Dengan demikian kapasitas kolom adalah besarnya beban yang menyebabkan kolom tersebut mengalami tekuk. Macam tekuk (kegagalan) pada kolom dapat berupa :

3.6.1. Kegagalan Karena Leleh

Kegagalan ini akan terjadi apabila tegangan kritis kolom melebihi tegangan hancur (leleh) material (F_y). Besarnya beban leleh adalah :

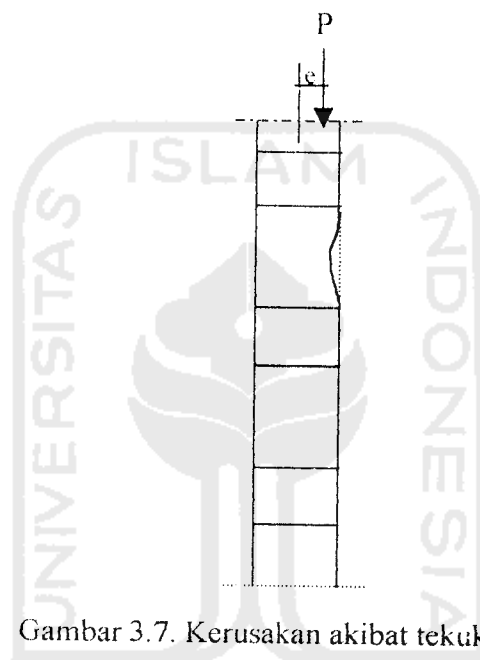
$$P_y = A_g \cdot F_y \quad (3.41)$$

Jenis kegagalan ini hanya terjadi pada kolom pendek. Sedangkan pada kolom panjang kegagalannya ditentukan oleh tekuk karena ketidakstabilan kolom.

3.6.2. Tekuk Lokal

Oleh karena 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 setempat elemen plat dapat mengakibatkan kehancuran penampang keseluruhan yang terlalu dini, atau paling sedikit menyebabkan tegangan menjadi tak merata dan mengurangi kekuatan keseluruhan. Kerusakan kolom akibat tekuk lokal dapat dilihat pada gambar 3.6 sebagai berikut :



Gambar 3.7. Kerusakan akibat tekuk lokal

Tekuk lokal yang perlu ditinjau adalah stabilitas lentur plat. Persamaan diferensial umum tekuk plat homogen yang dikemukakan oleh *Salmon dan Johnson (1994)*, adalah :

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \dots \dots \dots (3.42)$$

Dimana k adalah konstanta yang tergantung pada distribusi tegangan, kondisi tepi dan rasio panjang dengan lebar plat, sedangkan μ adalah rasio poisson, dan b/t adalah rasio lebar dengan ketebalan. Syarat terjadi tekuk lokal adalah :

$$F_{cr \text{ plat}} < F_{cr \text{ tekuk keseluruhan}}$$

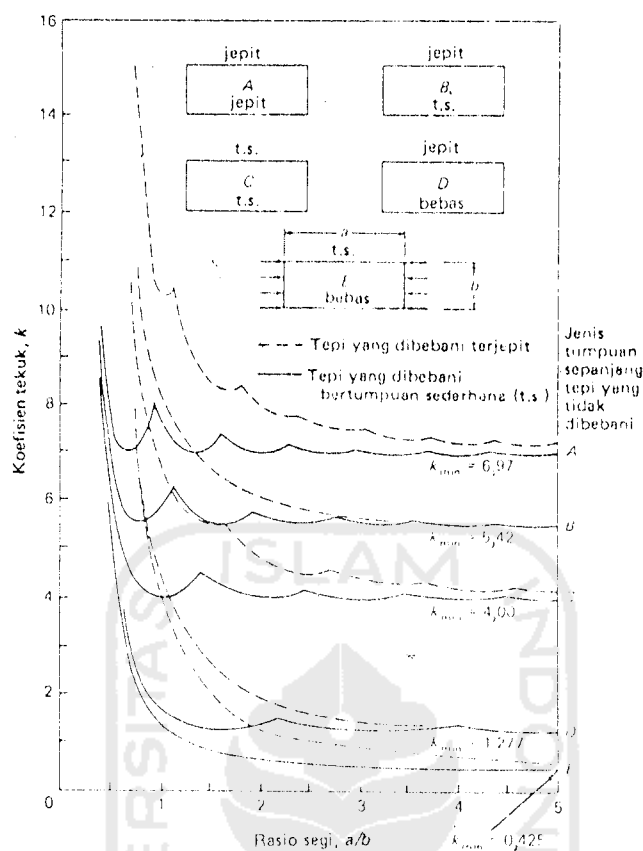
$$k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2} < F_{cr}$$

$$(b/t) < 0,6198 \sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} \dots\dots\dots(3.43)$$

Pada persamaan 3.43 terlihat bahwa nilai F_{cr} sangat dipengaruhi oleh koefisien tekuk (k) dan nilai rasio lebar terhadap tebal (b/t). Nilai k pada persamaan 3.46 tergantung pada jenis bebannya, yaitu :

1. elemen yang menerima beban tekan pada sayap $k = 0,425$ dan badan $k = 4$
2. elemen yang menerima beban lentur nilai koefisien tekuk $k = 39,7$

Karena koefisien tekuk (k) untuk elemen yang menerima tekan lebih kecil daripada lentur, maka akan sangat berpengaruh. Sedangkan koefisien tekuk (k) akibat lentur dapat diabaikan. Nilai k untuk plat akibat gaya tekan dapat dilihat pada gambar 3.8 berikut :



Gambar 3.8. Koefisien Tekuk Elastis untuk tekanan pada plat segi empat datar.

3.6.3. Tekuk Keseluruhan

Salmon dan Johnson, (1990) mengemukakan bahwa tekuk keseluruhan terjadi pada kolom apabila tidak terjadi tekuk lokal sebelum kekuatan penuh kolom berdasarkan rasio kelangsingan (kl/r) keseluruhan tercapai. Tekuk keseluruhan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 4.43.

Dimana harga F_{cr} keseluruhan adalah tegangan kritis pada kolom tersusun akibat pembebanan eksentris seperti pada persamaan 3.32.

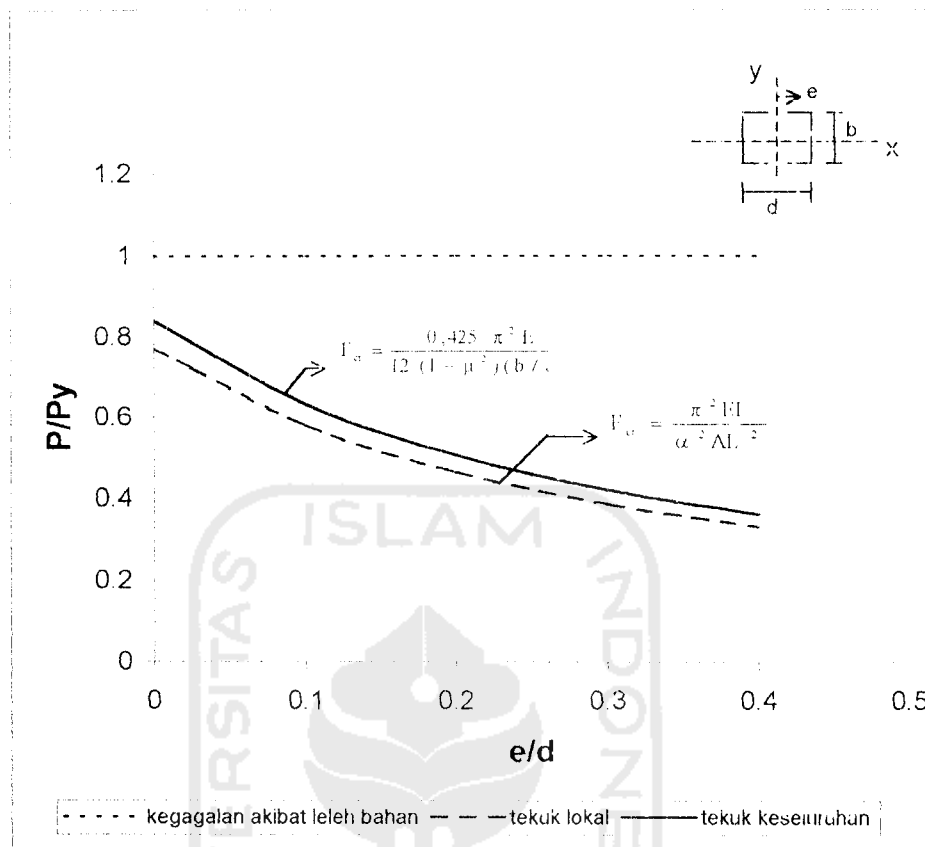
3.7. Hubungan Tanpa dimensi Antara $\frac{P}{P_y}$ dengan $\frac{e}{d}$

Hasil perhitungan beban (P) kolom untuk variasi eksentrisitas (persamaan 3.40) dibandingkan dengan nilai beban pada saat leleh (P_y) dengan menggunakan persamaan 3.41, maka akan didapat rasio $\frac{P}{P_y}$. Rasio $\frac{e}{d}$ didapat dari besarnya eksentrisitas (e) beban dibagi lebar penampang ($d=100$ mm).

Dalam penelitian ini nilai tegangan kritis (F_{cr}) yang digunakan sebagai batasan yaitu :

1. Tegangan kritis kolom (F_{cr}) akibat leleh bahan ($F_y = 240$ Mpa).
2. Tegangan kritis kolom (F_{cr}) akibat tekuk keseluruhan (persamaan 3.32).
3. Tegangan kritis kolom (F_{cr}) pada saat tekuk lokal (persamaan 3.42).

Grafik hubungan antara $\frac{P}{P_y}$ dengan $\frac{e}{d}$ dapat dilihat pada gambar 3.9 sebagai berikut :



Gambar 3.9.
Hubungan antara $\frac{P}{P_y}$ dengan $\frac{e}{d}$

Dari gambar 3.9 dapat diketahui bahwa semakin besar eksentrisitas beban maka besarnya beban kritis yang dapat diterima kolom semakin kecil

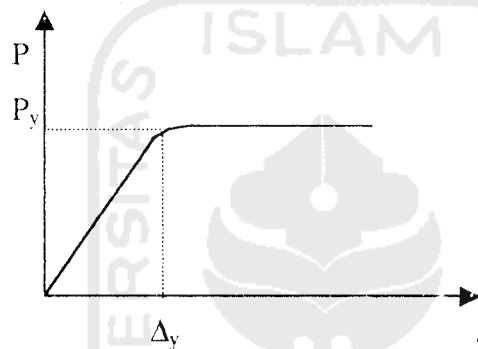
3.8. Hubungan antara Beban dan Lendutan

Kekakuan struktur (K) didefinisikan sebagai rasio beban dan lendutan yang dinyatakan dengan :

$$K = \frac{P}{\Delta} \dots \dots \dots (3.44)$$

Tampak bawa kekakuan berbanding terbalik dengan lendutan. Apabila suatu struktur diberi beban aksial (P) dan lendutan (Δ) yang terjadi diukur maka kekakuan dapat dihitung.

Pada saat pembebanan mencapai beban P_{max} maka akan terjadi momen batas yang menimbulkan mekanisme keruntuhan sehingga penampang ini akan mengalami lendutan (Δ).



Gambar 3.10. Hubungan antara beban (P) dan lendutan (Δ)

Dar

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_{i+1}}{2}$$

Turunan ke

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(2\Delta_x)}{2}$$

arena (2Δ

.47 menja

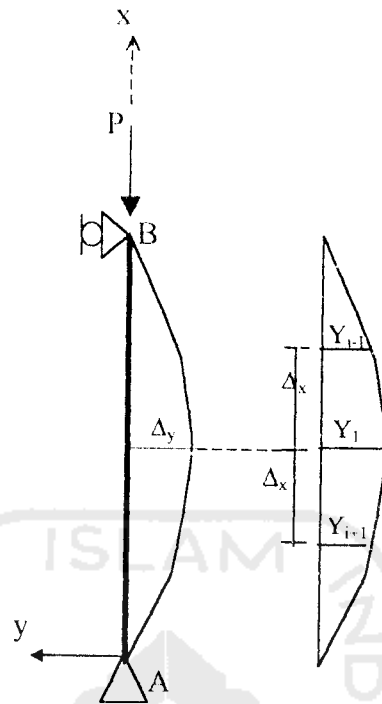
$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{(2\Delta_x)}{2}$$

3.9. Hubungan Momen (M) dan Kelengkungan (Φ)

Faktor kekakuan (EI) didefinisikan sebagai rasio momen dan kelengkungan (Bruneau dkk, 1978; Beedle, 1958) yang dinyatakan dengan persamaan berikut :

$$EI = \frac{M}{\Phi} \dots\dots\dots(3.45)$$

Pemberian beban aksial (P) dari struktur akan didapatkan perpindahan yang diukur pada tiga titik distrik yang berurutan yang dengan jarak yang sama (Δx), dimana tiga titik distrik tersebut diberi notasi y_{i+1} , y_i dan y_{i-1} seperti terlihat pada gambar 3.11 :



Gambar 3.11. Penurunan yang terjadi akibat beban (P)

Dari gambar 3.11 dapat diketahui besarnya dy dan dx dengan persamaan :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta_x} \dots\dots\dots(3.46)$$

Turunan kedua dari persamaan 3.46 adalah :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{(2\Delta_x) \frac{d}{dx} (y_{i+1} - y_{i-1}) - (y_{i+1} - y_{i-1}) \frac{d}{dx} (2\Delta_x)}{(2\Delta_x)^2} \dots\dots\dots(3.47)$$

karena $(2\Delta_x)$ adalah konstanta, maka nilai dari $\frac{d}{dx} (2\Delta_x) = 0$ sehingga persamaan

3.47 menjadi :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{(2\Delta_x) \frac{d}{dx} \left(\frac{y_{i+2} - y_i}{(2\Delta_x)} - \frac{y_i - y_{i-2}}{(2\Delta_x)} \right)}{(2\Delta_x)^2} \dots\dots\dots(3.48)$$

dari persamaan (3.48) didapatkan :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta_x)^2} \dots\dots\dots(3.49)$$

dimana nilai $\frac{d^2y}{dx^2} = \Phi = \frac{M}{EI}$, sehingga persamaan kelengkungan dapat dicari dengan

rumus :

$$\Phi = \frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left(1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} \dots\dots\dots(3.50)$$

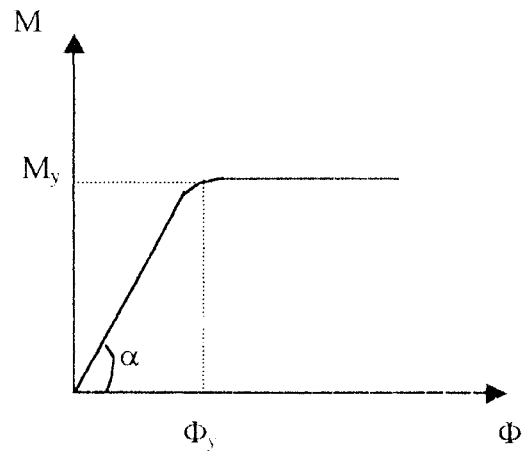
karena $\frac{dy}{dx}$ kecil, maka dengan menggunakan metode *central difference* dianggap

mendekati dengan nol, sehingga didapat kelengkungan dengan rumus :

$$\Phi = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \dots\dots\dots(3.51)$$

Dari persamaan (3.51) maka dapat dicari faktor kekakuan EI setelah momen (M) dan kelengkungan (Φ) diketahui.

Grafik hubungan momen dan kelengkungan ditunjukkan pada Gambar 3.12 sebagai berikut :



Gambar 3.12 Hubungan antara momen (M) dan kelengkungan (Φ)

Gambar 3.12 menunjukkan hubungan antara momen-kelengkungan. Tampak bahwa pada grafik hubungan momen kelengkungan akan membentuk sudut (α), dimana :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{M}{\Phi} \dots\dots\dots (3.51)$$

$$EI = \operatorname{tg} \alpha \dots\dots\dots (3.52)$$

3.10. Hipotesis

Pembebanan kolom secara eksentris (e) dapat mempengaruhi kapasitas suatu kolom. Semakin besar nilai eksentrisitas maka besarnya beban kritis (P_{cr}) yang dapat diterima oleh suatu kolom semakin kecil.