

BAB II

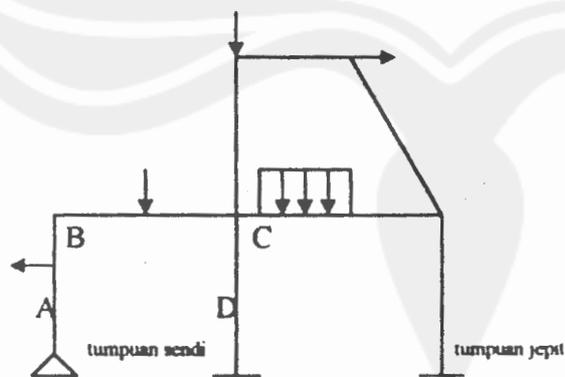
ANALISIS STRUKTUR PORTAL BIDANG DAN KOLOM BETON BERTULANG

II.1. Struktur Portal Bidang

II.1.1. Pendahuluan

Setiap struktur rangka terdiri dari batang-batang. Titik kumpul struktur rangka adalah titik pertemuan batang-batang, termasuk tumpuan dan ujung bebas suatu batang. Tumpuan bisa merupakan jepitan, sendi, atau bisa juga tumpuan rol. Beban pada suatu struktur rangka bisa berupa gaya terpusat, beban merata, atau momen.

Portal bidang dibentuk oleh batang-batang yang sumbu simetrinya terletak pada satu bidang. Titik kumpul antar batang (titik B dan C) portal bidang merupakan sambungan tegar. Gaya yang bekerja dan translasinya terletak pada bidang struktur, sedangkan vektor momen yang bekerja tegak lurus bidang struktur. Tegangan dalam yang terjadi di penampang batang portal terdiri dari momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial (Weaver, 1989).

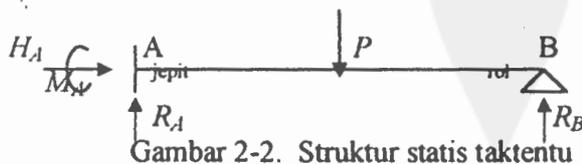


Gambar 2-1. Portal bidang (Weaver, 1989)

Bila suatu struktur diberi beban, batangnya akan mengalami deformasi sehingga titik-titik pada struktur akan berpindah ke posisi yang baru. Umumnya semua titik pada struktur kecuali tumpuan yang tidak dapat bergerak akan mengalami perpindahan. Perpindahan pada struktur yang ditimbulkan oleh gabungan pengaruh deformasi semua elemen. Pada portal bidang deformasi yang berpengaruh adalah akibat lenturan dan gaya aksial.

Suatu struktur pasti akan mengalami aksi dan perpindahan. Aksi yang terjadi adalah aksi dalam dan aksi luar dari struktur. Aksi luar yang dimaksud disini adalah merupakan gaya umum yang berupa momen, beban terpusat, beban merata, atau gabungan dari gaya tersebut. Aksi dalam adalah resultan distribusi tegangan dalam yang meliputi momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial. Perpindahan umumnya berupa translasi atau rotasi di titik struktur. Translasi menunjukkan jarak dari pergerakan titik struktur terhadap titik awalnya, sedang rotasi menyatakan sudut putar garis singgung di satu titik.

Peninjauan terhadap aksi dan perpindahan akan berpengaruh pada derajat ketidaktentuan statis dari suatu struktur. Ketidaktentuan menunjukkan kelebihan aksi yang takdiketahui terhadap jumlah persamaan keseimbangan statis yang tersedia. Kelebihan aksi yang takdiketahui dari yang dapat dicari dengan keseimbangan statis disebut *gaya kelebihan statis (static redundant)*, dan jumlah gaya kelebihan ini menyatakan derajat ketidaktentuan statis (Weaver, 1989).



Gambar 2-2. Struktur statis takentu

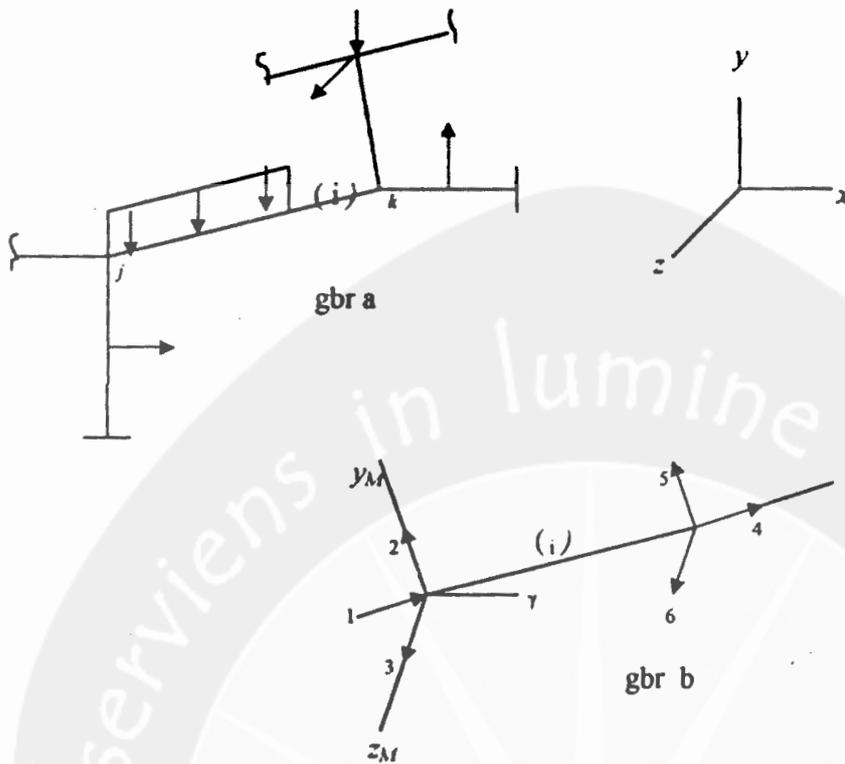
Ketidaktentuan statis balok pada gambar 2-2 berderajat satu, karena memiliki empat gaya reaksi (R_A , R_B , H_A , M_A) tetapi jumlah persamaan keseimbangan yang tersedia untuk menghitung reaksi hanya tiga.

Ketidaktentuan statis bisa dibedakan atas ketidaktentuan luar dan dalam. Ketidaktentuan luar berhubungan dengan perhitungan reaksi struktur. Ketidaktentuan dalam berhubungan dengan perhitungan resultan tegangan dalam struktur. Derajat ketidaktentuan total suatu struktur adalah jumlah derajat ketidaktentuan luar dan dalam. Ketidaktentuan luar pada balok diatas adalah berderajat satu dan balok bersifat tertentu dalam, karena semua resultan tegangan pada balok dapat ditentukan setelah seluruh aksi diketahui.

Pada analisis metode kekakuan, perpindahan titik kumpul struktur merupakan besaran yang tak diketahui. Jenis kedua ketidaktentuan ini disebut *ketidaktentuan kinematis*. Pada struktur yang dibebani, setiap titik kumpul akan mengalami perpindahan translasi dan rotasi. Perpindahan titik kumpul diketahui dari pengekangan yang diberikan pada struktur. Di tumpuan jepit tidak dapat terjadi perpindahan apapun. Perpindahan titik kumpul yang tak diketahui ini adalah besaran ketidaktentuan kinematis. Jumlahnya menyatakan derajat ketidaktentuan kinematis struktur, atau jumlah *derajat kebebasan (degree of freedom)* untuk perpindahan titik kumpul (Weaver, 1989).

II.1.2. Kekakuan Batang Portal Bidang

Untuk analisis portal bidang, diperlukan matriks kekakuan batang untuk batang tipikal suatu portal. Matriks ini pertama dirumuskan terhadap sumbu batang dan kemudian ditransformasi ke sumbu struktur dengan metode rotasi sumbu.



Gambar 2-3 Sistem penomoran untuk batang portal bidang (Weaver, 1989)

Gambar 2-3a memperlihatkan batang tipikal i pada suatu portal bidang.

Titik kumpul diujung batang diberi notasi j dan k . Sumbu orthogonal x, y , dan z adalah sumbu referensi struktur. Portal bidang terletak pada bidang $x-y$ yang dianggap sebagai bidang utama lentur untuk semua batang. Batang-batang portal dianggap bersambungan secara tegar, dan perpindahan titik kumpul terdiri dari translasi pada bidang $x-y$ dan rotasi dalam arah z .

Perpindahan ujung pada batang i ditunjukkan pada Gambar 2-3b untuk sumbu arah batang x_M, y_M , dan z_M . Sumbu batang diputar dari sumbu struktur terhadap sumbu z_M sebesar sudut γ . Keenam perpindahan ujung yang diperlihatkan dalam arah positifnya terdiri dari translasi dalam arah x_M , dan y_M

serta rotasi dalam z_M masing-masing di ujung j dan k . Jika perpindahan satuan jenis ini diinduksi di setiap ujung batang satu per satu, maka aksi pengekan yang timbul akan sama dengan elemen matriks kekakuan batang S_{Mj} untuk sumbu batang (Weaver, 1989).

$$S_{MSj} = \begin{bmatrix} \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & -\frac{4EI_z}{L} \\ \hline -\frac{EA_x}{L} & 0 & 0 & \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & -\frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

Tabel 2-1 Matriks kekakuan batang portal bidang sumbu batang

dengan E merupakan modulus elastisitas untuk tarikan atau tekanan, A_x merupakan luas penampang melintang batang, I_z merupakan momen inersia batang, dan L adalah panjang batang.

Untuk mentransformasi matriks kekakuan batang dari sumbu batang ke sumbu struktur, maka perlu dibentuk matriks transformasi rotasi R_T untuk batang portal bidang. Matriks R adalah matriks perpindahan yang dinyatakan dalam kosinus arah batang dan memasukkan kosinus arah C_x dan C_y untuk batang tersebut.

$$R = \begin{bmatrix} \cos \gamma & \sin \gamma & 0 \\ -\sin \gamma & \cos \gamma & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_x & C_y & 0 \\ -C_y & C_x & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2.1)$$

Matriks transformasi rotasi R_T untuk batang portal bidang adalah:

$$\mathbf{R}_T = \begin{bmatrix} R & 0 \\ 0 & R \end{bmatrix} \dots\dots\dots(2.2)$$

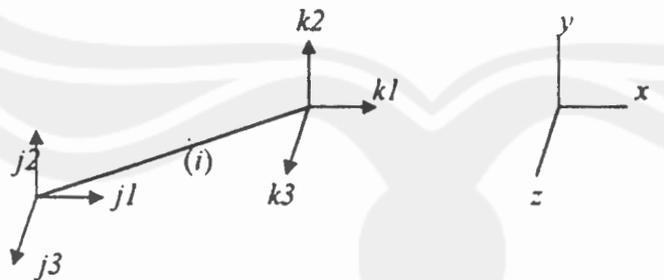
Setelah matriks transformasi rotasi diperoleh maka dapat dihitung matriks kekakuan batang untuk sumbu struktur dengan operasi:

$$\mathbf{S}_{MS} = (\mathbf{R}_T)^T \mathbf{S}_M \mathbf{R}_T \dots\dots\dots(2.3)$$

Sehingga akan diperoleh matriks kekakuan batang ke- i yang dapat dilihat pada persamaan 2.4.

Sebagai langkah pendahuluan dalam analisis, batang dan titik kumpul struktur harus diberi nomor. Titik kumpul diberi nomor 1 sampai n_j dan batang diberi nomor 1 sampai m . Urutan pemberian nomor bersifat sembarang. Oleh karena deformasi aksial dan lentur akan akan diperhitungkan dalam analisa portal bidang, maka ada tiga perpindahan bebas yang mungkin ada di setiap titik kumpul. Perpindahan yang terjadi di titik kumpul dapat diberi notasi sebagai berikut:

- $3j - 2$ = indeks untuk translasi dalam arah x
- $3j - 1$ = indeks untuk translasi dalam arah y
- $3j$ = indeks untuk translasi dalam arah z



Gambar 2-4 Perpindahan ujung batang portal bidang

Jumlah derajat kebebasan n pada portal bidang bisa dihitung dari jumlah titik kumpul n_j dan jumlah pengekang n_r dengan persamaan berikut:

$$n = 3n_j - n_r \dots \dots \dots (2.5)$$

Batang i pada portal bidang akan memiliki nomor titik kumpul j dan k pada ujung-ujungnya. Indeks perpindahan ini dihitung dengan persamaan:

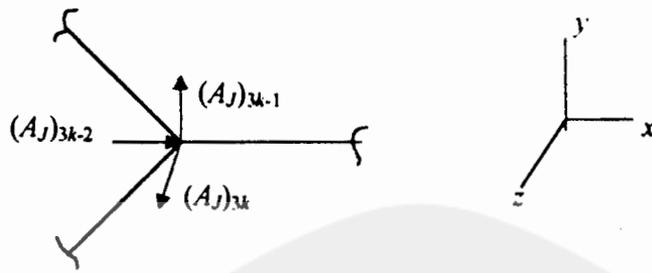
$$\begin{array}{lll} j1 = 3j - 2 & j2 = 3j - 1 & j3 = 3j \\ k1 = 3k - 2 & k2 = 3k - 1 & k3 = 3k \end{array} \dots \dots \dots (2.6)$$

Untuk tahap pertama, matriks kekakuan S_{Msi} 6×6 untuk sumbu struktur diturunkan bagi batang ke i pada portal. Batang i memberi kontribusi kekakuan titik kumpul j dan k di ujung batang tersebut. Dengan demikian elemen yang sesuai dari matriks S_{Msi} untuk batang ini ditransfer ke matriks kekakuan titik keseluruhan S_j . Kolom pertama pada matriks S_{Msi} terdiri dari aksi pengekang di j dan k akibat translasi satu satuan di ujung j pada batang i dalam arah x (indeks $j1$). Kolom ini ditransfer ke matriks S_j sebagai berikut:

$$\begin{array}{l} (S_j)_{j1,j1} = \sum S_{MS} + (S_{MS11})_i \\ (S_j)_{j2,j1} = \sum S_{MS} + (S_{MS21})_i \\ (S_j)_{j3,j1} = \sum S_{MS} + (S_{MS31})_i \\ (S_j)_{k1,j1} = \sum S_{MS} + (S_{MS41})_i \\ (S_j)_{k2,j1} = \sum S_{MS} + (S_{MS51})_i \\ (S_j)_{k3,j1} = \sum S_{MS} + (S_{MS61})_i \end{array} \dots \dots \dots (2.7)$$

Pada tahap selanjutnya, vektor yang berkaitan dengan beban pada portal dibentuk. Gaya luar yang diberikan di titik kumpul dimasukkan pada vektor A_j . Aksi $(A_j)_{3k-2}$ adalah komponen x dari gaya luar, $(A_j)_{3k-1}$ adalah komponen y dari gaya luar, dan $(A_j)_{3k}$ menyatakan kopel dalam arah z yang diberikan titik kumpul. Vektor A_j akan berbentuk sebagai berikut:

$$A_j = \{ (A_j)_1, (A_j)_2, (A_j)_3, \dots, (A_j)_{3k-2}, (A_j)_{3k-1}, (A_j)_{3k}, \dots, (A_j)_{3nj-2}, (A_j)_{3nj-1}, (A_j)_{3nj} \} \dots \dots \dots (2.8)$$



Gambar 2-5 Beban titik kumpul untuk portal bidang (Weaver,1989)

Gaya ujung batang *i* terhadap sumbu arah batang didefinisikan sebagai berikut:

- $(A_{ML})_{1,j}$ = gaya dalam arah x_M di ujung *j*
- $(A_{ML})_{2,j}$ = gaya dalam arah x_M di ujung *j*
- $(A_{ML})_{3,j}$ = gaya dalam arah x_M di ujung *j*
- $(A_{ML})_{4,j}$ = gaya dalam arah x_M di ujung *k*
- $(A_{ML})_{5,j}$ = gaya dalam arah x_M di ujung *k*
- $(A_{ML})_{6,j}$ = gaya dalam arah x_M di ujung *k*

Dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut:

$$A_{ML} = \begin{bmatrix} (A_{ML})_{1,1} & \dots & (A_{ML})_{1,j} & \dots & (A_{ML})_{1,m} \\ (A_{ML})_{2,1} & \dots & (A_{ML})_{2,j} & \dots & (A_{ML})_{2,m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ (A_{ML})_{6,1} & \dots & (A_{ML})_{6,j} & \dots & (A_{ML})_{6,m} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2.9)$$

Pembentukan vektor beban ekuivalen A_E dapat dilakukan dengan metode rotasi sumbu. Gaya jepit ujung A_{Msi} dalam sumbu struktur dapat dihitung dengan persamaan:

$$A_{Msi} = (R_T)_i^T A_{Mi} \dots \dots \dots (2.10)$$

$(R_T)_i^T$ adalah transpose dari matriks R_T . Suku-suku yang dihasilkan oleh operasi ini, bila dibalikkan tandanya, merupakan bagian A_E yang dikontribusi oleh batang ke *i*.

$$(A_E)_{3j-2} = -\sum A_{MS} - C_x(A_{ML})_{1,i} + C_y(A_{ML})_{2,i}$$

$$(A_E)_{3j-1} = -\sum A_{MS} - C_y(A_{ML})_{1,i} - C_x(A_{ML})_{2,i}$$

$$\begin{aligned}
 (A_E)_{3j} &= -\Sigma A_{MS} - (A_{ML})_{3,i} \\
 (A_E)_{3k-2} &= -\Sigma A_{MS} - C_{xi}(A_{ML})_{4,i} + C_{yi}(A_{ML})_{5,i} \\
 (A_E)_{3k-1} &= -\Sigma A_{MS} - C_{yi}(A_{ML})_{4,i} - C_{xi}(A_{ML})_{5,i} \\
 (A_E)_{3j} &= -\Sigma A_{MS} - C_{yi}(A_{ML})_{6,i}
 \end{aligned}$$

Penjumlahan vektor A_j dan A_E menghasilkan vektor gabungan A_C . Setelah pembentukan matriks yang diperlukan selesai, maka akan dihasilkan penyelesaian untuk perpindahan titik kumpul bebas D_F (yang diekspansi ke vektor D_j) dan reaksi tumpuan A_R .

Gaya ujung batang pada portal bidang kemudian dihitung dengan persamaan:

$$A_{M_i} = A_{ML_i} + S_{M_i} R_{T_i} D_{j_i} \dots \dots \dots (2.11)$$

II.2. Kolom Beton Bertulang

II.2.1. Pendahuluan

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktural yang memikul beban dari balok. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan, dan keruntuhan total struktur.

Sehingga disyaratkan faktor reduksi kekuatan ϕ untuk kolom jauh lebih kecil dibandingkan dengan faktor-faktor dalam desain lentur, geser, maupun torsi. Pada kolom beban aksial biasanya bersifat dominan sehingga keruntuhan yang bersifat tekan sulit dihindari. Kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip dasar sebagai berikut (Nawy, 1990):

1. Distribusi regangannya linier di seluruh tebal kolom.
2. Tidak ada gelincir antara beton dan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya).

3. Regangan beton maksimum yang diijinkan pada keadaan gagal adalah 0,003.
4. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

Kolom dapat diklasifikasikan berdasar bentuk dan susunan tulangnya, posisi beban pada penampangnya, dan panjang kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateralnya. Bentuk dan susunan tulangan pada kolom dapat dibagi menjadi tiga kategori yaitu (Nawy, 1990):

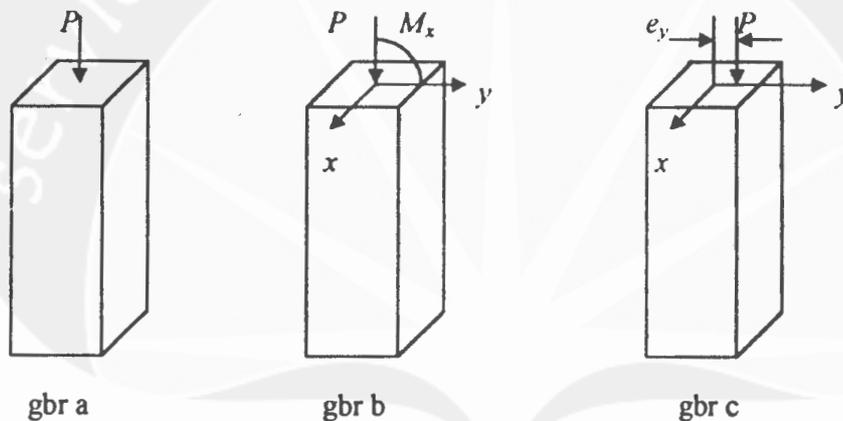
1. Kolom segiempat atau bujursangkar dengan tulangan memanjang dan sengkang.
2. Kolom bundar dengan tulangan memanjang dan tulangan lateral berupa sengkang atau spiral.
3. Kolom komposit yang terdiri atas beton dan profil baja struktural didalamnya.

Berdasar posisi beban terhadap penampang melintang, kolom dapat diklasifikasikan atas kolom dengan beban sentris dan eksentris. Kolom yang mengalami beban sentris berarti tidak mengalami momen lentur seperti tampak pada gambar 2-6a. Tetapi, semua kolom hendaknya direncanakan terhadap eksentrisitas yang diakibatkan oleh hal-hal tak terduga.

Kolom dengan beban eksentris mengalami momen lentur dan gaya aksial. Momen ini dapat dikonversikan menjadi suatu beban P dengan eksentrisitas e yang tampak pada gambar 2-6c. Momen lentur ini dapat bersumbu tunggal seperti dalam hal kolom eksterior bangunan bertingkat banyak seperti tampak pada gambar 2-6b.

Keruntuhan kolom dapat terjadi bila tulangan bajanya leleh karena tarik, atau kehancuran pada beton tertekan. Selain itu dapat pula kolom mengalami keruntuhan apabila terjadi kehilangan stabilitas lateral yaitu terjadi tekuk.

Apabila kolom runtuh karena kegagalan materialnya (yaitu lelehnya tulangan baja atau hancurnya beton), kolom ini diklasifikasikan sebagai *kolom pendek*. Apabila kolom bertambah panjang, kemungkinan kolom runtuh karena tekuk semakin besar. Dengan demikian ada suatu transisi dari kolom pendek (runtuh karena material) ke kolom panjang (runtuh karena tekuk). Untuk pembahasan selanjutnya digunakan perumusan dari kolom pendek.



Gambar 2-6 Jenis kolom berdasar posisi beban pada penampang melintang

II.2.2. Kekuatan Kolom Pendek dengan Beban Sentris

Ditinjau suatu kolom dengan luas penampang brutonya A_g dengan lebar b dan tinggi total h , bertulangan baja dengan luas total A_{st} (terbagi pada semua sisi kolom). Luas bersih penampang beton adalah $A_g - A_{st}$. Secara teoritis, beban maksimum P yang dapat dipikul kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan f_c' pada beton. Dengan demikian kapasitas beban sentris maksimum adalah P_o adalah sebagai berikut:

$$P_o = 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \dots\dots\dots(2.12)$$

Yang digunakan disini adalah $0,85 f_c'$ bukan f_c' , hal ini disebabkan kekuatan maksimum yang dapat dipertahankan struktur mendekati $0,85 f_c'$.

Mengadakan eksentrisitas sebesar nol merupakan hal yang amat mustahil, dengan demikian perlu adanya suatu eksentrisitas minimum 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 desain dan analisis, maka SK SNI T-15-1991-03 (DPU,1991) mensyaratkan suatu reduksi beban aksial sebesar 20% untuk kolom bersengkang dan 15% untuk kolom berspiral. Dengan menggunakan faktor-faktor ini, kapasitas beban aksial nominal pada kolom tidak boleh diambil lebih besar dari:

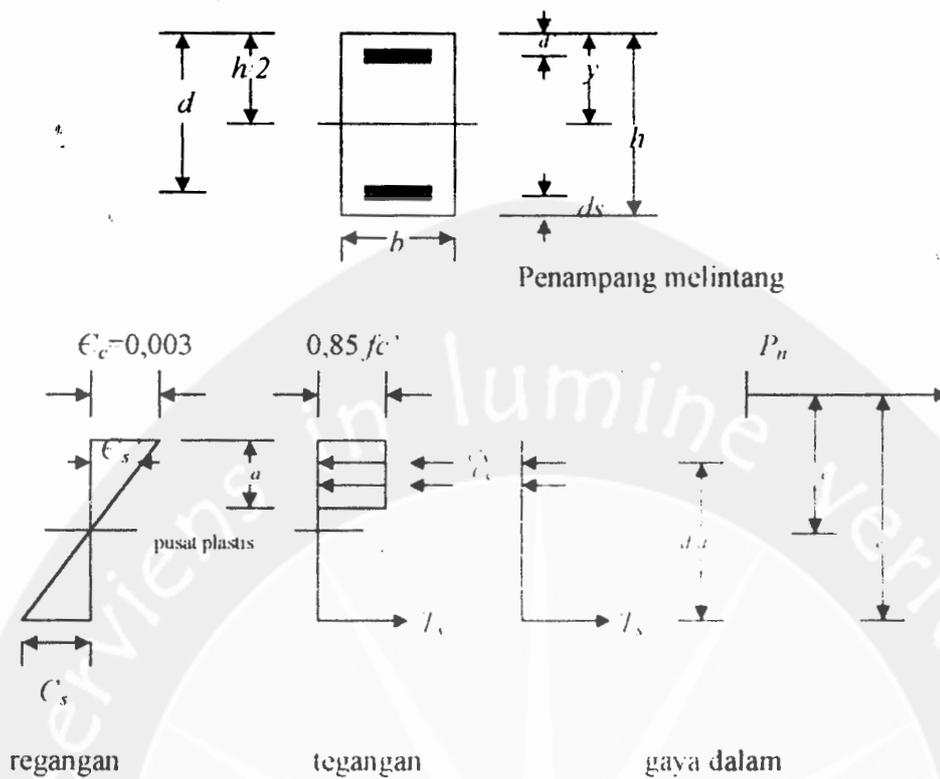
$$P_{n(max)} = 0,8 [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \dots\dots\dots(2.13)$$

Untuk kolom bersengkang, dan untuk kolom berspiral adalah:

$$P_{n(max)} = 0,85 [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \dots\dots\dots(2.14)$$

Beban nominal ini masih harus direduksi lagi dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan ϕ .

11.2.3. Kekuatan Kolom yang Dibebani Eksentris



Gambar 2-7 Tegangan dan gaya-gaya pada kolom

Gambar 2-7 memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segiempat tipikal dimana y merupakan jarak pusat plastis, e adalah eksentrisitas beban ke pusat plastis, e' merupakan eksentrisitas beban ke tulangan tarik, d adalah jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik, d' adalah jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tekan, dan d_s adalah jarak dari sisi tarik terluar beton terhadap pusat tulangan tarik, dengan diagram distribusi regangan, tegangan, dan gaya dalam.

Gaya tahanan aksial nominal P_n secara teoritis

$$= C_c \cdot C_s \cdot T_s \dots \dots \dots (2.15)$$

C_c merupakan gaya tekan pada beton, C_s merupakan gaya pada tulangan tekan, T_s adalah gaya pada tulangan tarik. Momen tahanan nominal M_n yaitu sebesar $P_n \cdot e$ dapat diperoleh dengan menulis keseimbangan momen terhadap pusat plastis penampang. Untuk kolom yang penulangannya simetris, pusat plastisnya samadengan pusat geometrisnya.

$$M_n = P_n e = C_c (y - a/2) + C_s (y - d') - T_s (d - y) \dots \dots \dots (2.16)$$

Karena

$$C_c = 0,85 f_c' b a$$

$$C_s = A_s' f_s'$$

$$T_s = A_s f_s$$

Maka persamaan 2.14 dan 2.15 dapat ditulis sebagai:

$$P_n = 0,85 f_c' b a + A_s' f_s' - A_s f_s \dots \dots \dots (2.17)$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f_c' b a (y - a/2) + A_s' f_s' (y - d') + A_s f_s (d - y) \dots \dots (2.18)$$

Gaya aksial P_n tidak dapat melebihi kekuatan dengan aksial maksimum P_{nmax} yang dihitung dengan menggunakan rumus 2.13. Tulangan tekan A_s' atau tulangan tarik A_s akan mencapai kekuatan lelehnya f_y , bergantung pada besarnya eksentrisitas e . Tegangan f_s' pada baja dapat mencapai f_y apabila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton. Bila keruntuhannya berupa lelehnya tulangan baja, besaran f_s harus disubstitusikan dengan f_y . Apabila f_s' atau f_s lebih kecil dari f_y , maka yang disubstitusikan dengan tegangan aktualnya, yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari segitiga yang sebangun dengan distribusi regangan di seluruh tinggi penampang yaitu persamaan:

$$f_s' = E_s \epsilon_s' = E_s \frac{0,003(c - d')}{c} \leq f_y \dots \dots \dots (2.19)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s = E_s \frac{0,003(d-c)}{c} \leq f_y \dots\dots\dots(2.20)$$

II.2.4. Ragam Kegagalan Material pada Kolom

Berdasarkan besarnya regangan pada tulangan baja yang tertarik, penampang kolom dapat dibagi menjadi dua kondisi awal keruntuhan yaitu:

1. Keruntuhan tarik, yang diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik.
2. Keruntuhan tekan, yang diawali dengan hancurnya beton yang tertekan.

Kondisi *balanced* terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan. Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial pada keadaan *balanced*, maka:

- $P_n < P_{nb}$ keruntuhan tarik
- $P_n = P_{nb}$ keruntuhan *balanced*
- $P_n > P_{nb}$ keruntuhan tekan

II.2.5. Keruntuhan *Balanced* pada Kolom

Kondisi keruntuhan *balanced* tercapai bila tulangan tarik mengalami regangan lelehnya E_y dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batas 0,003 dan mulai hancur. Dari segitiga yang sebangun dapat diperoleh persamaan tinggi sumbu netral pada kondisi *balanced* c_b yaitu (Nawy, 1990):

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \dots\dots\dots(2.21)$$

atau dengan menggunakan $E_s = 2.10^5$ Mpa

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots(2.22)$$

$$a_b = \beta c_b \dots\dots\dots(2.23)$$

$$P_{nb} = 0,85 f_c' b a_b + A_s' f_s' - A_s f_y \dots\dots\dots(2.24)$$

$$M_n = P_{nb} e_b = 0,85 f_c' b a_b (y - a_b/2) + A_s' f_s' (y - d') + A_s f_s (d - y) \dots\dots\dots(2.25)$$

II.2.6. Keruntuhan Tarik pada Kolom

Awal keadaan runtuh dalam hal eksentrisitas yang besar dapat terjadi dengan lelehnya tulangan baja yang tertarik. Peralihan dari keruntuhan tekan ke keruntuhan tarik terjadi pada eksentrisitas sama dengan e_b . Jika $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali oleh lelehnya tulangan tarik. Dalam praktek biasanya digunakan penulangan simetris yaitu $A_s' = A_s$, dengan maksud mencegah kekeliruan dalam penempatan tulangan tarik dan tulangan tekan di dalam pelaksanaan di lapangan. Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh dan $A_s' = A_s$, maka didapat persamaan (Nawy, 1990):

$$P_n = 0,85 f_c' b a \dots\dots\dots(2.26)$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f_c' b a (y - a/2) + A_s' f_y (y - d') + A_s f_y (d - y) \dots\dots\dots(2.27)$$

Jika tinggi sumbu lentur kolom diganti dengan $h/2$ untuk tulangan simetris dan A_s' diganti dengan A_s , dan persamaan diatas digabungkan maka menghasilkan persamaan:

$$P_n e = P_n (h/2 - a/2) - A_s f_y (d - d') \dots\dots\dots(2.28)$$

Karena $a = P_n / 0,85 f_c' b$, diperoleh

$$\frac{P_n^2}{1,7 f_c' b} - P_n \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s f_y (d - d') = 0 \dots\dots\dots(2.29)$$

Dengan rumus ABC didapat:

$$P_n = 0,85 f_c' b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 A_s f_y (d - d')}{0,85 f_c' b}} \right] \dots\dots\dots(2.30)$$

Jika $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd}$ dan $m = \frac{f_y}{0,85 f_c'}$, maka persamaan diatas dapat ditulis:

$$P_n = 0,85 f_c' b d \left[\left(\frac{h-2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots\dots\dots(2.31)$$

Dengan e merupakan jarak antara sumbu lentur kolom dengan titik tangkap gaya, dan ρ merupakan rasio penulangan kolom.

II.2.7. Keruntuhan Tekan pada Kolom

Terjadinya keruntuhan tekan diawali dengan hancurnya beton. Eksentrisitas gaya normal yang terjadi lebih kecil daripada eksentrisitas *balanced* dan beban tekan P_n melampaui kekuatan berimbang P_{nb} . Pada kondisi ini digunakan prosedur pendekatan *Whitney*. Salah satu metode yang berlaku untuk hal dimana penulangan ditempatkan simetris dalam lapis tunggal yang sejajar dengan sumbu lentur adalah prosedur yang diusulkan oleh *Whitney*. Dengan mengambil momen gaya-gaya dalam terhadap tulangan tarik diperoleh (Nawy, 1990):

$$P_n \left(e + \frac{d-d'}{2} \right) = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d-d') \dots\dots\dots(2.32)$$

Di dalam menaksir gaya tekan C_c dalam beton untuk tinggi distribusi tegangan persegi *Whitney* menggunakan harga rata-rata yang berdasarkan keadaan regangan berimbang, $a = 0,54d$, sehingga:

$$C_c = 0,85 f_c' b a = 0,85 f_c' b (0,54d) = 0,459 h d f_c'$$

$$C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,459 b d f_c' \left(d - \frac{0,54d}{2} \right) = f_c' \frac{b d^3}{3} \dots\dots\dots(2.33)$$

Bila tekan menentukan tulangan tekan biasanya leleh, jika regangannya $\epsilon_c = 0,003$ terjadi pada serat tekan. Dengan mengabaikan beton yang dipindahkan maka $C_s = A_s' f_y$, sehingga dihasilkan persamaan:

$$P_n = \frac{fc'bh}{\frac{3he}{d^2} + \frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} \dots\dots\dots(2.34)$$

Berdasar pengamatan *Whitney* untuk gaya beton sebesar $0,85fc' b h$ maka kondisi dibawah ini cukup memuaskan hasilnya:

$$\frac{6dh - 3h^2}{2d^2} = \frac{1}{0,85} = 1,18$$

Sehingga persamaan 2.24 menjadi:

$$P_n = \frac{fc'bh}{\frac{3he}{d^2} + 1,18} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} \dots\dots\dots(2.35)$$

II.2.8. Faktor Reduksi Kekuatan Kolom

SK SNI T-15-1991-03 (DPU,1991) memberikan pembatasan tulangan untuk komponen struktur yang dibebani kombinasi lentur dan aksial tekan. Untuk kuat rencana ϕP kurang dari nilai terkecil antar $0,10 fc' A_g$ dan ϕP_b maka rasio penulangan ρ komponen tidak boleh melampaui nilai $0,75 \rho_b$ dari penampang yang mengalami lentur tanpa beban aksial. Untuk komponen yang menahan lentur murni tanpa beban aksial digunakan faktor reduksi $\phi = 0,8$. Sedangkan untuk kolom, digunakan $\phi = 0,7$ untuk kolom pengikat spiral dan $\phi = 0,65$ untuk kolom pengikat sengkang. Kolom yang dibebani eksentris akan menahan beban aksial dan momen. Sehingga SK SNI T-15-1991-03 (DPU,1991) menetapkan bahwa untuk kolom dengan beban aksial yang mengecil, nilai ϕ dapat ditingkatkan secara linier sampai $0,8$ seharga dengan nilai $\phi P'$ yang berkurang $0,10 fc' A_g$ sampai 0 . Sebagai pembatasan tambahan adalah f_y tidak lebih dari 400 MPa, penulangan simetris, dan ϕ tidak kurang dari $0,65$. Variasi nilai reduksi dapat dilihat dari persamaan:

$$\varphi = 0,80 - \frac{0,20\varphi P}{0,10 f_c' A_r} \geq 0,65 \quad \text{untuk kolom bersengkang}$$

$$\varphi = 0,80 - \frac{0,15\varphi P}{0,10 f_c' A_r} \geq 0,70 \quad \text{untuk kolom berspiral}$$

II.2.9. Penulangan Utama atau Memanjang

Hampir semua kolom mengalami momen lentur dan gaya aksial. Karena itu, agar terjamin adanya daktilitas pada kolom, SK SNI T-15-1991-03 (DPU,1991) mensyaratkan ada penulangan minimum sebanyak 1% pada kolom. Penulangan yang lazim digunakan sebanyak 2% - 3% dari luas penampang kolom. Khususnya untuk bangunan tinggi, luas penulangan sebanyak 4% masih layak digunakan. Untuk kolom bersengkang harus ada sedikitnya empat tulangan memanjang, sedang untuk kolom berspiral sedikitnya enam tulangan memanjang.

II.2.10. Penulangan Sengkang pada Kolom

Tulangan melintang diperlukan untuk mencegah terlepasnya selimut beton atau tekuk lokal tulangan memanjang. Tulangan lateral dapat berupa sengkang yang didistribusikan merata di seluruh tinggi kolom dengan jarak tertentu. Petunjuk berikut dapat diikuti untuk menentukan ukuran dan jarak antar sengkang (Nawy,1990):

1. Ukuran sengkang tidak boleh lebih kecil dari tulangan diameter 8 mm.
Bila tulangan memanjang mempunyai ukuran lebih besar dari tulangan diameter 32 mm maka tulangan yang digunakan sebagai sengkang tidak boleh lebih kecil dari diameter 12 mm.
2. Jarak vertikal antara sengkang tidak boleh melebihi:
 - 48 kali diameter sengkang
 - 16 kali diameter tulangan memanjang
 - dimensi lateral terkecil dari kolom

