

## BAB III

### LANDASAN TEORI

#### 3.1. Kolom Langsing

##### 3.1.1. Perilaku Kolom Langsing

Secara garis besar komponen struktur tekan dapat diklasifikasikan sebagai komponen struktur pendek dan komponen struktur langsing tergantung pada perilakunya. Peraturan tidak memberikan definisi batas panjang kolom pendek tetapi menetapkan digunakannya satu proses evaluasi kelangsingan pada nilai rasio kelangsingan tertentu. Dengan cara demikian, sebenarnya SK SNI T-15-1991-03 menggolongkan komponen struktur tekan menjadi dua yaitu komponen struktur kolom pendek dan langsing. Semakin langsing suatu kolom semakin mudah terjadi tekuk (buckling) akibat lentur dan atau puntir. Untuk mencegah tekuk yang tidak dikehendaki, diperlukan evaluasi terhadap reduksi kekuatan yang harus diberikan dalam perhitungan struktur kolom (Istimawan, 1994)

Suatu kolom digolongkan langsing apabila dimensi atau ukuran penampang lintangnya kecil dibandingkan dengan tinggi bebasnya (tinggi yang ditopang). Tingkat kelangsingan suatu kolom langsing diungkapkan sebagai ratio kelangsingan

$\frac{klu}{r} < 22$ , untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan oleh goyangan samping

$\frac{klu}{r} < 34 - 12 M_{1b} / M_{2b}$ , untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan ke samping

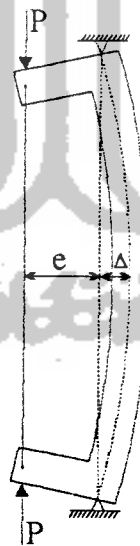
$\frac{klu}{r} > 22$ , untuk kolom langsing

Dengan :  $k$  : faktor panjang efektif komponen struktur tekan,  
 $L_u$  : panjang komponen struktur tekan yang ditopang,  
 $r$  : jari – jari putaran (radius of gyration) potong lintang komponen

$$\text{struktur tekan} = \sqrt{\frac{1}{A}} ; \text{ditetapkan } 0,03 h,$$

Dengan  $h$  ukuran dimensi kolom persegi pada arah bekerjanya momen atau  $0,25 d$  dengan  $D$  adalah diameter kolom bulat (SK SNI T – 15 – 1991 – 03 pasal 3.3.11 ayat 3).

Kolom langsing yang menahan kombinasi lebar aksial tekan dengan lentur akan mendapatkan momen lentur tambahan (momen sekunder) akibat efek  $P - \Delta$  dan mengalami demorfasi ke arah lateral, dengan  $P$  adalah beban aksial dan  $\Delta$  defleksi kolom tertekuk ke arah lateral pada penampang yang ditinjau, sebagaimana ditunjukkan pada gambar 3.1. (Park and Pauley, 1975).



Gambar 3.1. Kolom Langsing yang dibebani secara eksentris

Apabila ditinjau suatu kolom langsing yang menahan gaya aksial  $P$  dengan eksentrisitas  $e$ , tampak pada Gambar 3.1 adanya efek tekuk yang mengakibatkan momen lentur tambahan  $P(\Delta)$ . Momen lentur tambahan atau disebut momen sekunder, dengan sendirinya akan mengakibatkan kapasitas gaya normal turun atau mengecil. Dengan demikian jumlah momen menjadi  $P(e + \Delta)$ , dan selanjutnya tinjauan kekuatan didasarkan pada momen sudah dibesarkan ini. Gaya  $P$  yang bekerja dengan eksentrisitas  $(e+\Delta)$  sehingga menghasilkan  $M$  total (Park & Paulay, 1975).

### 3.1.2. Kekuatan Kolom Langsing

Apabila angka kelangsingan  $kl_u / r$  melebihi persyaratan seperti yang tercantum pada bab 3 sub bab 3.1.1 maka digunakan dua metode analisis stabilitas.

#### 1. Metode pembesaran momen (*momen magnification method*)

Metode analisis ini didasarkan atas momen yang diperbesar yang dinyatakan sebagai :

$$M_c = \delta M_2 = \delta_h M_{2b} + \delta_s M_{2s} \dots \dots \dots (3.1)$$

Dengan :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{F_u}{F_c}} \geq 1 \dots \dots \dots (3.2)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1 \dots \dots \dots (3.3)$$

dan

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \dots \dots \dots (3.4)$$

Dengan :

$P_c$  = beban tekuk Euler

$Kl_u$  = panjang efektif kolom

$\sum P_u \sum P_c$  = jumlah untuk semua kolom pada satu tingkat

$l_u$  = panjang tak tertumpu kolom

$C_m$  = faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan diagram momen seragam ekuivalen ; hanya untuk kolom berpengaku yang mengalami beban ujung.

$\sum P_u$  dan  $\sum P_c$  adalah penjumlahan gaya tekan dari semua kolom dalam satu tingkat.

- a) Untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping nilai  $\delta_b$  dan  $\delta_s$  harus diambil serta nilai  $k$  harus lebih besar dari 1.
- b) Sedangkan untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping, nilai  $\delta_s$  harus diambil serta nilai  $k$  harus lebih besar dari 1.
- c) Untuk komponen struktur yang ditahan terhadap goyangan ke samping dan tanpa beban transversal diantara tumpuannya,  $C_m$  boleh diambil sebagai :

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

- d) Dan untuk kasus lain  $C_m$  harus diambil sebesar 1.

Menurut SNI (1991), bila perhitungannya menunjukkan bahwa pada kedua ujung suatu komponen struktur tekan yang tertahan tidak terdapat momen atau eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan, kurang dari  $(15 + 0,03h)$  mm

$M_{2b}$  dalam Persamaan 3.1 harus diperoleh dari perhitungan, kurang dari  $(15 + 0,03h)$  mm. Rasio dari  $M_{1b} / M_{2b}$  dalam persamaan 3.5 harus ditentukan dari salah satu ketentuan sebagai berikut :

1. Bila eksentrisitas ujung yang didapat dari perhitungan kurang dari  $(15 + 0,3 h)$  mm, momen ujung yang didapat dari perhitungan boleh digunakan untuk menghitung  $M_{1b}/M_{2b}$  dalam persamaan 3.2.
2. Bila perhitungan menunjukkan bahwa pada dasarnya di kedua ujung dari suatu komponen struktur belum terdapat momen, rasio dari  $M_{1b}/M_{2b}$  harus diambil sama dengan 1.

Sedangkan bila perhitungan menunjukkan bahwa pada kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping tidak terdapat momen atau bahwa eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan kurang dari  $(15 + 0,03h)$  mm, maka  $M_{2b}$  dalam persamaan 3.1 harus didasarkan pada suatu eksentrisitas minimum sebesar  $(15 + 0,03h)$  mm.

Dalam mengestimasi  $EI$  harus dimasukkan efek retak dan rangkai untuk pembebanan jangka panjang. Untuk semua batang tekan :

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5) + E_s / I_s}{1 + \beta_d} \dots \dots \dots (3.6)$$

Untuk batang tekan bertulang sedikit ( $\rho_g \leq 3 \%$ ), persamaan ini dapat disederhanakan menjadi :

$$EI = \frac{E_c I_g / 2,5}{1 + \beta_d} \dots \dots \dots (3.7)$$

Dengan :

$$\beta_d = \frac{\text{momen beban mati rencana}}{\text{momen total rencana}} \leq 1$$

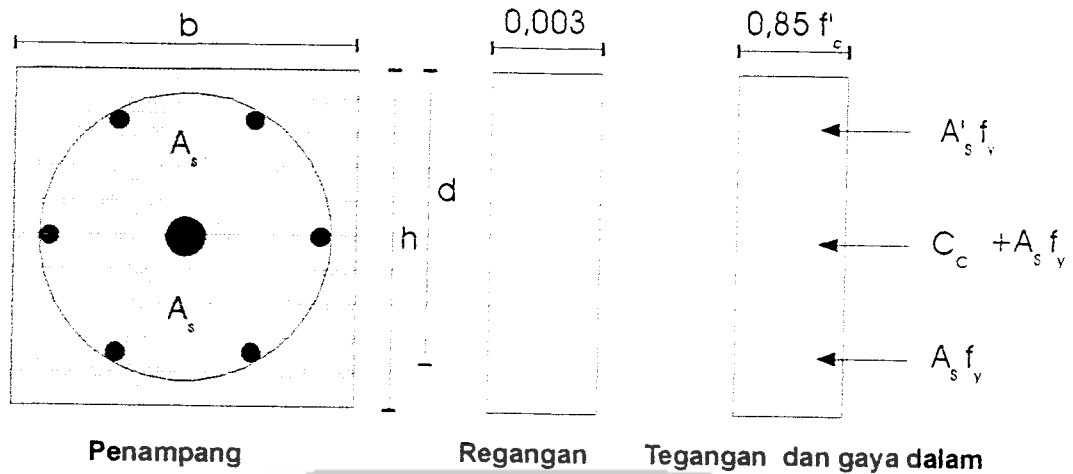
### 3.1.3. Kekuatan Kolom Pendek Berongga

Ditinjau suatu kolom yang luas penampang brutonya  $A_g$  dengan lebar  $b$  dan tinggi total  $h$ , bertulangan baja dengan luas total  $A_{st}$  (terbagi pada semua sisi kolom dan luas pipa/ rongga  $A_p$ . Luas neto penampang beton adalah  $A_g - A_{st} - A_p$ .

Kapasitas beban sentris maksimum pada kolom dapat diperoleh dengan menambahkan kontribusi beton, yaitu  $(A_g - A_{st} - A_p)$  dan kontribusi baja,  $A_{st} \cdot f_y$  dengan  $A_g$  adalah luas bruto total penampang pipa. Beton yang digunakan dalam perhitungan disini adalah  $0,85 f'_c$ . Hal ini disebabkan oleh kekuatan maksimum yang dipertahankan pada struktur aktual mendekati nilai  $0,85 f'_c$ . Dengan demikian, kapasitas beban sentris maksimum adalah  $P_o$  yang dapat dinyatakan sebagai :

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_p) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots (3.8)$$

Perlu ditekankan di sini bahwa sentris menyebabkan tegangan tekan yang merata di seluruh bagian penampang ini berarti bahwa pada saat terjadi keruntuhan, tegangan dan regangannya akan merata di seluruh bagian penampang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.2 (Bambang S dan Arief S, 1997).



Gambar 3.2. Geometri, Regangan Kolom Beban Sentris

Membuat eksentrisitas nol merupakan hal yang tidak mungkin terjadi di dalam struktur aktual. Beberapa hal yang dapat menyebabkan eksentrisitas sangat mudah terjadi misalnya ketidak-tepatan letak dan ukuran kolom, beban yang tidak simetris akibat perbedaan tebal plat di sekitar kolom, atau ada ketidaksempurnaan lainnya. Dengan demikian perlu adanya eksentrisitas minimum yang dapat diterima dalam arah tegak lurus sumbu lentur, yaitu 10% dari tebal kolom untuk kolom bersengkang dan 5% untuk kolom berspiral.

Untuk mengurangi perhitungan eksentrisitas minimum yang diperlukan dalam analisis dan desain, peraturan SK SNI T-15-1991-03 mensyaratkan suatu reduksi beban aksial sebesar 20% untuk kolom bersengkang dan 15% untuk kolom spiral. Dengan demikian kapasitas beban aksial nominal pada kolom tidak boleh diambil lebih besar dari pada :

$$P_{n \text{ (maks)}} = 0,8 [0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_p)] + A_s f_y \dots\dots\dots (3.9)$$

Untuk kolom bersengkang, dan

$$P_{n(\text{maks})} = 0,85 [0,85 f_c (A_g - A_{st} - A_p)] + A_s f_y \quad (3.10) \dots\dots\dots (3.10)$$

Untuk kolom spiral

### 3.2. Reduksi Kekuatan Pada Kolom Langsing Berongga

Ditinjau dari suatu penampang kolom persegi dengan  $h$  adalah tinggi dan  $b$  adalah lebar, maka dapat ditentukan Inersia ( $I$ ) kolom sebagai berikut :

$$I = 1/12 bh^3$$

Karena pengaruh rongga mengakibatkan Inersia ( $I$ ) penampang kolom tersebut berkurang, sehingga kekuatan kolom akan tereduksi. Semakin besar rongga yang ada pada penampang kolom, maka semakin besar pula reduksi kekuatan yang terjadi, dan mengakibatkan momen semakin besar, begitu juga nilai kelengkungan akan bertambah besar, ini akan sangat jelas pada kolom langsing. Untuk menentukan kelengkungan suatu kolom solid dapat dihitung pada persamaan (Park and Paulay, 1975).

$$\phi = \frac{M}{EI} \dots\dots\dots (3.11)$$

Dari persamaan di atas dapat ditentukan nilai kelengkungan dari kolom yang berongga dengan pengurangan nilai Inersia ( $I$ ). Pada keadaan elastis, nilai kelengkungan dapat dicari dengan :

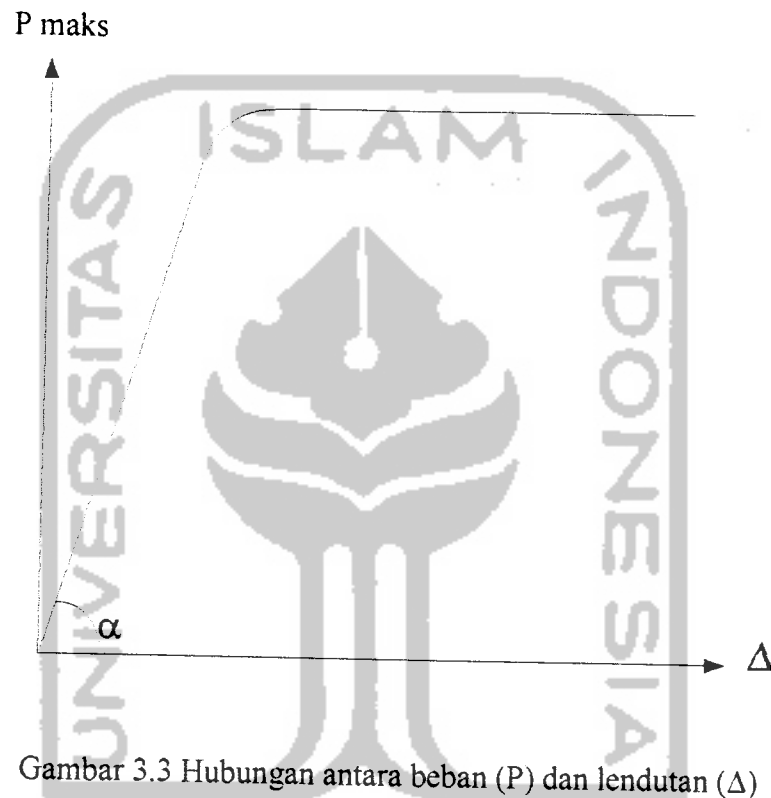
$$I = 1/12 bh^3 - 1/64 \pi D^4 \longrightarrow D = \text{Diameter rongga}$$

$$\text{Maka } \Phi = \frac{M}{E \left( \frac{1}{12} bh^3 - \frac{1}{64} \pi D^4 \right)} \dots\dots\dots (3.12)$$



### 3.3. Hubungan beban dan lendutan

Hubungan beban ( $P$ ) dengan defleksi ( $\Delta$ ) diperoleh dari hasil uji pembebanan (*loading test*). Beban ( $P$ ) diberikan bertahap dengan kenaikan setiap 0,5 ton sesuai yang dilakukan Fatkhurrohman (1999) pemberian beban pada balok akan mengakibatkan penurunan atau defleksi (seperti Gambar 3.3)



Gambar 3.3 Hubungan antara beban ( $P$ ) dan lendutan ( $\Delta$ )

Dari hubungan antara beban ( $P$ ) dan defleksi ( $\Delta$ ) Gambar 3.3 didapat kekakuan kolom ( $k$ ) sebagai berikut :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P}{\Delta} \dots\dots\dots (3.13)$$

$$k = \operatorname{tg} \alpha \dots\dots\dots (3.14)$$

$$k = \frac{P}{\Delta} \dots\dots\dots (3.15)$$

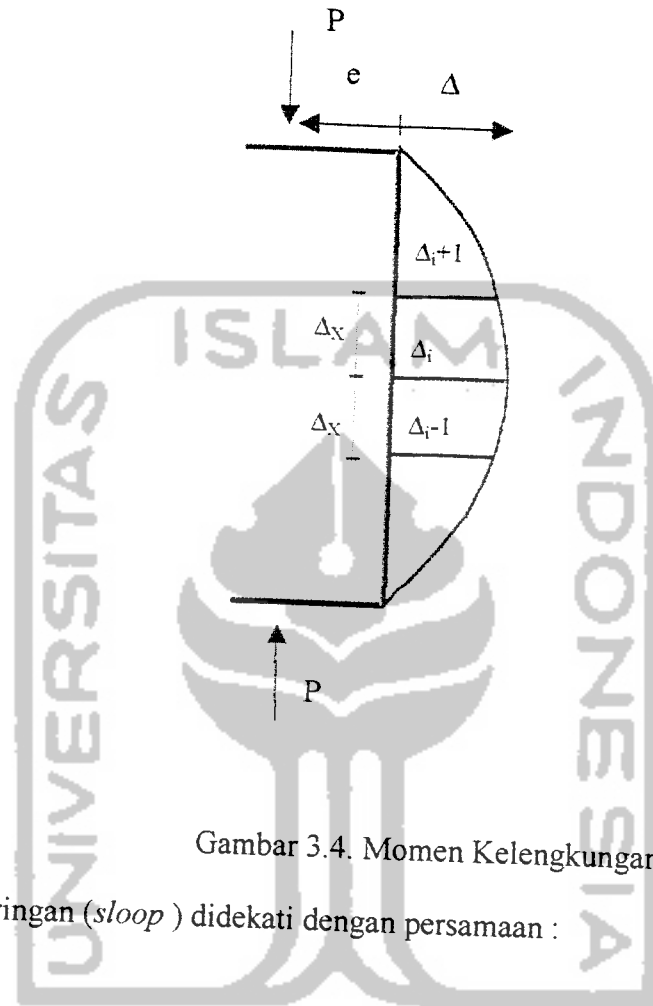
### 3.4. Hubungan Momen Kelengkungan

Dasar untuk perencanaan limit terletak pada kelakuan dari material yang tidak elastis pada tegangan-tegangan yang tinggi, yaitu kemampuannya untuk menahan suatu momen luluh tertentu sementara suatu kenaikan pada kelengkungan setempat yang banyak sekali terjadi. Pada kerangka statis tidak tertentu ini berarti suatu tampang setempat yang tertentu yang cenderung dibebani secara berlebihan meluluh dan menolak untuk menerima momen lagi, tetapi tidak runtuh. Malahan membentuk apa yang dinamakan "sendi" dan dengan demikian gaya-gaya beraksi terhadap pembebanan selanjutnya sampai tampang-tampang yang kurang sepenuhnya diregangkan. Suatu perencanaan limit harus mulai dengan mempertimbangkan hubungan antara momen lentur dan kelengkungan yang dihasilkan suatu bagian konstruksi. Peningkatan kelengkungan yang digunakan untuk menentukan kuat lentur beban kolom beton bertulang yang mengalami kerusakan. Lokasi kerusakan dalam penelitian ini dideteksi dengan peningkatan rangkaian kelengkungan. Hubungan momen, kelengkungan dan faktor kekakuan lentur dinyatakan dengan persamaan :

$$\Phi = \frac{M}{EI} \dots\dots\dots (3.11)$$

Dengan ini  $\Phi$ ,  $M$  dan  $EI$  berturut-turut menyatakan kelengkungan momen dan faktor kekakuan, karena nilai  $EI$  elemen kolom yang rusak berkurang, dan kelengkungannya meningkat. Peningkatan kelengkungan ini digunakan untuk menentukan kuat lentur sisa kolom beton bertulang yang mengalami kerusakan. Kelengkungan kolom diturunkan dari data perpindahan dengan pendekatan metode

*central difference*. Dengan cara pada ujung kolom diberikan beban maksimum dengan memakai sistem pembebanan yang ditunjukkan pada Gambar 3.4. berikut :



Gambar 3.4. Momen Kelengkungan

Standard kemiringan (*sloop*) didekati dengan persamaan :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_{i-1}}{2\Delta x} \dots\dots\dots (3.16)$$

Turunan persamaan (3.16) adalah :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{\Delta_{i+1} - 2\Delta_i + \Delta_{i-1}}{\Delta x^2} \dots\dots\dots (3.17)$$

Menurut *Themoshenko*, kelengkungan didekati dengan :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \emptyset \dots\dots\dots (3.18)$$

Sehingga kelengkungan kolom didekati dengan persamaan :

$$\phi = \frac{\Delta_{i+1} - 2\Delta_i + \Delta_{i-1}}{\Delta x^2} \dots\dots\dots (3.19)$$

Momen maksimum kolom yang menerima beban besar ditentukan dengan persamaan :

$$M = P \cdot e \dots\dots\dots (3.19)$$

Dengan e mengalami penambahan sebesar  $\Delta n$  maka momennya didapat :

$$M = P (e + \Delta n) \dots\dots\dots (3.20)$$

Dengan:

M = momen

P = beban

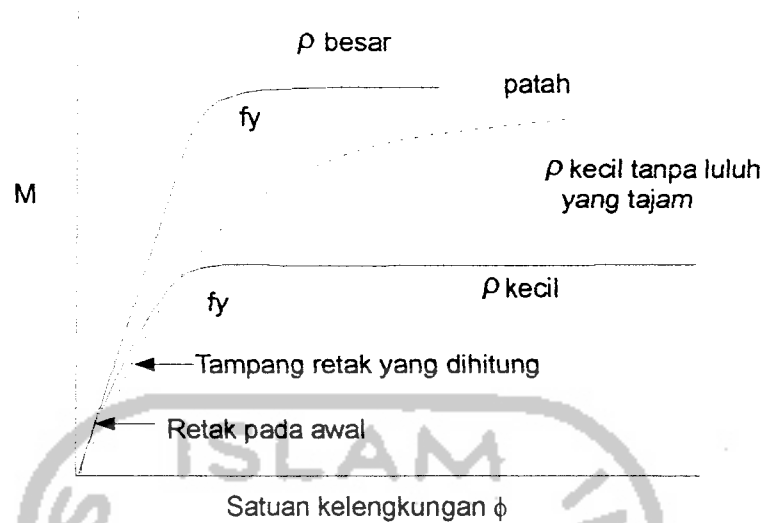
e = eksentrisitas

$\Delta$  = displacemen. yang terjadi

Menurut *Themoshenko* hubungan faktor kekakuan dan kelengkungan adalah :

$$EI = \frac{M}{\phi} \dots\dots\dots (3.21)$$

Grafik momen kelengkungan untuk uji lentur ditunjukkan pada Gambar 3.5 berikut :



Gambar 3.5. Hubungan momen kelengkungan untuk beton bertulang (Fergusson)

### 3.4.1. Menghitung Momen Retak

Mengacu pada Istimawan (1994), momen retak secara teoritis dihitung dengan persamaan :

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot x \cdot I_g}{Y_t} \dots \dots \dots (3.22)$$

Dengan :  $M_{cr}$  = momen retak ,  $f_r$  = modulus letak beton =  $0,7 \times \sqrt{f_c'}$  ,  $I_g$  = inersia kolom  $1/12 bh^3$ ,  $Y_t$  = jarak garis netral ke serat tepi tertarik.

Pada persamaan di atas nilai  $I_g$  adalah untuk kolom normal tanpa rongga, sedangkan untuk kolom yang diberi rongga dengan diameter rongga telah ditentukan akan mengalami perubahan nilai inersia ( $I_g$ ), sehingga persamaan di atas berubah menjadi  $I_g = (1/12 bh^3 - 1/64 \pi D^4)$

Dengan :  $b$  = lebar kolom,  $h$  = tinggi kolom,  $D$  = diameter rongga

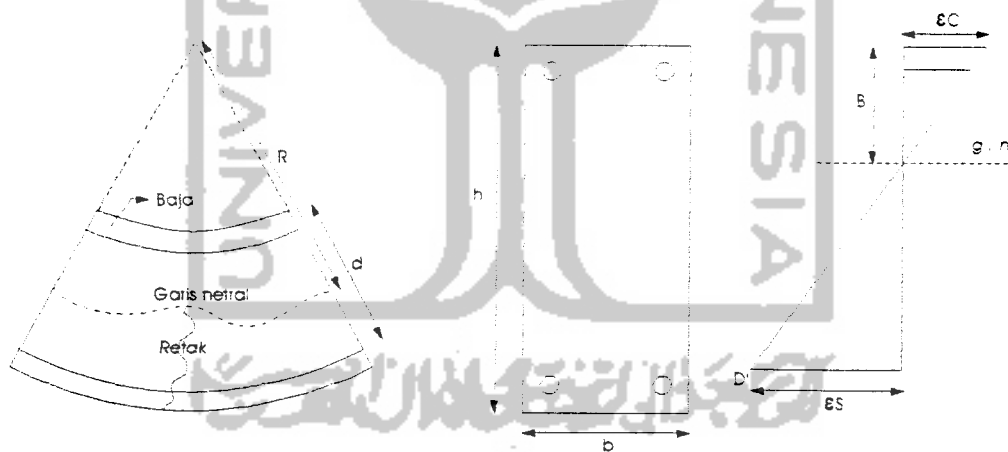
Kemudian untuk mencari  $P_{cr}$  secara teoritis digunakan persamaan sebagai berikut :

$$M_{cr} = P_{cr} \cdot e \dots\dots\dots (3.23)$$

$$P_{cr} = \frac{M_{cr}}{e} \dots\dots\dots (3.24)$$

### 3.4.2. Kondisi Leleh dan Ultimit Momen – Kelengkungan

Sebuah elemen lurus dari sebuah kolom beton bertulang dengan momen – momen ujung dan gaya aksial yang sama seperti gambar 3.6. Jari-jari kelengkungan  $R$  diukur dari garis netral. Adanya retak – retak pada beton akibat terjadi penambahan tegangan akan merubah jari – jari kelengkungan ( $R$ ), tinggi netral ( $kd$ ), regangan beton ( $\epsilon_c$ ) dan regangan baja tarik ( $\epsilon_s$ ). (Park and Pauley)



Gambar 3.6. Kelengkungan Balok

Menganggap sebuah elemen dengan panjang  $dx$  dari kolom dan menggunakan notasi seperti pada Gambar 3.6. maka rotasi diantara ujung-ujung dari elemen diberikan oleh :

$$\frac{d_x}{R} = \frac{\varepsilon_c d_x}{kd} = \frac{\varepsilon_s d_x}{d(1-k)}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon}{d(1-k)}$$

$$\Phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_c}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \dots\dots\dots(3.25)$$

dengan :  $\Phi$  = kelengkungan,  $\varepsilon_c$  = regangan beton,  $\varepsilon_s$  = regangan baja,  
 $d$  = tinggi efektif penampang

Ini menunjukkan bahwa kelengkungan  $\Phi$  adalah gradien dari regangan dari elemen seperti dalam Gambar 3.6. Kelengkungan akan benar – benar berubah sepanjang bentang balok karena baik-turunnya garis netral dan regangan-regangan diantara retak-retak. Jika panjang elemen adalah kecil dan sebuah retak berakhir, kelengkungan dihitung dengan persamaan (3.27) untuk penampang ijin yang diperoleh dari hubungan momen-kelengkungan.

Kelengkungan akan besar jika regangan baja dan beton besar, sehingga terjadi hubungan perbandingan lurus. Begitu juga dengan kekuannya, jika kelengkungan besar maka kekauan akan kecil, ini terlihat pada persamaan (3.21)

Pada umumnya kasus dari sebuah penampang persegi bertulang ganda pada leleh pertama dari tegangan baja dan regangan ultimit beton dapat ditentukan dengan persamaan kelengkungan.

Persamaan Momen-Kelengkungan pada saat leleh pertama dicari dengan persamaan (Park and Pauley, 1975) :

$$k = [(\rho + \rho')^2 n^2 - 2(\rho + \frac{\rho' d'}{d}) n]^{1/2} - (\rho - \rho')^n \dots\dots\dots(3.26)$$

$$M_y = A_s \times f_y \times jd \dots\dots\dots(3.27)$$

$$\Phi_y = \frac{\frac{f_y}{E_s}}{d(1-k)} \dots\dots\dots (3.28)$$

Dengan :  $k$  = faktor tinggi garis netral

$M_y$  = Momen leleh pertama

$\Phi_y$  = Kelengkungan leleh pertama

$A_s$  = Luas tulangan tarik

$A_s'$  = Luas tulangan tekan

$d$  = tinggi efektif penampang

$d'$  = jarak dari serat tekan ketitik berat baja tekan

$E_c$  = Modulus elastis beton

$E_s$  = Modulus elastis baja

$f_y$  = Tegangan leleh baja

$jd$  = lengan dari titik berat dari baja tekan dan beton ketitik berat tulangan tarik.

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; \rho = \frac{A_s}{bd} ; \rho' = \frac{A_s'}{bd} \dots\dots\dots (3.29)$$

Mengacu pada SKSNI nilai modulus elastis beton didekati dengan persamaan :

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (3.30)$$

Penurunan kuat tekan beton mempengaruhi penurunan nilai modulus elastisitas beton. Dengan demikian nilai perbandingan antara modulus elastisitas baja terhadap modulus elastisitas beton ( $n$ ) akan semakin besar.



$$\varepsilon_c \left[ 1 - \beta_1 \times d' \left( \frac{0,85 \times f_c \times b}{A_s \times f_y - A'_s \times f_y} \right) \right] \geq \frac{f_y}{E_s} \dots \dots \dots (3.35)$$

Jika persamaan (3.35) kurang sesuai, baja tekan tidak leleh, maka nilai nyata dari tegangan baja dicari dengan persamaan :

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s \dots \dots \dots (3.36)$$

Maka momen ultimit dapat dicari dengan persamaan:

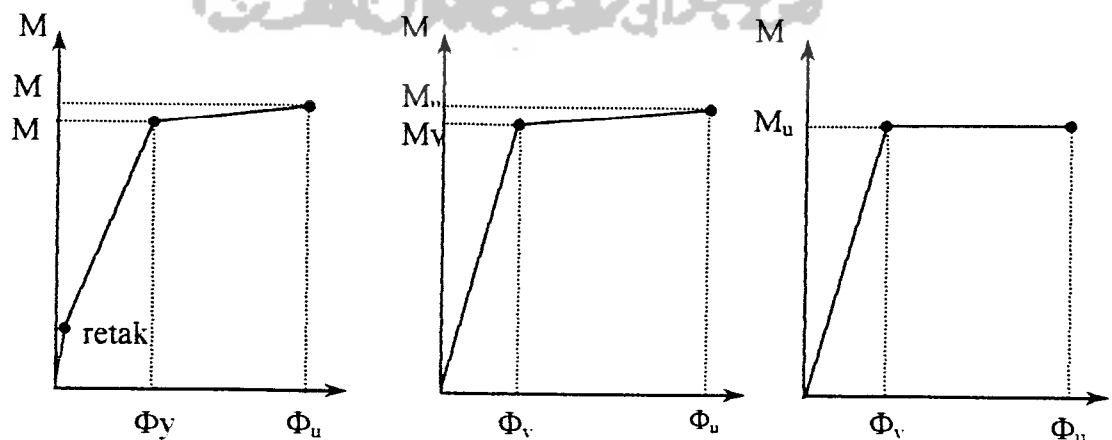
➤ Untuk kolom normal

$$M_u = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left( d - \left( \frac{a}{2} \right) \right) + A_s \times E_s \times \varepsilon_c - \left( \left( \frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) \times (d - d') \right) \dots \dots \dots (3.37)$$

Ukuran dari peningkatan momen lentur setelah leleh dikenal  $M_u / M_y$ . Rasio ini ditentukan dari persamaan (3.27) dan (3.32). Rasio  $\Phi_u / \Phi_y$  dapat ditulis seperti:

$$\frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{\varepsilon_c}{f_y} \times \frac{d(1-k)}{a} \dots \dots \dots (3.38)$$

Mengacu pada persamaan (3.28) dan (3.33) perubahan material yang berupa penurunan  $f'_c$  berpengaruh terhadap kenaikan nilai  $\Phi_y$  dan penurunan  $\Phi_u$  menyebabkan penurunan rasio faktor daktilitas kelengkungan beton.



Gambar 3.7 Curva momen kelengkungan