

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Perilaku Kolom Slender Prategang

Suatu komponen struktur prategang tidak mengalami aksi kolom akibat gaya prategangnya sendiri, tetapi ia mengalami aksi kolom akibat beban tekan eksternal sama seperti kolom dari bahan lainnya. Gaya prategang tidak akan menimbulkan tekuk jika elemen-elemen baja dan beton melendut secara bersama, sehingga tidak ada perubahan eksentrisitas gaya prategang pada beton. (T.Y. Lin dan Ned H. Burns, 2000)

Bila pada sebuah kolom biasa dibawah pengaruh beban eksternal melendut, maka momen tambahan akan timbul pada penampang karena beban luar tadi bekerja dengan eksentrisitas yang berbeda pada penampang tersebut. Komponen struktur yang tertekan secara internal namun tanpa beban eksternal dimana baja dan beton melendut bersama maka tidak ada perubahan eksentrisitas gaya prategang pada beton, bagaimanapun lendutan komponen struktur tersebut, sehingga tidak ada perubahan momen akibat lendutan pada komponen struktur dan tidak ada aksi kolom.

Dalam praktek, beberapa komponen-struktur tekan adalah kolom-kolom slender (panjang), yang kekuatannya diturunkan secara signifikan oleh efek kelaungingan. Kolom beton prategang yang menggunakan bahan-bahan yang memiliki kekuatan yang lebih tinggi, lebih disukai yang memiliki arah sumbu x yang lebih kecil daripada arah sumbu y pada kolom beton yang diperkuat. Kasus ideal yang

benar-benar lurus, beban konsentris, kolom slender dipecahkan oleh Euler lebih dari 200 tahun lalu. Jika suatu kolom menahan rotasi pada saat akhir, maka akan gagal karena tekuk lateral pada beban kritis. Seperti dalam persamaan Euler berikut :

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_u^2} \dots\dots\dots (3.1)$$

dengan EI adalah kekakuan lentur struktur, dan l_u adalah panjang ultimit. Persamaan ini menunjukkan bahwa beban tekuk kritis menurun dengan cepat sesuai dengan pertambahan panjang.

Persamaan Euler mungkin diterapkan untuk dipergunakan pada kondisi-kondisi yang berbeda dari tahanan akhir melalui pengenalan dari faktor panjang efektif k, dipergunakan untuk panjang sesungguhnya l_u , seperti :

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l_u)^2} \dots\dots\dots (3.2)$$

Harga k tergantung pada derajat dalam menahan rotasi. (Arthur H. Nilson, 1987)

3.1.1 Persyaratan kelangsingan kolom

Kolom beton prategang merupakan komponen struktur tekan beton-prategang. Komponen struktur tekan beton prategang adalah komponen struktur yang memikul beban tekan eksternal. Suatu komponen struktur yang tertekan hanya oleh gaya prategang bukanlah komponen struktur tekan (T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

Kolom-kolom beton prategang dapat diklasifikasikan menjadi 3 (tiga) kategori (N Krishna Raju, 1986) :

1. Kolom Pendek (*non slender coloumn*)

Kolom-kolom pendek (*non slender coloumns*) merupakan batang-batang yang mempunyai perbandingan kelangsingan (*slenderness ratio*) sebesar $l / r < 22$. Kekuatan kolom pendek terutama ditentukan oleh kerusakan material.

2. Kolom Sedang

Kolom sedang mempunyai tingkat perbandingan kelangsingan (*slenderness ratio*) $22 < l / r < 100$. Untuk kolom sedang tingkat kekuatannya ditentukan oleh ketidakstabilan dari kolom tersebut pada tingkat-tingkat tegangan yang relatif tinggi. Pada kondisi tegangan yang rendah atau sedang maka kolom sedang rata-rata dalam keadaan stabil dan relatif kuat.

3. Kolom Panjang (*slender coloumn*)

Kolom-kolom panjang (*slender coloumns*) merupakan batang-batang yang mempunyai perbandingan kelangsingan (*slenderness ratio*) $l / r > 100$. Untuk kolom panjang tekuk (*buckling*) terjadi pada tingkat tegangan yang jauh lebih rendah.

Jika perbandingan kelangsingan kolom panjang melampaui batas kolom pendek, batang tekan akan mengalami tekuk lebih dulu mencapai keadaan batas pada kegagalan material. SK-SNI mensyaratkan pengaruh kelangsingan boleh diabaikan bila:

1. $\frac{k \cdot l_u}{r} < 34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan ke samping atau,
2. $\frac{k \cdot l_u}{r} < 22$ untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.

3.1.2 Cara penegangan

Metode yang paling luas dipakai untuk memberikan gaya prategang pada elemen beton struktural adalah dengan menarik tendon dengan alat mekanik. Terdapat dua prinsip yang berbeda dalam proses penegangan yaitu dengan cara pratarik / *pretensioning* dan pascatarik / *post tensioning* (Winarni Hadipratomo, 1994).

1. Pra-tarik (*pre-tensioning*)

Pada prinsip ini ditegaskan dengan alat bantu sebelum beton dicor dan gaya prategang dipertahankan sampai beton mencapai kekuatan yang diperlukan, kemudian tegangan pada jangkar dilepas perlahan-lahan dan tendon dijangkarkan pada ujung-ujung struktur. Untuk sistem pratarik, cara yang sederhana yaitu dengan menarik tendon di antara dinding penahan (*bulkhead*) kemudian diangkurkan pada ujung dinding penahan dan selanjutnya beton dicor serta dipadatkan sesuai bentuk yang diinginkan. Setelah beton mencapai kekuatan yang disyaratkan, maka tendon dipotong dan dilepas dari dinding penahan dan gaya prategang dialihkan ke beton.

2. Pasca-tarik (*post-tensioning*)

Pada prinsip ini beton dicor terlebih dahulu dan dibiarkan mengeras, kemudian tendon ditegangkan. Tendon ditempatkan dalam selubung sesuai posisi

yang telah ditentukan, kemudian dicor. Bila kekuatan beton yang diperlukan telah tercapai, maka tendon ditegangkan di ujung-ujungnya dan dijangkar. Gaya prategang ditransfer ke beton melalui jangkar pada saat tendon ditegangkan. Untuk sistem pascatarik, ada dua macam selubung (*conduit*) yang digunakan yaitu untuk sistem prategang dengan rekatan (*bonded*) dan tanpa rekatan (*unbonded*).

a. Tendon terikat (*bonded tendon*)

Jika tendon direncanakan dengan rekatan, maka setelah kabel dijangkar, pada selubung dimasukkan adukan beton disertai tekanan ke dalam ruang antara kabel dan beton (*grouting*). Pada umumnya selubung terbuat dari pipa logam besi yang digalvanis.

b. Tendon tidak terikat (*unbonded tendon*)

Jika tendon direncanakan tanpa rekatan, biasanya selubung dipakai plastik atau kertas tebal dan tendon diberi minyak untuk mempermudah penarikan dan pencegah karat.

3.1.3 Tahapan pembebanan

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan yang harus diperhatikan. Adapun tahap pembebanan meliputi tahap awal, tahap antara dan tahap akhir (T.Y. Lin dan Ned H. Burns, 2000). Dalam analisa ini hanya dibahas pada tahap awal yaitu saat pemberian gaya prategang dan tahap akhir pada beban batas dan pada pembebanan tetap.

1. Saat pemberian gaya prategang

Tahap awal pembebanan, saat struktur diberikan gaya prategang dan belum menerima beban eksternal, kekuatan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin untuk menghindari putusnya sebagian atau seluruh tendon. Untuk beton belum cukup umur, kehancuran beton pada pengangkuran saat penarikan tendon dapat terjadi jika mutunya rendah atau jika beton keropos, untuk itu diperlukan adanya kontrol tegangan beton pada tahap ini.

2. Saat beban batas (*ultimate load*)

Kekuatan batas struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul sebelum hancur. Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak mempunyai ketahanan yang cukup terhadap kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa struktur memiliki kapasitas minimum memikul beban yang lebih besar maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*).

3. Saat beban bekerja tetap (*sustained load*)

Saat beban bekerja tetap yang sesungguhnya (sering terdiri hanya dari beban mati) akan terjadi lendutan ke atas atau ke bawah yang merupakan faktor penentu dalam desain, sehingga seringkali harus membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

3.2 Perencanaan Kolom Prategang

3.2.1 Analisis dan dimensi penampang

Untuk menentukan dimensi penampang suatu struktur pertama kali diperlukan data dan perhitungan mengenai beberapa hal, antara lain penentuan besar momen yang direncanakan.

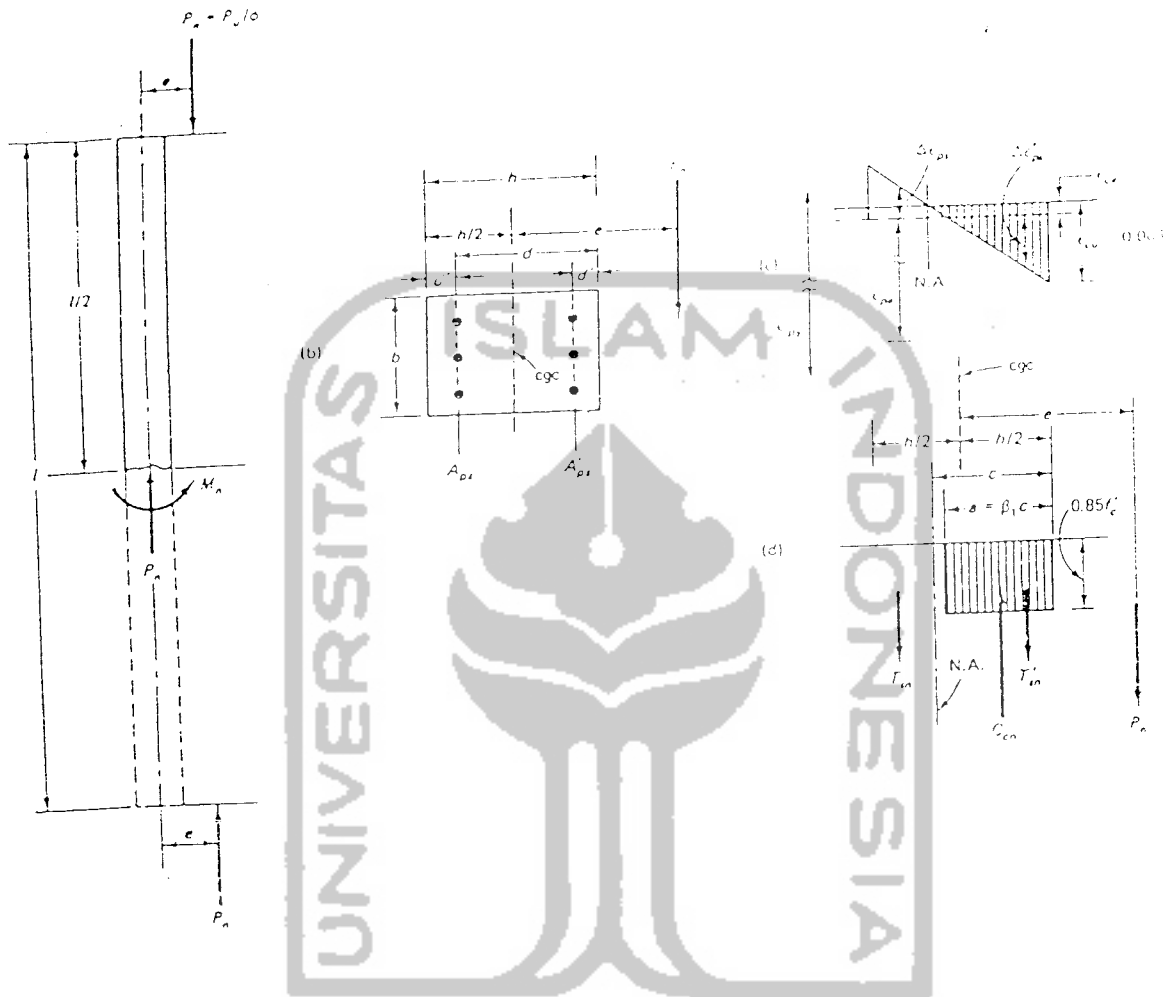
Dalam hal ini, penampang yang umum digunakan dilapangan ada dua bentuk yaitu segiempat dan lingkaran disajikan dalam gambar 3.1. Sementara penampang yang ditinjau dalam tugas akhir ini adalah bentuk segiempat.



Gambar 3.1 Bentuk-bentuk penampang

3.2.2 Persamaan dasar

Dasar-dasar perhitungan yang digunakan untuk menganalisis dan merencanakan kolom beton prategang dengan menggunakan rumus umum yang biasa digunakan pada perhitungan untuk kolom beton bertulang biasa. Pada potongan penampang pada tengah-tengah kolom pada gambar 3.2 ditunjukkan diagram tegangan dan regangan yang terjadi pada kolom.



Gambar 3.2 Tegangan dan gaya akibat beban eksentris pada kolom

Bagian parabola akibat tegangan tekan beton diekivalenkan dengan segi empat, sehingga tegangan desak beton dapat dicari dengan :

$$C_{cn} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (3.3)$$

Dengan $a = \beta_1 \cdot c$

Sedangkan gaya-gaya yang terjadi pada baja prategang dihitung dengan rumus sebagai berikut:

Untuk bagian tulangan desak

$$T_{sn} = A'_{ps} \cdot f'_{ps} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

Untuk bagian tulangan tarik

$$T_{sn} = f_{ps} \cdot A_{ps} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

$$P_n = C_{en} - T'_{sn} - T_{sn} \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

Pada kolom yang menerima momen yang besar dengan gaya aksial yang kecil, maka yang harus diwaspadai adalah kemampuan kolom dalam menahan tarikan akibat beban-momen yang terjadi. Disini tampak perbedaan yang cukup besar antara kolom beton bertulang biasa dan kolom beton prategang terletak pada gaya tekan akibat adanya efek prategang pada baja-bajanya. Efek tegangan pada baja ini menimbulkan suatu regangan merata pada beton. Regangan ini menyebabkan peningkatan kemampuan beton untuk menahan tarik akibat tegangan-tegangan pada bajanya, tapi menyebabkan pula menurunnya kemampuan menahan desak pada kolom tersebut.

Regangan desak yang ditimbulkan akibat prategang mampu meningkatkan kemampuan kolom tersebut untuk menahan tarikan yang terjadi. Jika gaya prategang efektif setelah kehilangan gaya akibat creep, rangkai dan relaksasi adalah P_e , maka regangan dalam baja prategang sebelum aplikasi akibat beban luar adalah

$$\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{P_e}{(A_{ps} + A'_{ps}) \cdot E_{ps}} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

Efek tegangan pada baja prategang juga menimbulkan suatu regangan merata pada penampang beton. Besarnya regangan merata pada penampang beton tersebut dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\epsilon_{cc} = \frac{A_s \cdot f_s}{A_n \cdot E_c} \dots\dots\dots(3.8)$$

Perubahan regangan pada daerah baja prategang A'_{ps} sebagai tulangan desak dapat didefinisikan sebagai :

$$\Delta \epsilon'_{ps} = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right) - \epsilon_{cc} \dots\dots\dots(3.9)$$

Sedang pada A_{ps} sebagai tulangan tarik:

$$\Delta \epsilon_{ps} = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d'-c}{c} \right) + \epsilon_{cc} \dots\dots\dots(3.10)$$

Dari rumus di atas, gaya tarik yang dapat ditahan oleh baja prategang pada bagian desak dapat dituliskan :

$$T'_{sn} = A'_{ps} \cdot f'_{ps} = A'_{ps} \cdot E_{ps} (\epsilon_{pc} - \Delta \epsilon'_{ps}) \dots\dots\dots(3.11)$$

Dari persamaan 3.11 diperoleh :

$$T'_{sn} = A'_{ps} \cdot f'_{ps} \left\{ \epsilon_{pc} - \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right) + \epsilon_{cc} \right\} \dots\dots\dots(3.12)$$

Dengan penurunan yang sama didapat :

$$T_{sn} = A_{ps} \cdot f_{ps} = A_{ps} \cdot E_{ps} (\epsilon_{pc} + \Delta \epsilon_{ps}) \dots\dots\dots(3.13)$$

Dari persamaan 3.13 diperoleh :

$$T_{sn} = A_{ps} \cdot E_{ps} \left\{ \epsilon_{pc} + \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) + \epsilon_{cc} \right\} \dots\dots\dots(3.14)$$

Dengan demikian momen yang terjadi dapat dihitung sebagai :

$$M_n = C_{cn} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) - T_{sn} \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_{sn} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (3.15)$$

Untuk desain, kekuatan harus dikalikan dengan faktor reduksi ϕ untuk mereduksi nilai kekuatan nominal sehingga :

$$P_u = \phi P_n$$

$$M_u \text{ desain} = \phi M_n$$

Tujuan penggunaan faktor reduksi ini menjaga penyimpangan-penyimpangan yang mungkin terjadi pada pelaksanaan di lapangan yang akan dijabarkan pada subbab berikut. (Edward G. Nawy, 1996)

3.2.3 Faktor reduksi kekuatan

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat nominalnya harus direduksi dengan faktor reduksi kekuatan (*strength reduction factor*) yang sesuai dengan sifat beban. Hal ini diatur dalam SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.3. Penggunaan faktor reduksi ini dimaksudkan untuk memperhitungkan kemungkinan penyimpangan terhadap kekuatan bahan, pekerjaan, ketidaktepatan ukuran, pengendalian dan pengawasan pelaksanaan, yang sekalipun masing-masing faktor mungkin masih dalam toleransi persyaratan tapi kombinasinya memberikan kapasitas yang lebih rendah. Dengan demikian, apabila faktor ϕ dikalikan dengan kuat ideal teoritis berarti sudah termasuk memperhitungkan tingkat daktilitas kepentingan, serta tingkat ketepatan ukuran suatu komponen struktur sedemikian sehingga kekuatannya dapat ditentukan.

SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.3 ayat 2 memberikan faktor reduksi kekuatan

ϕ , antara lain:

1. Aksial tarik, dan aksial tarik dengan lentur $\phi = 0,80$
2. Aksial tekan, dan aksial tekan dengan tekan aksial lentur
 - a) Komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat $\phi = 0,70$
 - b) Komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa $\phi = 0,65$
3. Geser dan torsi $\phi = 0,65$
4. Tumpuan pada beton $\phi = 0,65$
5. Panjang penyaluran tidak memerlukan faktor ϕ .

Untuk elemen-elemen struktur yang mengalami lentur dan gaya aksial yang relatif kecil, keruntuhannya akan diawali dengan lelehnya tulangan tarik dan terjadinya berupa keruntuhan daktail. Dengan demikian, untuk gaya aksial yang kecil, diizinkan untuk memperbesar faktor reduksi kekuatan ϕ dari yang dipakai pada batang yang hanya mengalami gaya tekan murni. Apabila tidak ada gaya aksial sama sekali dan hanya ada momen lentur, maka faktor reduksi kekuatannya menjadi 0,8. Gambar 3.3(a) dan (b) menunjukkan daerah dimana harga ϕ dapat ditingkatkan dari 0,7 menjadi 0,8 untuk kolom bersengkang biasa dan 0,75 menjadi 0,8 untuk kolom bersengkang spiral.

Dalam gambar 3.3 a, terlihat bahwa untuk beban aksial rencana ϕP_n yang semakin kecil dan lebih kecil daripada $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$, maka faktor reduksi kekuatan ϕ

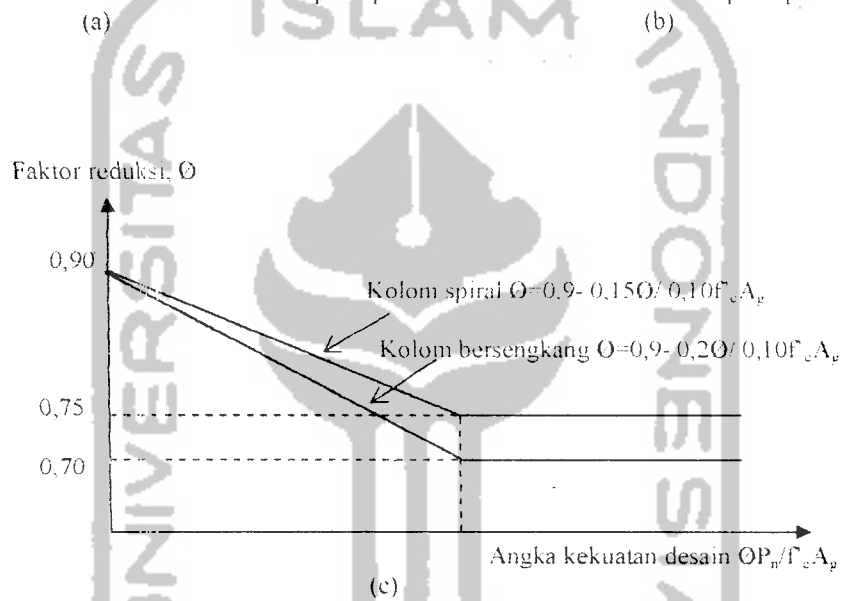
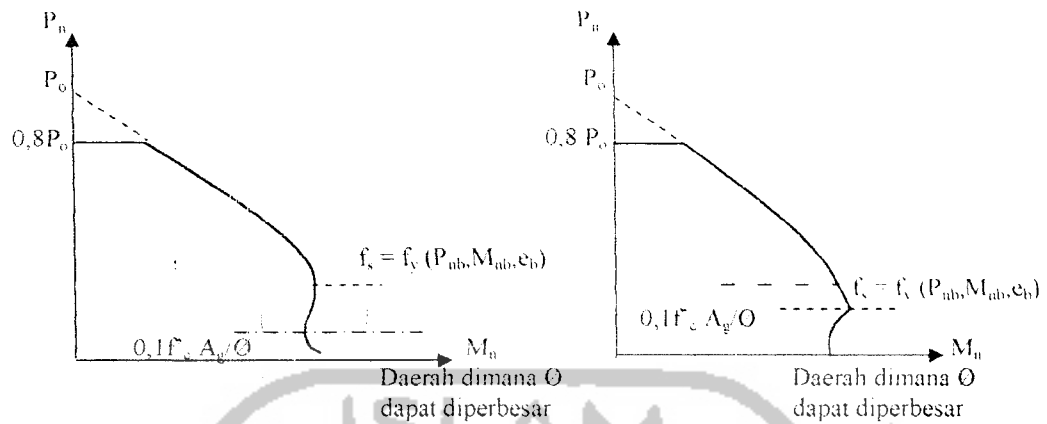
bertambah dari 0,7 ke 0,8 untuk kolom sengkang biasa dan 0,75 ke 0,8 untuk kolom bersengkang spiral. Untuk kasus-kasus dimana P_{nb} lebih kecil dari $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$, maka harga ϕ juga bertambah apabila beban $P_u < P_{ub}$ atau $\phi P_n < \phi P_{nb}$ seperti yang diperlihatkan pada gambar 3.3 b.

Nilai $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$ dipilih oleh peraturan ACI sebagai beban aksial rencana ϕP_n yang apabila lebih kecil daripadanya, faktor reduksi kekuatan dapat dengan aman diperbesar daripada yang digunakan untuk batang-batang tekan. Dengan perkataan lain, apabila keruntuhan awal adalah kegagalan tekan maka faktor reduksi kekuatan ϕ selalu 0,7 untuk kolom bersengkang dan 0,75 untuk kolom berspiral.

SK SNI T-15-1991-03, peningkatan faktor reduksi kekuatan ini dibatasi sesuai dalam pasal 3.2.3 ayat 2.2 yaitu:

Untuk nilai aksial tekan rendah, nilai ϕ boleh ditingkatkan berdasarkan peraturan berikut: untuk komponen struktur dengan f_y tidak melampaui 400 MPa, dengan tulangan simetris dan dengan $(h-d''-ds) / h$ tidak kurang dari 0,65, ϕ boleh ditingkatkan secara linier menjadi 0,8 untuk nilai ϕP_n yang berkurang dari nilai $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$ ke nol. Sedangkan untuk komponen struktur beton yang lain, ϕ boleh ditingkatkan secara linier menjadi 0,8 untuk keadaan dimana ϕP_n berkurang dari nilai terkecil antara $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$ dan ϕP_n ke nol.

Persamaan berikut ini memberikan variasi nilai ϕ untuk batang tekan yang bertulangan terbagi merata pada semua sisinya. Kolom harus mempunyai tinggi efektif yang tidak kurang dari 0,7 tinggi totalnya, dan tulangan memanjangnya tidak boleh mempunyai kekuatan leleh yang lebih besar dari 60.000 psi = 413,7 MPa.



Gambar 3.3 Daerah yang menentukan dalam modifikasi faktor reduksi kekuatan kolom

Gambar 3.3 c memberikan variasi nilai ϕ untuk elemen tekan bertulang simetris dengan kondisi:

Untuk kolom bersengkang biasa

$$\phi = 0,9 - \frac{0,20 \cdot \phi \cdot P_n}{0,1 \cdot f_c' \cdot A_g} \geq 0,7 \quad \dots \dots \dots (3.16)$$

Untuk kolom berspiral

$$\phi = 0,9 - \frac{0,15 \cdot \phi \cdot P_u}{0,1 \cdot f_c' \cdot A_g} \geq 0,75 \quad \dots \dots \dots (3.17)$$

Dengan $P_u = \phi \cdot P_n$

Pada persamaan ini, apabila $\phi \cdot P_{nb}$ lebih kecil dari $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$ maka $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$ pada penyebutnya harus diganti dengan $0,7 P_{nb}$ untuk kolom bersengkang biasa dan $\phi = 0,75$ untuk kolom bersengkang spiral.

Harus dicatat bahwa kondisi *balanced* pada struktur kolom prategang sangat tidak menentu. Pendekatan yang menunjukkan dapat dihitung dengan *trial and adjustment* untuk koordinat nilai momen maksimal pada diagram interaksi sebagai momen *balanced* M_{ub} atau dengan memisalkan regangan tarik pada lapisan tarik sama dengan kenaikan regangan $\Delta \epsilon_{ps} = 0,0012$ sampai $0,0020$ dan menghitung kedalaman blok tekan pada beton secara tepat. Asumsi ini harus diperiksa dan nilai M_{ub} disesuaikan setelah diagram interaksi digambar untuk menentukan ordinat momen maksimal.

3.3 Diagram Interaksi Beban (P) dan Momen (M)

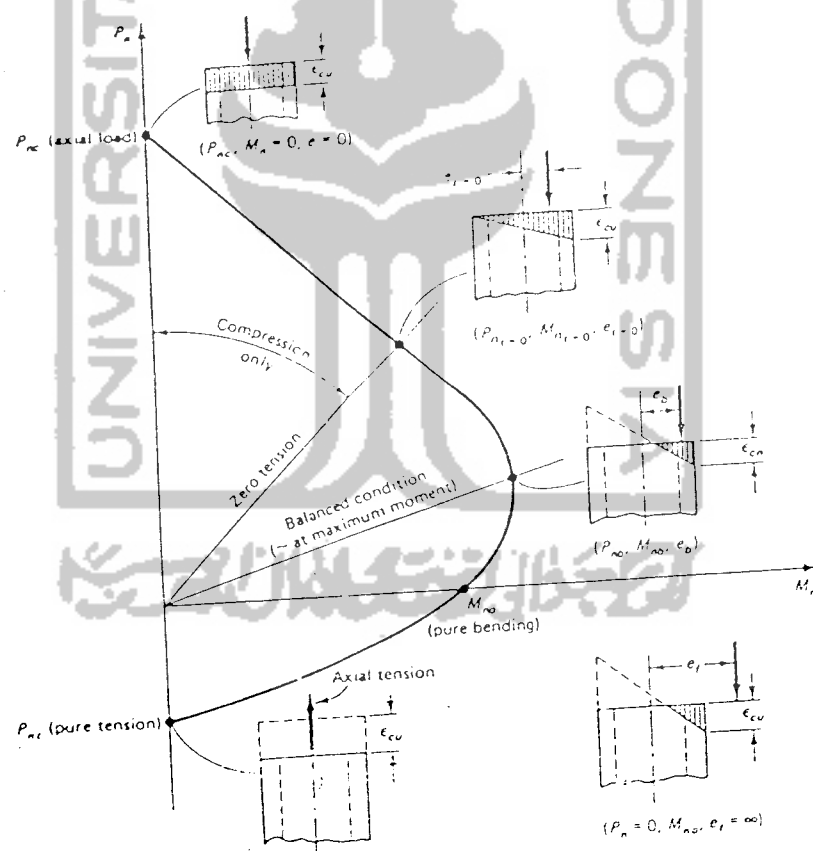
Kolom yang dibebani oleh beban dengan suatu eksentrisitas tertentu, ekuivalen dengan suatu struktur yang dibebani secara kombinasi dari beban aksial dan momen lentur. Pada suatu penampang kolom, jumlah kombinasi kekuatan dalam menerima beban aksial dan momen lentur tidak terhingga banyaknya.

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

itu perlu diketahui kekuatan dari suatu kolom untuk mengantisipasi kegagalan-kegagalan tersebut. Dengan banyaknya kombinasi yang mungkin terjadi, maka diperlukan untuk mengevaluasi kemungkinan-kemungkinan yang terjadi akibat kombinasi P_n dan M_n yang dapat dinyatakan dalam hubungan :

$$M_n = P_n \cdot e_i$$

Dengan e_i adalah eksentrisitas dari variasi nilai kombinasi beban (P_n) dan momen (M_n). Semua hasil yang didapat dari kemungkinan-kemungkinan tersebut dapat digambarkan dalam suatu hubungan P_n dan M_n yang disebut Diagram interaksi kolom, seperti ditunjukkan pada gambar 3.4.



Gambar 3.4 Diagram interaksi kolom

Pada gambar 3.4 terlihat bahwa akibat kombinasi beban aksial dan momen lentur yang bekerja, pada suatu saat penampang mengalami kondisi *balanced*. Pada keadaan ini regangan tekan beton pada serat tepi terluar yang tertekan mencapai regangan batas, $\epsilon_c = 0,003$ dan secara bersamaan regangan tarik baja tulangan mencapai titik leleh $\epsilon = f_{ps} / E_{ps}$.

Dari gambar 3.4 tersebut, terlihat bahwa keadaan berimbang (kondisi *balanced*) memberikan titik pembagian daerah, yaitu antara daerah tekan dengan daerah tarik menentukan. Kondisi patah tekan yang dikenal sebagai tekan menentukan adalah keadaan dimana kekuatan tekan P_n melampaui kekuatan berimbang P_{nb} atau bila eksentrisitas e lebih kecil dari nilai eksentrisitas berimbang, sehingga regangan beton mencapai 0,003 sebelum tulangan tarik leleh, pada keadaan ini garis netral c lebih besar dari garis netral *balanced* c_b .

Kondisi patah tarik yang dikenal sebagai tarik menentukan adalah kondisi dimana kekuatan tekan P_n lebih kecil dari harga kekuatan berimbang P_{nb} atau eksentrisitas e lebih besar daripada eksentrisitas e_b , sehingga regangan tulangan tarik melampaui regangan lelehnya sebelum atau ketika regangan tekan beton mencapai 0,003, pada keadaan ini $c < c_b$.

Dalam analisis kolom beton prategang ada beberapa anggapan-anggapan dasar yang harus diketahui sebelum melangkah lebih jauh kedalam analisisnya. Anggapan-anggapan dasar yang digunakan dalam analisis kolom beton prategang ini hampir sama dengan dasar-dasar yang diterapkan dalam analisis kolom beton bertulang. Asumsi-asumsi yang perlu diperhatikan, antara lain :

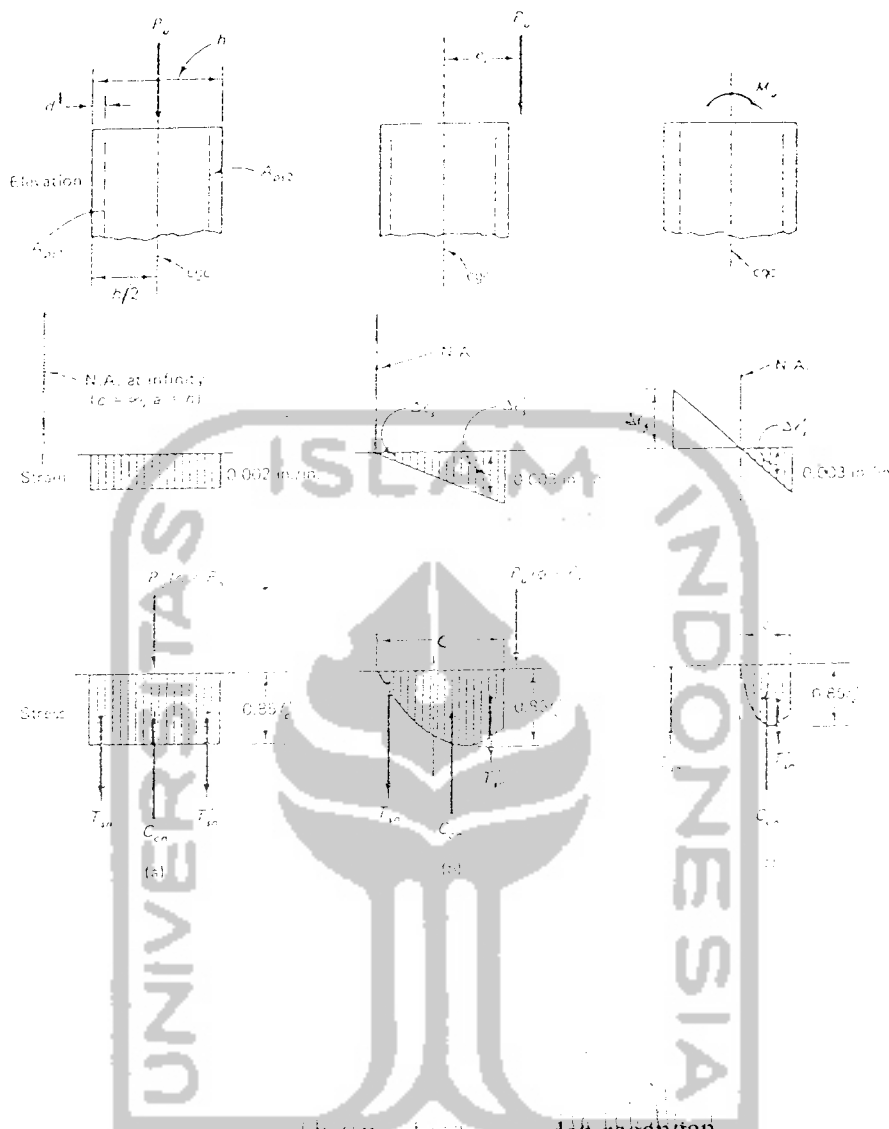
1. distribusi regangan dalam beton bervariasi dengan kedalamannya,

2. distribusi tegangan pada bagian tekan berbentuk parabolik dan digantikan dalam analisis dan desain diekuivalenkan dengan segi-empat,
3. diagram tegangan-regangan pada beton dan penegangan baja diketahui,
4. regangan luluh pada beton akibat kombinasi momen dan beban aksial adalah $\epsilon_c = 0,003$ in./in dan regangan luluh rata-rata pada tengah-tengah bagian beton akibat beban aksial saja $\epsilon_o = 0,002$ in./in.
5. beton dipertimbangkan hancur ketika regangan dalam beton pada sisi terluar mencapai $\epsilon_c = 0,003$ in./in atau $\epsilon_o = 0,002$ in./in pada pertengahan. Catatan bahwa $\epsilon_c = 0,003$ adalah harga yang dipergunakan dalam peraturan ACI Code, apabila dipergunakan peraturan lain maka dipakai harga yang lebih tinggi dari 0,0035 atau 0,0038,
6. menggabungkan regangan yang diterima antara beton dan tendon.

Pada diagram interaksi terdapat 3 (tiga) faktor utama pengontrol :

1. $M_u = 0$, berhubungan dengan $\epsilon_o = 0,002$ in./in terjadi kegagalan karena beban konsentris P_u . Posisi sumbu netral tak terbatas,
2. tidak terjadi tarik pada serat beton yang diregangkan dan $\epsilon_{cu} = 0,003$ in./in serat tekan terluar beton. Posisi sumbu netral pada sisi tekan terluar,
3. $P_u = 0$ dan $\epsilon_{cu} = 0,003$ in./in pada sisi tekan terluar. Posisi sumbu netral pada bagian serat dalam dan ditetapkan dengan peraturan dan percobaan, diasumsikan kedalaman c dan kemudian dilakukan pengujian terhadap asumsi tersebut. (Edward G. Nawy, 1996).

Gambar 3.5 menunjukkan distribusi tegangan dan regangan dari ketiga faktor diatas.



Gambar 3.5 Distribusi tegangan dan regangan

3.4 Panjang Efektif Kolom

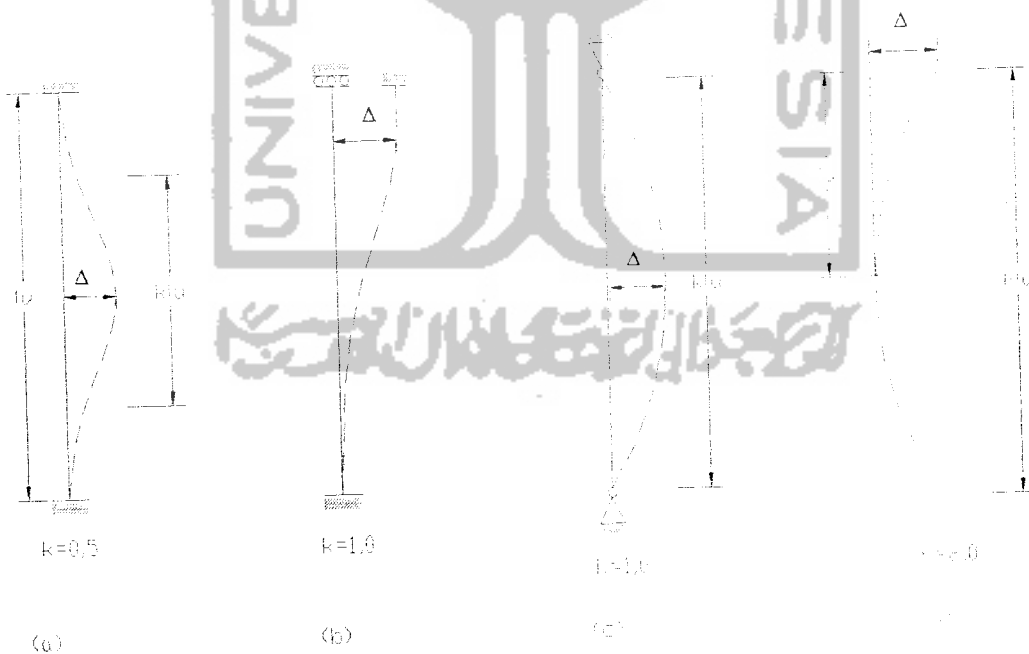
Panjang efektif $k_l u$ digunakan sebagai panjang modifikasi kolom untuk memperhitungkan dukungan akhir yang bukan sendi. $k_l u$ menunjukkan panjang kolom ujung sendi ekuivalen yang mempunyai beban tekuk Euler yang sama dengan kolom yang ditinjau.

Nilai faktor panjang efektif k bervariasi antara 0,5 dan 2,0 yaitu:

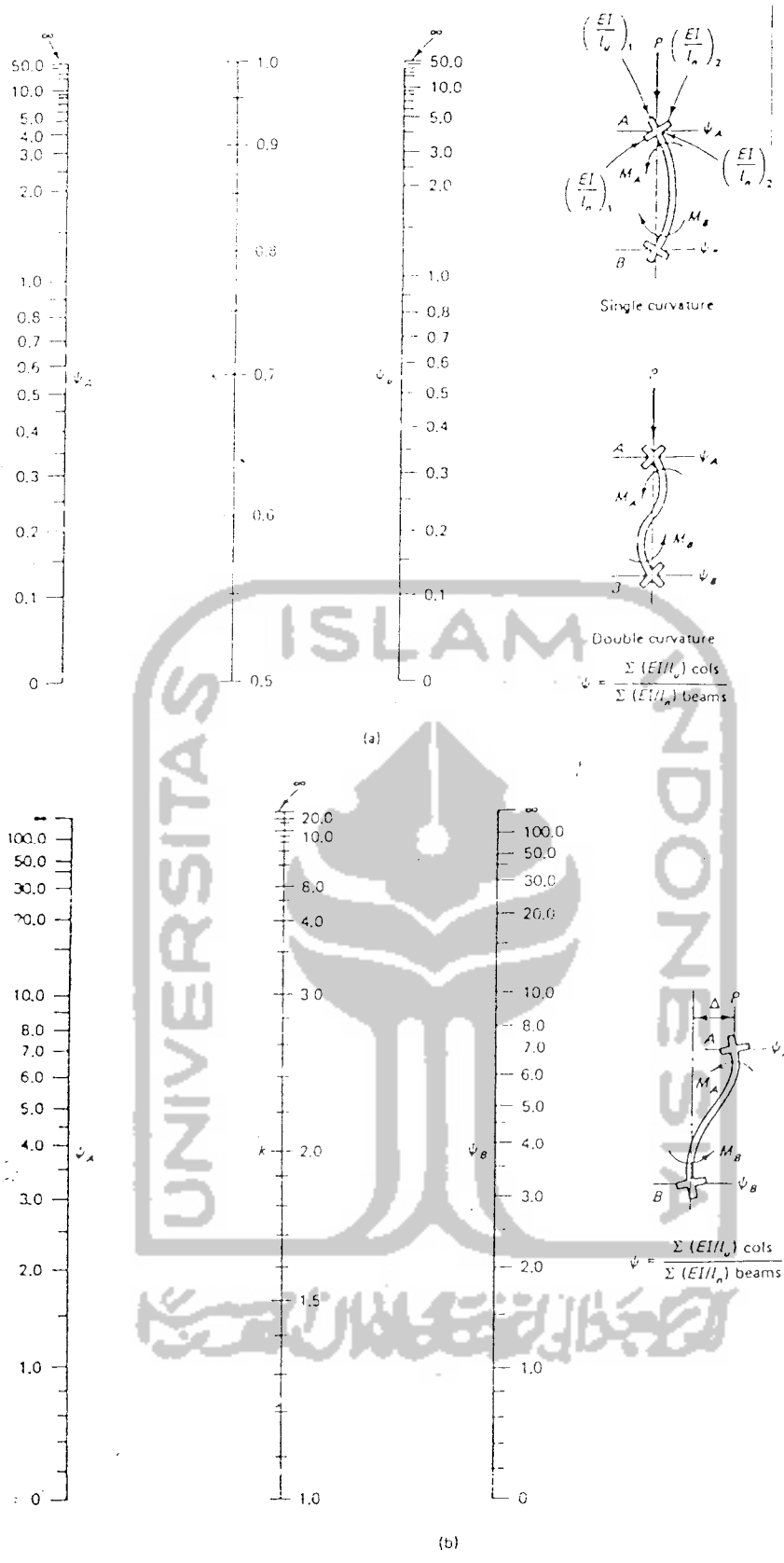
1. dukungan kolom keduanya berupa sendi dan tidak ada gaya lateral $k=1,0$;
2. dukungan kolom keduanya berupa jepit $k=0,5$;
3. dukungan yang satu jepit dan satunya bebas $k=2,0$;
4. dukungan kolom keduanya berupa jepit dan ada gaya lateral $k=1,0$.

Kasus-kasus tipikal yang mengilustrasikan bentuk tertekuk kolom untuk beberapa kondisi dukungan beserta faktor panjang k ditunjukkan pada gambar 3.6.

SK-SNI belum mengatur secara jelas cara menentukan nilai faktor panjang efektif sehingga meninjau ACI sebagai bahan rujukan. Untuk suatu batang yang merupakan bagian dari rangka struktur, dukungannya terletak di antara kondisi sendi dan kondisi jepit. Nilai k yang terjadi dapat ditentukan dari diagram Jackson dan Moreland seperti gambar 3.7.



Gambar 3.6 Nilai faktor panjang efektif k untuk berbagai kondisi.



Gambar 3.7 Nilai faktor panjang efektif k untuk Portal tetap dan bergoyang

Apabila tidak memakai diagram, nilai k dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan dari komentar peraturan ACI sebagai berikut:

1. Batang tekan berpengaku.

Batas atas faktor panjang efektif dapat diambil sama dengan yang terkecil dari kedua persamaan berikut:

$$k=0,7+ 0,05 \cdot (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

dan

$$k=0,85 + 0,05 \cdot \psi_{\min} \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

dengan ψ_A dan ψ_B adalah harga-harga dari ψ pada kedua ujung kolom dan ψ_{\min} adalah yang terkecil dari kedua nilai tersebut. ψ adalah perbandingan angka kekakuan dari semua batang tekan dengan semua batang lentur dalam bidang, pada satu ujung kolom atau lebih jelasnya:

$$\psi = \frac{\sum EI / l_u \text{ kolom}}{\sum EI / l_n \text{ balok}} \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

dengan l_u adalah panjang kolom tanpa dukungan dan l_n adalah jarak bersih balok.

2. Batang tekan tanpa pengaku yang tertahan pada kedua ujungnya.

Panjang efektif dapat mengikuti persamaan :

Untuk $\psi_m < 2$,

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

Untuk $\psi_m \geq 2$

$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \psi_m} \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

dengan ψ_m adalah nilai ψ rata-rata pada kedua ujung batang tertekan.

3. Batang tekan tanpa pengaku yang kedua ujungnya sendi.

Faktor panjang efektif dapat diambil:

$$k = 2,0 + 0,3 \cdot \psi \quad \dots \dots \dots (3.23)$$

dengan ψ adalah nilai pada ujung yang tertahan (Edward G. Nawy, 1996).

Kondisi ujung sendi memberikan nilai $\psi = \infty$ dan ujung jepit $\psi = 0$. Oleh karena sendi tanpa gesekan tidak ada dalam praktek, nilai ψ harus diambil sebesar 10 untuk ujung yang dalam analisis diasumsikan sendi (Wang, 1985).

Jari-jari girasi $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$ dapat diambil sebesar $r = 0,3 \cdot h$ untuk kolom persegi, dimana h adalah dimensi kolom tegak lurus terhadap sumbu lentur. Untuk penampang lingkaran/bulat, jari-jari girasi diambil sebesar $r = 0,25 \cdot d$ (Edward G. Nawy, 1996).

3.5 Metode Pembesaran Momen

Suatu kolom langsing yang mengalami gaya aksial P_u dengan eksentrisitas e . Karena adanya efek tekuk pada kolom langsing, maka ada momen tambahan $P_u \Delta$. Momen ini memperkecil kapasitas gaya dari titik C menjadi titik B pada diagram interaksi gambar 3.8. Momen total ($P_u e + P_u \Delta$) dinyatakan dengan titik B pada diagram dan kolom tersebut dapat dirancang untuk momen yang lebih besar M_c dengan cara seperti pada kolom tidak langsing.

Gaya P_u dianggap bekerja dengan eksentrisitas ($e + \Delta$) sehingga menghasilkan momen M_c . Perbandingan M_c/M_2 disebut faktor pembesar δ (*magnification factor*). Faktor pembesar dikontrol oleh momen yang diperbesar δM_1 dan δM_2 yang bekerja

pada ujung satu dan dua. Metode analisis ini didasarkan atas momen yang diperbesar yang dinyatakan sebagai:

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2 = \delta_{ns} \cdot M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots \dots \dots (3.24)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_n)^2} \quad \dots \dots \dots (3.25)$$

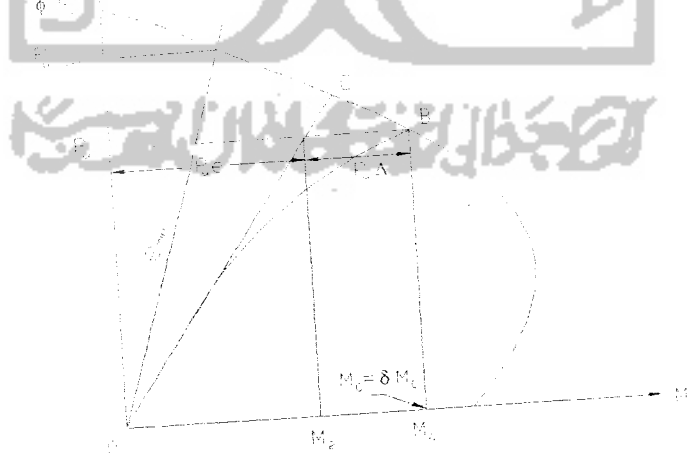
dengan P_c adalah gaya tekuk Euler dan nilai EI diberikan sebagai berikut:

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g / 2,5}{1 + \beta_d} \quad \dots \dots \dots (3.26)$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \dots \dots \dots (3.27)$$

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad \dots \dots \dots (3.28)$$

$$\beta_d = \frac{\text{momen beban mati rencana}}{\text{momen total rencana}} = \frac{1,2 \cdot M_D}{1,2 \cdot M_D + 1,6 \cdot M_L} \leq 1,0$$



Gambar 3.8 Diagram interaksi pembesaran momen-beban

3.5.1 Momen pembesaran pada portal tidak bergoyang

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan jika:

$$\frac{k \cdot I_n}{r} \leq 34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad \dots \dots \dots (3.29)$$

Apabila faktor pembesaran portal tidak bergoyang adalah δ_{ns} dan faktor yang bergoyang adalah $\delta_s = 0$, maka momen pembesaran menjadi:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad \dots \dots \dots (3.30)$$

Dengan,

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \geq 1,0 \quad \dots \dots \dots (3.31)$$

C_m = hubungan faktor diagram momen sesungguhnya dengan diagram momen ekuivalen yang seragam hanya untuk kolom berpengaku yang mengalami beban ujung.

Untuk komponen struktur yang ditahan terhadap goyangan ke samping dan tanpa beban transversal diantara dukungannya, C_m boleh diambil sebagai:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad \dots \dots \dots (3.32)$$

dengan $M_2 \leq M_1$ dan $M_1 / M_2 > 0$ jika tidak ada titik belok diantara ujung kolom, gambar 3.7a. Untuk kondisi lainnya seperti struktur dengan beban transfer di antara dukungan, $C_m = 1,0$

Menurut SK-SNI, apabila perhitungannya menunjukkan bahwa pada kedua ujung suatu struktur tekan yang tertahan tidak terdapat momen atau bahwa eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan, kurang dari $(15 + 0,03h)$ mm. M_{2ns} dalam persamaan 3.30 harus didasarkan pada suatu eksentrisitas minimum $(15 +$

0,03h) mm. Rasio dari M_1/M_2 dalam persamaan 3.32 harus ditentukan dari salah satu ketentuan sebagai berikut:

1. bila eksentrisitas ujung yang didapat dari perhitungan kurang dari $(15 + 0,03h)$ mm, momen ujung yang didapat dari perhitungan boleh digunakan untuk menghitung M_1/M_2 dalam persamaan 3.31,
2. bila perhitungan menunjukkan bahwa pada dasarnya di kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan tidak terdapat momen, rasio dari M_1/M_2 harus diambil sama dengan 1,0.

3.5.2 Momen pembesaran rangka bergoyang

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan jika

$$\frac{kl_u}{r} < 22 \quad \dots \dots \dots (3.33)$$

Momen akhir M_1 dan M_2 seharusnya diperbesar menjadi:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \cdot M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

asumsi diatas menyatakan $M_2 > M_1$, perencanaan momen seharusnya

$$M_c = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots \dots \dots (3.34)$$

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq M_s \leq 2,5 \quad \dots \dots \dots (3.35)$$

keadaan batang tekan individu mempunyai:

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u / f'_c \cdot A_g}} \quad \dots \dots \dots (3.36)$$

Menurut SK-SNI, apabila perhitungan menunjukkan bahwa pada kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping tidak terdapat momen atau eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan, kurang dari $(15 + 0,03h)$ mm, maka M_{2ns} dalam persamaan 3.24 harus didasarkan pada suatu eksentrisitas minimum sebesar $(15 + 0,03h)$ mm.

