BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Perencanaan bangunan gedung di daerah rawan gempa seperti Indonesia seharusnya didasarkan pada konsep perencanaan kapasitas dengan memperhatikan terjadinya respon inelastik sruktur pada saat terjadi gempa besar. Pada prinsipnya, dengan konsep disain kapasitas elemen-elemen utama penahan beban gempa dapat dipilih, direncanakan dan didetail sedemikian rupa sehingga mampu memencarkan energi gempa dengan deformasi inelastis yang besar tanpa runtuh. *Paulay dan Priestley, 1992,* mengemukakan faktor-faktor yang perlu diperhatikan agar mekanisme ini dapat di jamin tercapai adalah faktor peningkatan kuat lentur balok sebagai elemen utama pemencar energi gempa dan faktor pengaruh beban dinamis kolom.

Rangka penahan momen (disebut juga rangka momen) dalam bentuk sederhananya adalah balok dan kolom yang berjajar lurus dengan balok tersambung dengan kolom secara kaku *(rigidly)*. Tahan terhadap gaya lateral merupakan kelebihan yang dimiliki oleh rangka penahan momen, karena kekakuan rangka beraksi *(rigid frame action)* dengan mengembangkan momen lentur dan gaya geser di elemen rangka dan join. Dengan memiliki kekakuan sambungan balok ke kolom, rangka momen tidak akan bergeser kesamping tanpa lentur balok dan kolom.

Kekakuan lentur dan kekuatan elemen rangka adalah merupakan sumber utama untuk kekakuan lateral dan kekuatan untuk seluruh elemen *(Bruneau, 1998)*.

3.2 Resiko Gempa Di Indonesia

3.2.1 Gempa Rencana

Gempa rencana adalah gempa maksimum yang harus dapat dipikul oleh struktur bangunan sampai mencapai keadaan diambang keruntuhan, peluang terjadinya selama umur bangunan harus cukup kecil *(Wiratman, 1997)*. Dalam keadaan diambang keruntuhan struktur boleh menunjukkan kerusakan yang sangat berat, tetapi harus masih memiliki cukup kekuatan dan kekakuan untuk tetap berdiri, sehingga dapat mencegah jatuhnya banyak korban jiwa diantara penghuninya.

Saat ini secara umum disepakati, bahwa Gempa Rencana harus mempunyai peluang untuk terjadinya tidak lebih dari 10% selama umur bangunan. Sehingga untuk umur bangunan yang diasumsikan 20 tahun, maka gempa tersebut mempunyai periode ulang sekitar 200 tahun *(Wiratman, 1997)*. Dalam Standar Perencanaan Tahan Gempa yang akan datang tampaknya perlu ditinjau 3 macam kategori bangunan dengan umur masing-masing 20, 50 dan 100 tahun.

3.2.2 Penyebaran Relatif Magnitude Maksimum

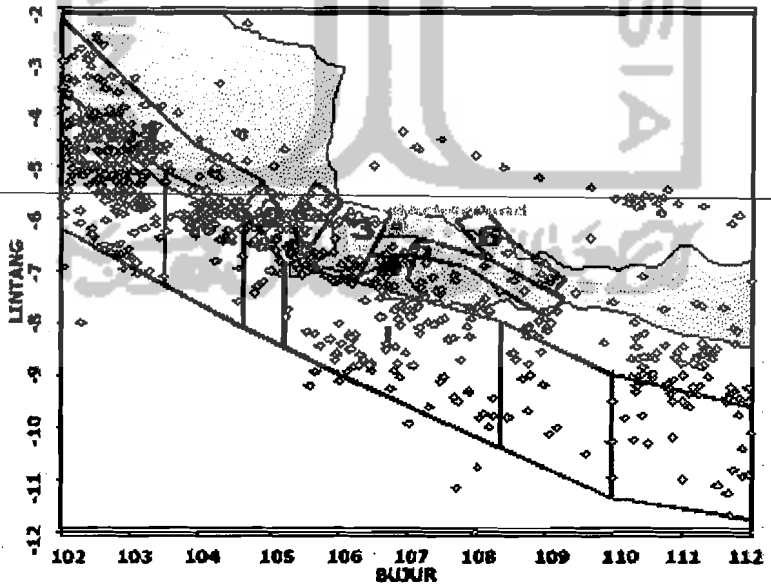
Dalam studi statistik tentang peristiwa-peristiwa gempa di masa yang lalu yang dilaporkan dalam "Studi Kegempaan Indonesia", telah diidentifikasikan 15 unit seismotektonik yang berbeda diseluruh wilayah Indonesia. Tiga buah peta kontur frekuensi terjadinya gempa telah dihasilkan dalam "Studi Kegempaan Indonesia" tersebut, yaitu untuk gempa-gempa dengan magnitude $m \geq 5$, $m \geq 6$ dan $m \geq 7$. Mengingat analisis resiko gempa untuk keperluan bidang Engineering hanya

berkaitan dengan gempa-gempa dengan magnitude m ≥ 5, maka peta kontur yang pertama (m ≥ 5) adalah yang terpenting, karena langsung menunjukkan dengan jelas daerah-daerah sumber. Peta ini ditunjukkan dalam gambar 3-2, dimana setiap garis kontur langsung dapat diperoleh frekuensi rata-rata terjadinya gempa dengan magnitude m ≥ 5 per 100 tahun (N_1) per derajat persegi (1 derajat = 112 km), *(Wiratman, 1994).*

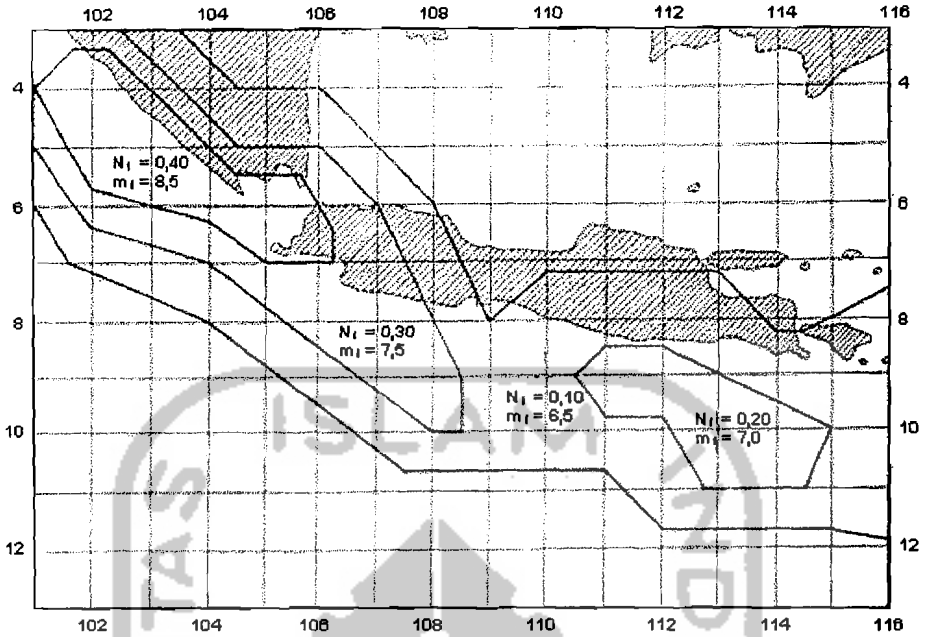
Tabel 3.2.1 Magnitude Maksimum

N_{100}	M
≤ 10	6
10 – 20	6,5
20 – 30	7
30 – 40	7,5
≥ 40	8 atau 8,5*

* Magnitude maksimum untuk unit seismotektonik yang bersangkutan.



Gambar 3-1 Sumber-sumber gempa sekitar lepas pantai Bengkulu, Sumatera Selatan, Jawa Barat dan Jawa Tengah

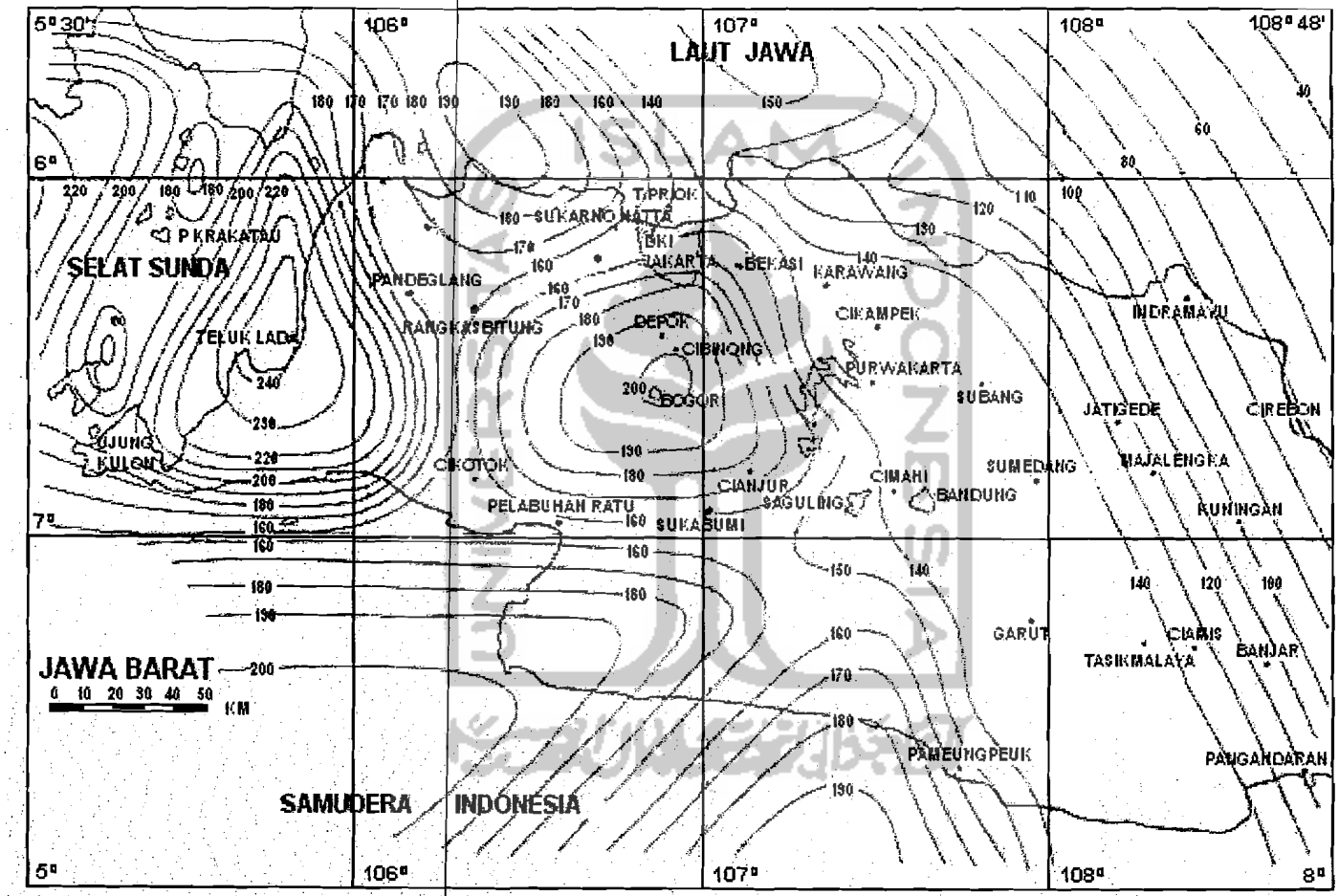


Gambar 3-2 Model daerah sumber yang disederhanakan

3.2.3 Percepatan Maksimum Batuan Dasar

Percepatan tanah akibat gempa merupakan salah satu parameter gempa yang bahkan sampai saat ini masih sering digunakan sebagai indikator/potensi daya rusak *(damage potential)* gempa terhadap respon struktur. Untuk perencanaan bangunan Engineering, khususnya gedung-gedung tinggi diperlukan percepatan maksimum tanah permukaan akibat gempa dengan periode ulang 200 tahun. Gambar 3-3 menyajikan percepatan tanah maksimum batuan dengan periode ulang 200 tahun di berbagai lokasi di Jawa Barat *(Wiratman, 1994)*. Dari peta kontur kegempaan Jawa Barat yang ditunjukkan dalam gambar 3-3 dapat dilihat bahwa dari segi kegempaan wilayah Jawa Barat dapat dibagi dalam 2 subwilayah, yaitu subwilayah sebelah barat dengan kegempaan yang cukup tinggi (wilayah gempa 2), yang dominan dipengaruhi oleh daerah sumber di Selat Sunda dan di lepas pantai Bengkulu dan Sumatera Selatan, dan subwilayah sebelah timur dengan kegempaan yang relatif sedang sampai

ringan (wilayah gempa 3), yang mulai dominan dipengaruhi oleh daerah sumber di lepas pantai selatan pulau jawa.



Gambar 3-3 Peta kontur percepatan maksimum batuan dasar dengan periode ulang 200 tahun untuk wilayah jawa Barat (Wiratman, 1994).

3.3 Analisis Statik dan Dinamis Portal

3.3.1 Beban Lateral Statik Rencana

Besarnya gaya geser dasar akibat gempa menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SNI-1726-89 dapat dinyatakan dalam :

$$V = C \,.\, I \,.\, K \,.\, W_t \qquad (3.3\text{-}1)$$

dengan :

- V adalah gaya gempa / gaya geser dasar total.
- C adalah koefisien gempa dasar yang berlaku untuk wilayah tertentu dan untuk jenis tanah tertentu pula (gambar 3-4)
- I adalah faktor keutamaan
- K adalah faktor jenis konstruksi
- W_t adalah berat total bangunan kombinasi beban mati ditambah beban hidup yang direduksi.

A. Waktu Getar Alami Struktur (T)

Dalam SNI-1726-89, T (waktu getar alami) untuk struktur portal ditentukan dengan rumus empiris:

$$T_e = 0{,}06\, H^{3/4} \quad \text{untuk portal beton} \qquad (3.3\text{-}2a)$$

$$T_e = 0{,}085\, H^{3/4} \quad \text{untuk portal baja} \qquad (3.3\text{-}2b)$$

dimana H adalah tinggi bangunan dalam satuan m.

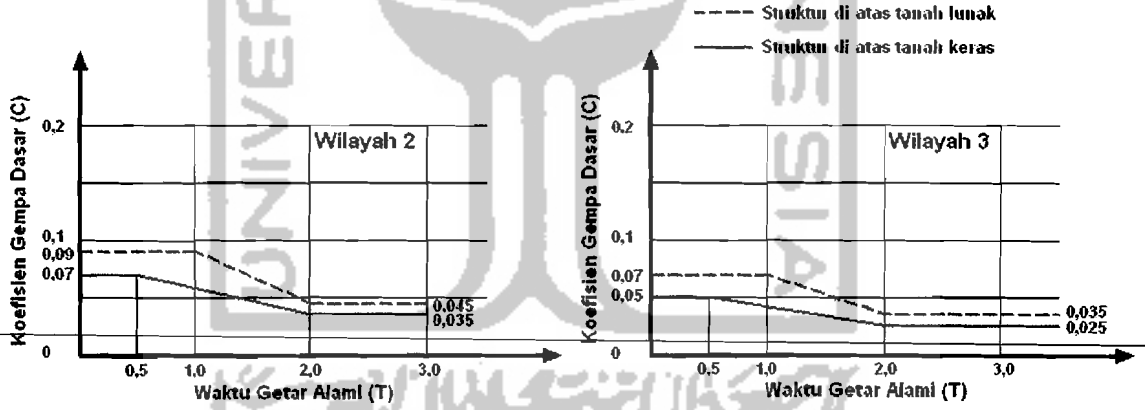
Setelah struktur gedung direncanakan, waktu getar alami struktur dapat dihitung dengan *rumus Rayleigh :*

$$T_R = 6{,}3\sqrt{\frac{\sum Wi.di^2}{g.\sum Fi.di}} \qquad (3.3\text{-}3)$$

di mana W_i adalah bagian dari seluruh beban vertikal yang bekerja pada tingkat i, F_i adalah beban gempa horizontal dalam arah yang ditinjau yang bekerja pada tingkat i, d_i adalah simpangan horizontal pusat massa pada tingkat i akibat beban horizontal F_i, dan g adalah percepatan gravitasi. Penentuan T yang dipakai untuk mencari C sebaiknya digunakan kriteria sebagai berikut *(UBC 1997, S.P. Limasalle, 2000)*

- Jika $T_R < 0{,}8\ T_E$, maka ambil $T = T_R$, dimana T_R adalah T yang didapat dengan rumus Rayleigh.
- Jika $T_R > 1{,}3\ T_E$ *(UBC 1997)*, $T_R > 1{,}4\ T_E$ *(S.P Limasalle, 2000)*, maka ambil $T = T_R$ untuk struktur portal daktail yang tidak lebih dari 20 tingkat.

B. Koefisien Gempa Dasar (C)



Gambar 3-4 Koefisien Gempa Dasar (C) untuk Wilayah Gempa 2 dan 3.

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien ini dimaksud untuk struktur dengan daktilitas penuh, dimana faktor K-nya adalah 1. Untuk jenis struktur lain, gaya gempa diperbesar dengan memberi faktor jenis konstruksi K > 1. Dalam peraturan Indonesia, untuk struktur dengan T antara 1

detik dan 2 detik, besarnya C sangat tergantung dari T struktur. Oleh karena itu, pengambilan T (waktu getar alami struktur) yang tepat menjadi sangat penting.

C. Faktor Keutamaan (I)

Waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan diperpanjang dengan pemakaian suatu Faktor Keutamaan yang lebih besar dari 1. Oleh karena itu semakin penting struktur tersebut semakin besar perlindungan yang harus diberikan.

D. Faktor Jenis Struktur (K)

Faktor jenis struktur (K) dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia pada saat terjadi gempa kuat. Faktor K sangat bergantung pada jenis struktur dan bahan konstruksi yang dipakai. Struktur yang mempunyai daktilitas yang cukup dan mampu memencarkan energi gempa pada sejumlah besar elemen-elemennya memerlukan faktor K yang rendah. Sedangkan struktur yang mempunyai mekanisme pemencaran energi yang sedikit memerlukan faktor K yang lebih tinggi agar struktur mempunyai ketahanan yang cukup seloam terjadi gempa kuat.

E. Distribusi Gaya Geser Dasar ke Sepanjang Tinggi Gedung

Gaya geser dasar harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horizontal terpusat pada masing-masing tingkat menurut rumus berikut ;

$$Fi = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.hi}[V] \qquad (3.3\text{-}4)$$

dengan h_i adalah ketinggian sampai tingkat i diukur dari tinggi penjepitan lateral. Dimana jika perbandingan antara tinggi dan lebar H/B dan $H/L > 3{,}0$, maka 0,1 V

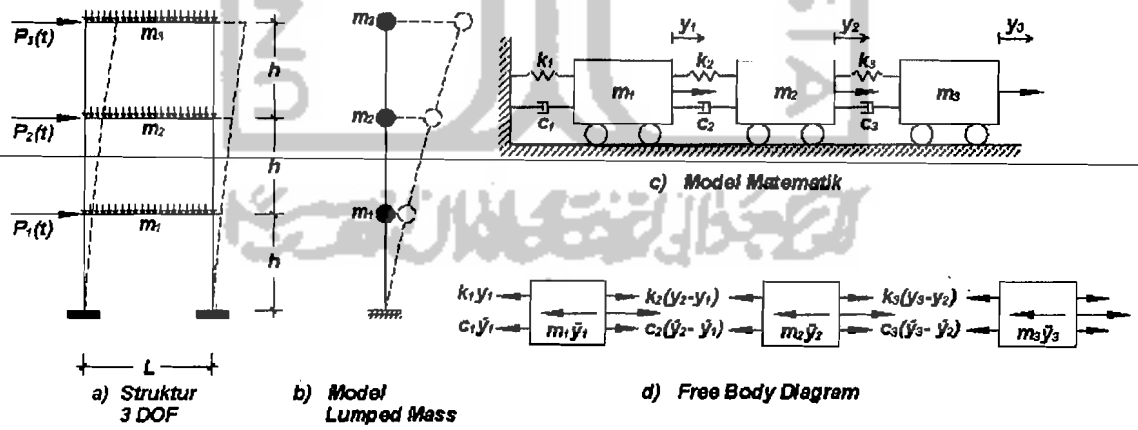
harus dianggap sebagai beban terpusat di lantai puncak dan 0,9 V sisanya harus dibagikan menurut rumus diatas.

3.3.2 Analisa Dinamis Portal

Pada penelitian ini menggunakan analisa dinamis riwayat waktu *(time history analysis)*. Pengaruh gempa terhadap perilaku suatu sistim struktur sangat kompleks, sehingga perlu dilakukan asumsi-asumsi penyederhanaan agar model matematika sistem struktur dapat dianalisis sesuai ilmu mekanika teknik.

A. Persamaan Diferensial Derajat Kebebasan Banyak (MDOF) Akibat *Base Motion.*

Untuk memperoleh persamaan diferensial MDOF, maka tetap dipakai prinsip kebebasan relatif pada suatu massa yang ditinjau. Bentuk pemodelan struktur yang dipakai adalah sebagai berikut.



Gambar 3-5 Struktur 3-DOF dan pemodelannya

Pada struktur bangunan gedung tingkat tiga, struktur mempunyai tiga derajat kebebasan. Dengan demikian struktur yang mempunyai n-tingkat berarti struktur

mempunyai n-derajat kebebasan dan n-modes. Secara umum persamaan diferensial gerakan pada struktur bangunan dengan derajat kebebasan banyak (MDOF) dapat disusun dengan memakai prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*)

$$[M]\{\ddot{Y}\}+[C]\{\dot{Y}\}+[K]\{Y\}=\{F_{(t)}\} \tag{3.3-5}$$

yang mana [M], [C] dan [K] berturut-turut adalah matrik massa, matrik redaman dan matrik kekakuuan, $\{\ddot{Y}\},\{\dot{Y}\}$ dan $\{Y\}$ adalah vektor percepatan, kecepatan dan simpangan dan F(t) adalah beban dinamik. Apabila struktur dengan derajat kebebasan banyak tersebut dikenai dengan beban tanah atau beban genpa bumi maka persamaan diferensial gerakan yang ada menjadi;

$$[M]\{\ddot{Y}\}+[C]\{\dot{Y}\}+[K]\{Y\}=-[M]\{1\}\ddot{y}_b \tag{3.3-6}$$

A. Penyelesaian Persamaan Diferensial Struktur MDOF

Persamaan 3.3-5 atau 3.3-6 sebenarnya adalah persamaan differensial koupling *(coupled differential equations)* yang terdiri atas 1-set persamaan simultan yang ditulis dalam bentuk matriks. Persamaan diferensial koupling adalah sekelompok persamaan diferensial yang saling tergantung satu dengan yang lain. Respon struktur yang sangat penting dicari adalah simpangan tingkat, karena momen yang terjadi pada ujung-ujung kolom merupakan fungsi langsung dari simpangan tingkat. Beberapa metode dengan spesifikasi pemakaian sendiri-sendiri dapat digunakan untuk menyelesaikan persamaan 3.3-5.

Penyelesaian persamaan koupling dapat dilakukan dengan metode integrasi numerik *(step by step method)* yang melibatkan seluruh persamaan yang ada, dengan metode ini akan diperoleh suatu pola/ragam goyangan struktur MDOF yang dikenal secara umum dengan standar *mode shapes*. Pada metode ini umumnya dipakai

konsep ekivalen redaman yang nilainya sama untuk setiap mode dan umumnya dipakai untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak yang masih mempunyai respon elastik.

Penyelesaian persamaan dengan metode integrasi langsung *(direct integration method)* seluruh persamaan diferensial gerakan *coupled* umumnya hanya dipakai pada kondisi-kondisi tertentu misalnya pada inelastis analisis maupun pada struktur yang mana terjadi *nonproportional damping*. Pada metode ini struktur tidak lagi mempunyai standar *mode shapes* dan matriks redaman harus disusun secara khusus karena koefisien redaman umumnya bergantung pada mode. Dalam hal ini konsep ekivalen damping rasio tidak lagi dapat digunakan.

3.4 Respon Struktur Akibat Beban Dinamik dan Statik

Krawinkler, dkk (1994) megemukakan perbedaan mendasar respon struktur akibat pembebanan statik dan dinamik, untuk struktur dengan periode getar (T) pendek/bertingkat rendah memberikan perbandingan korelasi yang baik dimana simpangan antar tingkat *(interstorey drift)* dan rasio daktilitas tingkat *(story ductility ratios)* antara pembebanan statik dan dinamik mempunyai nilai yang hampir sama, dalam hal ini pola getaran struktur lebih dominan dipengaruhi oleh mode getaran pertama *(first mode vibration)*, sedangkan pada struktur dengan periode getar panjang/bertingkat tinggi memberikan korelasi yang sangat berbeda, dimana akibat beban statik respon struktur masih menunjukkan pola simpangan seperti pada mode getaran pertama sedangkan akibat beban dinamik respon struktur menunjukkan perbedaan yang sangat mencolok terutama terjadi pada tingkat-tingkat atas struktur, dalam hal ini respon struktur lebih dominan dipengaruhi oleh mode getaran yang

lebih tinggi *(higher mode effect). Paulay dan Priestley (1992)* mengemukakan pengaruh *higher modes effects* ini akan berpengaruh terutama sekali diantara dua lantai teratas dan diatas 1/3 tinggi struktur.

Chopra (1995) menyimpulkan mengenai pengaruh *higher mode effect* terhadap respon struktur :

1. *Higher mode effect* memberikan pengaruh yang sangat besar terhadap gaya dalam elemen terutama terhadap momen dan gaya geser elemen.
2. *Higher mode effect* menyebabkan respon yang lebih besar terhadap gaya geser dasar daripada momen guling.
3. *Higher mode effect* lebih memberikan pengaruh yang besar terhadap gaya geser pada lantai atas daripada geser pada lantai dasar.

3.5 Faktor Pembesar Dinamis Momen Kolom *(Dynamic Magnification of Column Moment)*

3.5.1 Faktor Pembesar Dinamis Momen Kolom Portal Beton

Untuk memberikan perlindungan yang baik pada kolom terhadap kelelehan awal *(first yielding)*, maka harus diberikan suatu koefisien pembesar berdasarkan bahwa momen kolom ketika terjadi respon dinamik inelastik pada struktur bangunan akibat gempa kuat akan sangat berbeda dengan momen kolom hasil analisa statik, M_E. Hal ini akibat dari efek dinamis, terutama sekali ketika terjadi respon pada mode getaran yang lebih tinggi *(higher modes) (Paulay & Priestley, 1992).* Pada gambar 3-6 dapat terlihat bahwa momen-momen kolom akibat beban dinamis pada ragam vibrasi yang lebih tinggi *(higher modes)* akan cenderung terjadi pembesaran terutama sekali terjadi di atas lantai dasar struktur. Apabila momen kolom yang terjadi

melebihi kapasitas lentur *(flexural strength)* kolom, maka akan terbentuk sendi-sendi plastis pada kolom. Bila kemungkinan terbentuknya sendi plastis pada ujung-ujung kolom hendak dipastikan tidak terjadi di atas lantai dasar, maka distribusi momen yang memperhatikan pengaruh beban dinamis harus dilakukan. Untuk mencapai maksud ini dapat digunakan faktor pembesar dinamis *(Dynamic Magnification Factor/DMF)*, ω_d, dan atau faktor penambahan kekuatan *(Overstrength Factor)*, ϕ_o. Sehingga momen rencana kolom menjadi :

$$M_u = \omega_d \, \phi_o \, M_E \qquad (3.5\text{-}1)$$

Faktor pembesar dinamis dicari dari bentuk sampul terluar *(envelope)* dari hasil-hasil analisa dinamis riwayat waktu dari beberapa gempa besar yang pernah terjadi. *Paulay & Priestley (1992)*, mengemukakan suatu formula untuk mengestimasikan koefisien pembesar dinamis untuk kolom beton, ω.

1. Untuk kolom satu arah *(columns of One-Way Frames)*

$$\omega = 0{,}6\,(T_1) + 0{,}85 \qquad (3.5\text{-}2a)$$

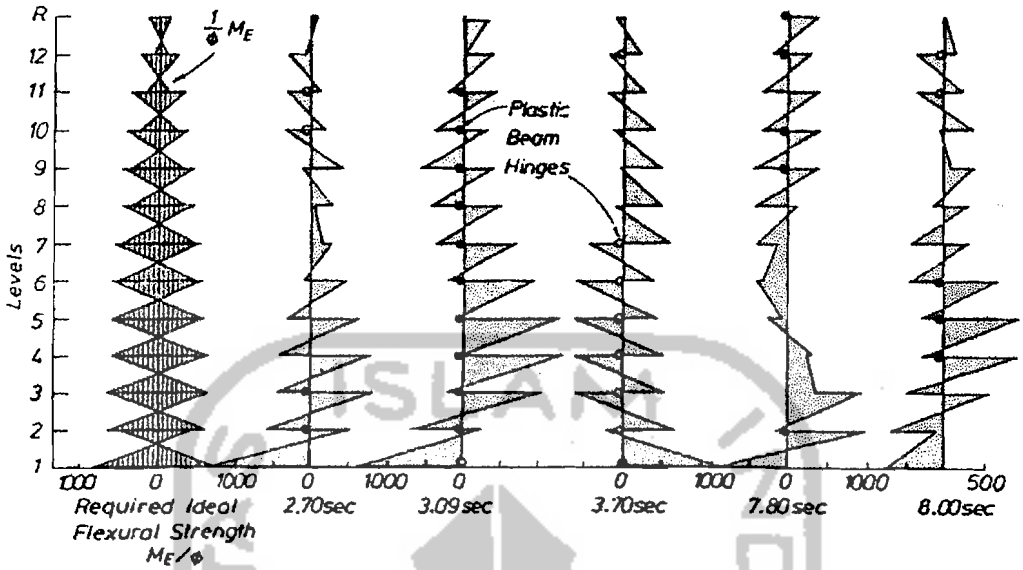
dengan batasan $1{,}3 \leq \omega \leq 1{,}8$

2. Untuk kolom dua arah *(Columns of Two-Way Frames)*

$$\omega = 0{,}5\,(T_1) + 1{,}1 \qquad (3.5\text{-}2b)$$

dengan batasan $1{,}5 \leq \omega \leq 1{,}9$

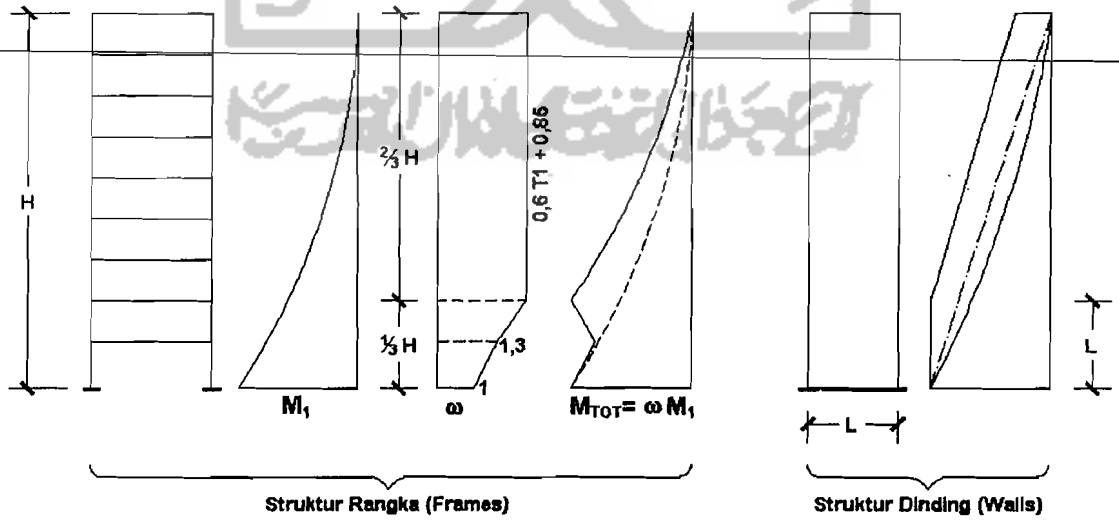
Pada persamaan (3.5-2), ω merupakan fungsi linear dari waktu getar pokok struktur *(fundamental period)*, T_1 yang merupakan fungsi dari tinggi struktur yang dipengaruhi mode getaran struktur yang lebih tinggi.



Gambar 3-6 Perbandingan pola momen kolom akibat beban statik lateral dan beban dinamis

Sumber : T. Paulay & M.J.N Priestley, 1992

Berdasarkan kondisi tersebut, *Paulay & Priestley (1992)* dan *Scarlat (1996)*, memberikan suatu penyederhanaan terhadap pembesaran momen akibat beban dinamis seperti pada gambar 3-7.



Gambar 3-7 Penyederhanaan Pembesaran Momen
Sumber : Adrian S. Scarlat, 1996

Dalam evaluasi untuk menentukan faktor pembesar dinamis *Paulay* dan *Priestley* mengemukakan tiga hal penting yang perlu diperhatikan :

1. Dengan pegecualian tingkat paling atas, pembentukan secara serentak sendi plastis pada kolom bagian atas dan bawah harus dicegah.
2. Dengan pegecualian kolom pada lantai dasar (tingkat satu atau pada pondasi) dan pada tingkat paling atas, pembentukan sendi plastis akibat momen lentur pada kolom harus dihindari. Jika hal ini dapat dicapai, maka bentuk persyaratan pendetailan pada akhir kolom dapat dikurangi, sehingga kuat geser kolom meningkat dan sambungan kolom dapat terbentuk pada semua tingkat kolom.
3. Dalam kondisi yang sangat luar biasa *(extreme)* akibat pembebanan yang berlebihan maka pembentukan sendi plastis pada satu atau beberapa kolom selama respons dinamis inelastis pada struktur rangka dapat diijinkan. Dalam konteks desain bangunan tahan gempa peristiwa pelelehan pada kolom dan pembentukan sendi plastis tidak searti atau tidak terjadi secara bersamaan atau terjadi bergantian pada suatu tingkat. Akibat pembentukan sendi plastis satu pada akhir kolom pada suatu tingkat tuntutan daktilitas yang tinggi pada kolom menjadi sangat penting. Selama beberapa kolom pada suatu tingkat masih menunjukkan perilaku elastis maka semua kolom lainnya dapat dijaga dari tuntutan daktilitas kecuali jika sendi plastis pada balok yang berdekatan tidak terbentuk.

3.5.2 Faktor Pembesar Dinamik Untuk Struktur Baja

Menurut *AISC Seismic Provision 1997* dan Rancangan SNI LRFD 2000, untuk perbandingan momen kolom dan momen balok harus dipenuhi sebagai berikut

$$\sum M_{pc} / M_{pb} > 1{,}0 \qquad (3.5\text{-}3)$$

Dapat diperhatikan bahwa perbandingan momen kolom dan momen balok disyaratkan lebih besar dari satu, hanya saja belum ada nilai yang pasti tentang pengaruh beban dinamis yang dapat diperhitungkan dalam DMF untuk struktur baja.

AISC Seismic 1997 dan rancangan SNI mensyaratkan perbandingan persamaan (3.5-3) lebih besar dari 1,25 untuk mengasumsikan kolom masih berperilaku elastik, *AISC Seismic Suplement no.2 (2000)* dan *FEMA 350 (2000)* merevisi persyaratan perbandingan persamaan (3.5-3) menjadi lebih besar dari 2,0 untuk dapat mengasumsikan bahwa kolom masih berperilaku elastik.

3.6 Disain Struktur Baja Tahan Gempa Menurut Rancangan SNI Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, LRFD 2000.

3.6.1 Ketentuan Umum

LRFD adalah suatu metode yang berdasarkan pada kekuatan batas (*ultimate*), yang pada umumnya terbagi dua kategori yaitu kekuatan (*strength*) dan kemampuan layan (*serviceability*). Format umum dari spesifikasi LRFD diberikan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\phi \, Rn \geq \Sigma \, \gamma i . \, Qi \qquad (3.6\text{-}1)$$

dengan : ϕ = faktor reduksi kapasitas, Rn = kuat nominal komponen struktur, γi = variabel faktor beban yang bergantung pada tipe beban, Qi = beban nominal.

Ketentuan dalam rancangan SNI dimaksudkan untuk perencanaan dan pelaksanaan komponen struktur bangunan baja termasuk sambungan dalam struktur dimana gaya yang bekerja dihasilkan dari beban gempa yang telah ditentukan dengan memperhatikan disipasi energi di dalam daerah respon nonlinear struktur bangunan tersebut.

3.6.2 Beban dan Kombinasi Beban

Perencanaan suatu struktur baja untuk keadaan-keadaan stabil batas, kekuatan batas, dan kemampuan-layan batas menurut rancangan SNI Peraturan baja LRFD (2000), harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh dari aksi sebagai akibat dari kombinasi beban-beban berikut ini :

$$U = 1{,}4D \tag{3.6-2}$$

$$U = 1{,}2D + 1{,}6L \tag{3.6-3}$$

$$U = 1{,}2D + 0{,}5L \pm 1{,}3W \tag{3.6-4}$$

$$U = 0{,}9D \pm 1{,}3W \tag{3.6-5}$$

$$U = 1{,}2D \pm 0{,}5L \pm E \tag{3.6-6}$$

$$U = 0{,}9D \pm E \tag{3.6-7}$$

dengan : D = beban mati, L = beban hidup, W = beban angin, E = beban gempa.

Selain kombinasi beban seperti pada persamaan 3.6-2 sampai 3.6-7, dalam Rancangan SNI memberikan beban dan kombinasi beban bila ditentukan secara khusus. Kombinasi beban dengan memperhatikan faktor kuat cadang struktur Ω_o, adalah :

$$U = 1{,}2D + \gamma_L L + \Omega_o E_h \tag{3.6-8}$$

$$U = 0{,}9D - \Omega_o E_h \tag{3.6-9}$$

Dengan $\gamma_L = 0{,}5$ bila $L < 5\ kPa$ dan $\gamma_L = 1$ bila $L \geq 5\ kPa$.

Keterangan :

D adalah pengaruh beban mati yang disebabkan oleh berat elemen struktur dan beban tetap pada struktur.

L adalah pengaruh beban hidup akibat penggunaan gedung dan peralatan bergerak.

E_h adalah pengaruh dari komponen horizontal gaya gempa.

Ω_o adalah faktor kuat cadang struktur, sistem rangka momen = 2,8.

Pengaruh orthogonalitas gaya gempa, yaitu pengaruh pembebanan gempa pada dua arah yang saling tegak lurus, harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan. Pengaruh orthogonalitas tidak perlu ditinjau bila dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa digunakan $\Omega_o E_h$.

3.6.3 Metode Dalam Analisa Struktur

AISC 1999 dan Rancangan SNI 2000 mensyaratkan untuk menganalisis pengaruh gaya-gaya dalam pada suatu struktur dengan memenuhi syarat-syarat stabilitas, kekuatan, dan kekakuan. Struktur dapat dianalisis dengan salah satu metode berikut ini:

a) Analisis elastis

b) Analisis plastis

c) Analisis non-konvensional lainnya yang telah baku dan telah diterima secara umum.

Pendistribusian pengaruh gaya-dalam kepada komponen-komponen struktur dan sambungan-sambungan pada suatu struktur ditetapkan dengan menganggap salah satu atau kombinasi bentuk-bentuk struktur; *(1)* kaku, *(2)* semi-kaku atau *(3)* sederhana (bebas momen).

1. Struktur Kaku

Pada struktur kaku sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang disambung.

2. Struktur Semi-kaku

Pada struktur semi-kaku, sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus dianggap memiliki kapasitas yang cukup untuk memberikan kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut.

3. Struktur Sederhana

Pada struktur sederhana, sambungan pada kedua ujung komponen struktur dianggap bebas momen.

3.6.4 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai maksimum *(maximum interstorey drift)* dihitung berdasarkan respons simpangan inelastis maksimum Δ_{Max}, dihitung sebagai berikut,

$$\Delta_{Max} = 0{,}7\ R\ \Delta_S \qquad (3.6\text{-}10)$$

dengan R adalah faktor modifikasi respons, R = 8,5 untuk SRPMK.

Pada persamaan (3.6-10), Δ_S adalah respons statis simpangan elastis struktur yang terjadi di titik-titik kritis akibat beban gempa horizontal rencana. Dalam melakukan perhitungan simpangan tersebut pengaruh translasi dan rotasi bangunan harus

diperhitungkan. Simpangan inelastis struktur juga dapat dihitung menggunakan analisa dinamis.

Simpangan antar lantai yang dihitung berdasarkan persamaan (3.6-10) tidak boleh melebihi 2,5% dari jarak antar lantai untuk $T \leq 0,7$ detik, dan untuk $T > 0,7$ detik simpangan antar lantai maksimum adalah 2,0% dari jarak antar lantai. Budiono (2000) menyarankan batasan simpangan antar lantai 0,005 h atau maksimum 20 mm.

3.6.5 Beberapa Persyaratan Mengenai Bahan Baja Struktural Untuk Disain di Daerah Rawan Gempa

1. Kuat perlu sambungan dan komponen struktur yang terkait ditentukan berdasarkan tegangan leleh yang dapat terjadi yaitu f_{ye} dari komponen struktur yang disambung, dengan

$$f_{ye} = R_y f_y \qquad (3.6\text{-}11)$$

dengan : f_y adalah tegangan leleh bahan baja yang digunakan
R_y adalah faktor modifikasi tegangan leleh, untuk profil dan baja gilas $R_y = 1,5$ untuk BJ 41 atau yang lebih lunak, $R_y = 1,3$ untuk BJ 50 atau yang lebih keras, untuk pelat baja nilai R_y adalah 1,1.

2. Tegangan leleh (f_y) minimum dari bahan baja untuk komponen struktur dengan perilaku inelastis diharapkan terjadi berkenaan dengan kombinasi pembebanan (3.6-8) dan (3.6-9) tidak boleh melebihi 350 MPa.
3. Batasan-batasan terhadap balok dan kolom
   a) Luas Sayap Balok : tidak diperkenankan terjadi perubahan luas sayap balok yang mendadak pada daerah sendi plastis akibat lubang dan pengguntingan lebar plat sayap.

a) Rasio Lebar Terhadap Tebal :

Balok-balok profil I harus memenuhi persyaratan penampang kompak, dimana untuk :

a. Pelat Badan

Apabila rasio perbandingan persamaan (3.5-3) kurang dari 1,25[1] *(rancangan SNI dan AISC seismic 1997).*

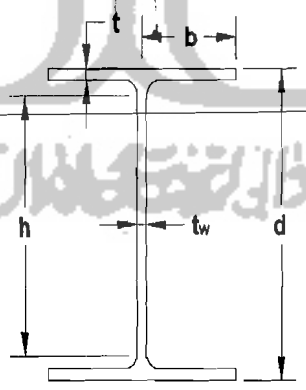
$$\lambda = b/t \leq \lambda_p = 135/\sqrt{fy}, Mpa \qquad (3.6\text{-}11.b)$$

bila hal tersebut tidak dapat dipenuhi maka harus memenuhi persyaratan.

$$\lambda = b/t \leq \lambda_p = 170/\sqrt{fy}, MPa \qquad (3.6\text{-}11.c)$$

b. Pelat Badan

$$\lambda = b/t_w \leq \lambda_p = 1680/\sqrt{fy}, MPa \qquad (3.6\text{-}11.d)$$



Gambar 3.8 Penampang dan variabel profil I

[1] *AISC Seismic Suplement no.2 (2000) dan FEMA 350 (2000) merevisi menjadi 2,0*

Perencanaan Dengan "Strength Design"

A. Lentur

Komponen struktur yang memikul lentur harus memenuhi,

$$M_u \leq \phi M_n \qquad (3.6\text{-}12)$$

keterangan ;

M_u adalah momen lentur terfaktor dari hasil kombinasi pembebanan persamaan 3.6-2 sampai 3.6-7 atau persamaan 3.6-8 dan 3.6-9 yang disyaratkan untuk struktur tahan gempa.

ϕ adalah faktor reduksi = 0,9

M_n adalah kuat nominal dari lentur penampang.

Menurut (rancangan SNI dan mirip dengan AISC), menetapkan momen nominal penampang (M_n) berdasarkan kondisi batas *(limit states)* dibatasi oleh, (a) Leleh *(yielding)*, (b) Tekuk lateral *(lateral torsional buckling, LTB)*, (c) Tekuk lokal sayap *(flange local buckling, FLB)*, dan (d) Tekuk lokal badan *(web local buckling, WLB)*. Batasan terhadap balok dan kolom dalam disain struktur rangka baja di daerah rawan gempa mensyaratkan penampang haruslah "kompak" untuk mencegah tekuk lokal sesuai keterangan pada bab 3.6.5. Lihat keterangan pada Gambar 3-9 & 3-10.

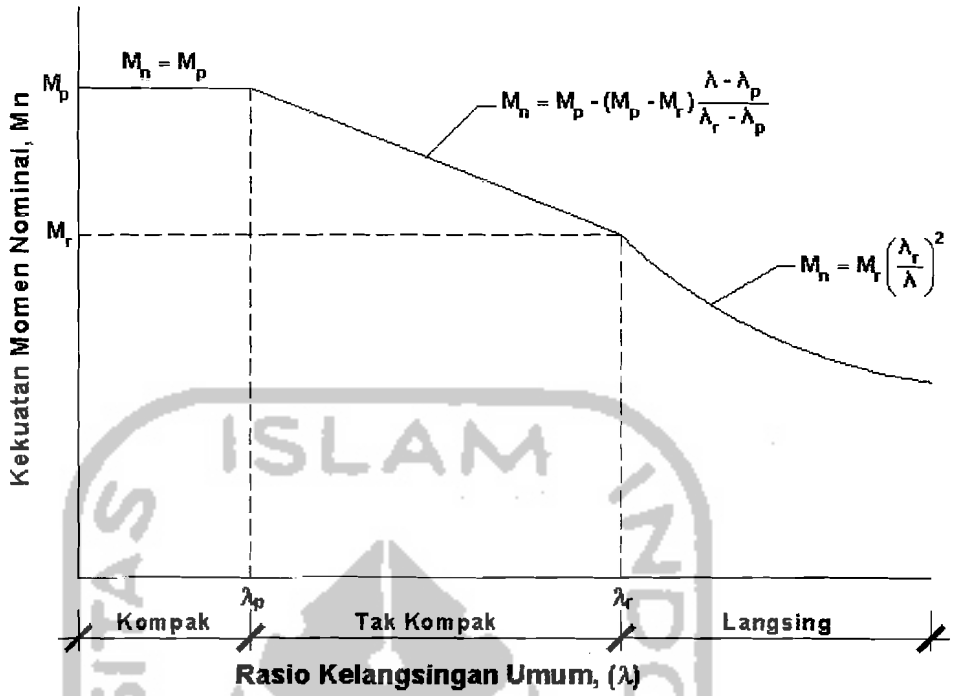
a) Kuat lentur nominal berdasarkan keadaan batas pelelehan *(limit states of yielding)*.

Untuk penampang "kompak" ($\lambda \leq \lambda_p$), kuat lentur nominal penampang adalah, ϕM_n, dengan $\phi = 0{,}9$.

$$M_n = M_p \qquad (3.6\text{-}13)$$

dengan ; M_p adalah momen plastis ($= f_y.Z \leq 1{,}5\ M_y$), N-mm.

M_y adalah momen lentur yang menyebabkan penampang mulai mengalami tegangan leleh ($= f_y.S$), N-mm.



Gambar 3-9 Kekuatan Nominal M_n lawan rasio kelangsingan umum (λ) untuk keadaan tekuk lokal flens, tekuk lokal badan.

b) Kuat lentur berdasarkan batas kelangsingan umum (Gambar 3-9)

1) Penampang kompak, $\lambda \leq \lambda_p$

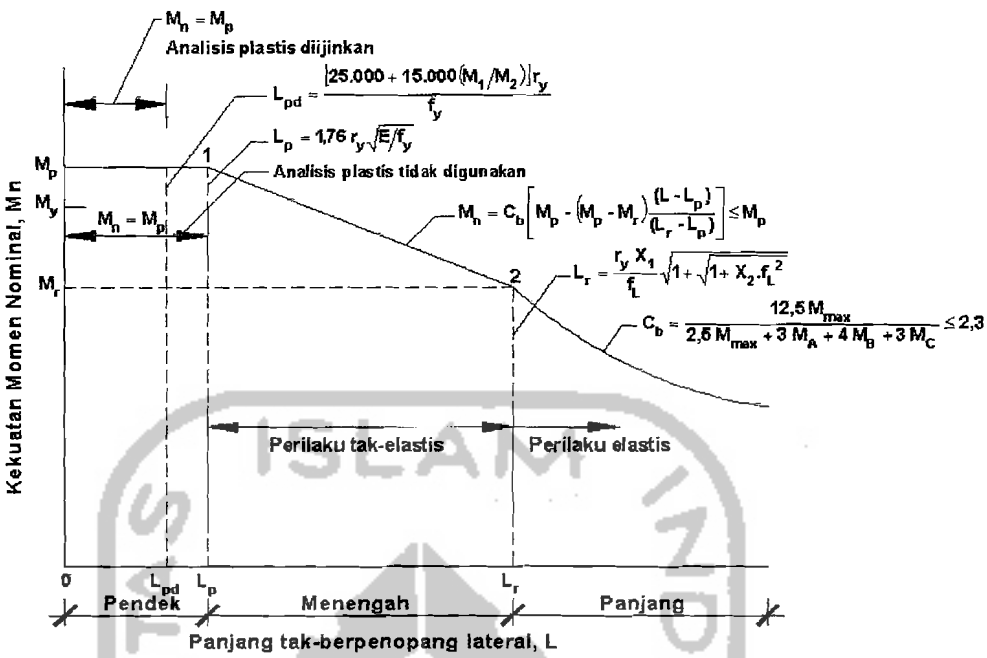
$$M_n = M_p$$

2) Penampang tak kompak, $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r).\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \leq M_p$$

3) Penampang langsing, $\lambda \geq \lambda_r$

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b.S_x.X_1.\sqrt{2}}{L/r_y}\sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L/r_y)^2}} \leq M_p$$



Gambar 3-10 Kekuatan Nominal M_n dari penampang "kompak" yang dipengaruhi oleh tekuk torsi-lateral.

c) Kuat lentur berdasarkan keadaan batas tekuk lateral (Gambar 3-10)

1) Bentang pendek ($R > 3$), $L \leq L_{pd}$

$$M_n = M_p$$

2) Bentang pendek ($R < 3$), $L \leq L_p$

$$M_n = M_p \qquad (3.6\text{-}14)$$

3) Bentang menengah, $L_p < L < L_r$

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - Mr)\frac{(L - Lp)}{(Lr - Lp)}\right] \leq Mp \qquad (3.6\text{-}15)$$

4) Bentang panjang, $L_r \leq L$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \qquad (3.6\text{-}16)$$

Dengan;

L adalah panjang tanpa penopang lateral, mm.

L_p adalah panjang penopang lateral maksimum, mm.

$$Lp = 1{,}76\, ry\sqrt{E/fy} \qquad (3.6\text{-}17)$$

L_r adalah panjang tanpa penopang lateral maksimum, mm.

$$Lr = \frac{r_y.X_1}{f_L}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2.f_L^2}}\text{, dengan } f_L = (f_y - f_r) \qquad (3.6\text{-}18)$$

M_r $= S_x (f_y - f_r)$, adalah kekuatan momen batas tekuk

f_r adalah tegangan sisa *(residual stress)*, 70 MPa (10 ksi) untuk profil giling dan 115 Mpa (16,5 ksi) untuk profil las.

C_b adalah faktor pengali momen,

$$C_b = \frac{12{,}5M_{max}}{2{,}5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2{,}3 \qquad (3.6\text{-}19)$$

dengan M_{max} adalah momen maksimum pada batang yang ditinjau, M_A, M_B,dan M_C adalah momen pada ¼ , tengah dan ¾ bentang.

M_{cr} adalah momen kritis, untuk profil I;

$$M_{cr} = C_b\frac{\pi}{L}\sqrt{E.I_y.G.J + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y.C_w}$$
$$= \frac{C_b.S_x.X_1.\sqrt{2}}{L/r_y}\sqrt{1+\frac{X_1^2X_2}{2(L/r_y)^2}} \qquad (3.6\text{-}20)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}}$$
$$X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{G.J}\right)^2 \qquad (3.6\text{-}21)$$

$$C_w = \frac{I_f.h^2}{2} \qquad (3.6\text{-}22)$$

$$J \approx \sum 1/3.b.t^3 \qquad (3.6\text{-}23)$$

dengan, S_x adalah modulus section, mm^3.

I_y adalah momen inertia sumbu-y, mm^4.

E adalah modulus elastis baja, 200000 MPa (29000 ksi).

G adalah modulus elastis geser baja

$$G = E/[2(1+\mu)] = 200000/[2(1+0{,}3)] \approx 77000\,\text{MPa}.$$

C_w adalah konstanta puntir lengkung (warping constant), mm^6.

J adalah konstanta puntiran, mm^3.

B. Aksial tekan

Kuat tekan komponen struktur yang memikul gaya tekan ditentukan dari bahan (tegangan leleh, tegangan sisa, modulus elastis) dan geometri (penampang, panjang komponen, kondisi ujung dan penopang).

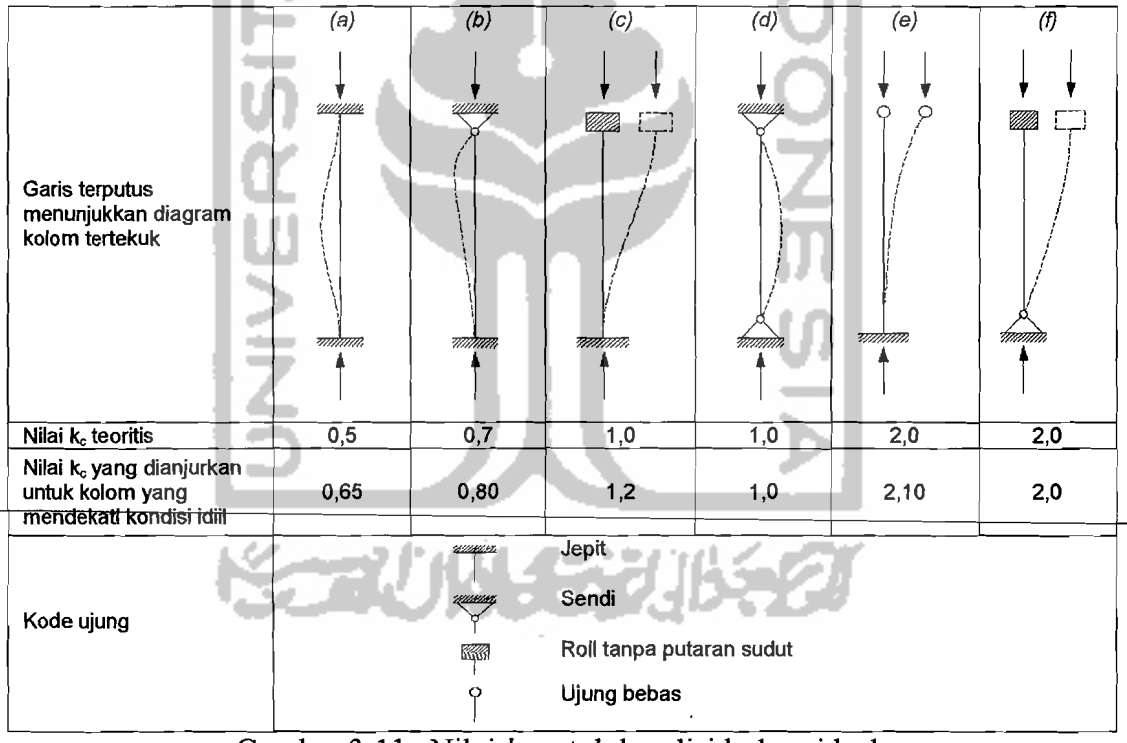
Komponen struktur yang mengalami gaya tekan kosentris akibat beban terfaktor, N_u, harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$N_u \leq \phi_n N_n \qquad (3.6\text{-}24)$$

Keterangan :

ϕ_n adalah faktor reduksi kekuatan = 0,85

N_n adalah kuat tekan nominal komponen struktur, N.



Gambar 3-11 Nilai k_c untuk kondisi kolom ideal.

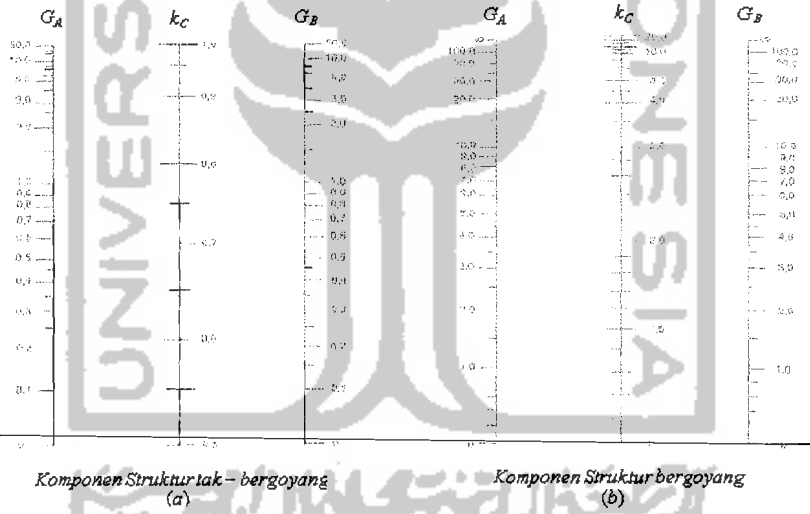
Perbandingan kelangsingan

- Kelangsingan elemen penampang, $\lambda < \lambda_r$
- Kelangsingan komponen struktur tekan, $\lambda = L_k/r < 200$

  dengan $L_k = k_c.L$. Dalam hal ini k_c adalah faktor panjang tekuk dan L adalah panjang teoritis kolom.

Nilai faktor panjang tekuk (k_c) bergantung pada kekangan rotasi dan translasi pada ujung-ujung komponen struktur. Untuk komponen struktur dengan ujung-ujung ideal nilai k_c ditunjukkan pada Gambar 3-11 Untuk komponen struktur tekan yang merupakan bagian dari suatu rangka bersambungan kaku, nilai faktor panjang tekuk (k_c) ditetapkan dari Gambar 3-12. Pada Gambar tersebut G_A dan G_b adalah perbandingan antara kekakuan komponen struktur tekan dominan terhadap kekakuan komponen struktur relatif bebas tekan. Nilai G suatu komponen struktur pada rangka portal dapat ditentukan sebagai berikut :

$$G = \frac{\sum\left(\frac{I}{L}\right)_c}{\sum\left(\frac{I}{L}\right)_b} \qquad (3.6\text{-}25)$$



Gambar 3-12

(a) Nilai k_c untuk komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang. (Rancangan SNI)

Daya dukung nominal komponen struktur tekan

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan $\lambda < \lambda_r$, daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut (rancangan SNI):

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega} \qquad (3.6\text{-}26)$$

untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka $\omega = 1$ (3.6-27a)

untuk $0{,}25 < \lambda_c < 1{,}25$ maka $\omega = \dfrac{1{,}43}{1{,}6 - 0{,}67\lambda_c}$ (3.6-27b)

untuk $\lambda_c \geq 1{,}25$ maka $\omega = 1{,}25\ \lambda_c^2$ (3.6-27c)

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\frac{Lk}{i_{\min}}\sqrt{\frac{f_y}{E, MPa}} \quad (3.6\text{-}27d)$$

Keterangan :

A_g adalah luas penampang bruto, mm^2

f_{cr} adalah tegangan kritis penampang, MPa

f_y adalah tegangan leleh material, Mpa

λ_c adalah parameter kelangsingan kolom

C. Geser

Kuat geser untuk pelat badan tidak berpengaku (unstiffened), dengan $h/t_w \leq 260$, adalah ϕV_n (AISC LRFD Specification 1999), sehingga ;

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.6\text{-}28)$$

Keterangan :

V_u adalah gaya geser terfaktor pada sendi plastis, Bruneau,1998, memberikan pendekatan untuk menentukan gaya geser pada sendi plastis, $V_u = V_p$.

ϕ adalah faktor reduksi = 0,9

V_n adalah kuat geser nominal pelat badan, N

a) Untuk $h/t_w \leq 2{,}45\sqrt{E/fy}$; $V_n = 0{,}6.fy.A_w$ (3.6-29)

dengan A_w = luas kotor pelat badan, mm^2.

b) Untuk $2{,}45\sqrt{E/fy} \leq h/t_w \leq 3{,}07\sqrt{E/fy}$

$$V_n = 0{,}6.fy.A_w\left[\frac{2{,}45\sqrt{E/fy}}{h/t_w}\right] \quad (3.6\text{-}30)$$

c) Untuk $3{,}07\sqrt{E/fy} \leq (h/t_w) \leq 260$

$$V_n = A_w\left[\frac{4{,}52.E}{(h/tw)^2}\right] \quad (3.6\text{-}31)$$

D. Komponen Struktur Yang Mengalami Gaya Kombinasi

Gaya dan momen terfaktor terbesar yang bekerja pada komponen struktur :

(1) N_u merupakan gaya aksial terfaktor (tarik atau tekan) yang terbesar yang bekerja pada komponen struktur.

(2) M_u, yaitu M_{ux} dan M_{uy}, merupakan momen lentur terfaktor (terhadap sumbu-x dan sumbu-y elemen) yang terbesar yang dihasilkan oleh beban pada rangka dan beban lateral pada komponen struktur.

Persamaan interaksi aksial – momen,

Untuk $\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0{,}2$

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.6\text{-}32)$$

untuk $\frac{N_u}{\phi N_n} < 0{,}2$

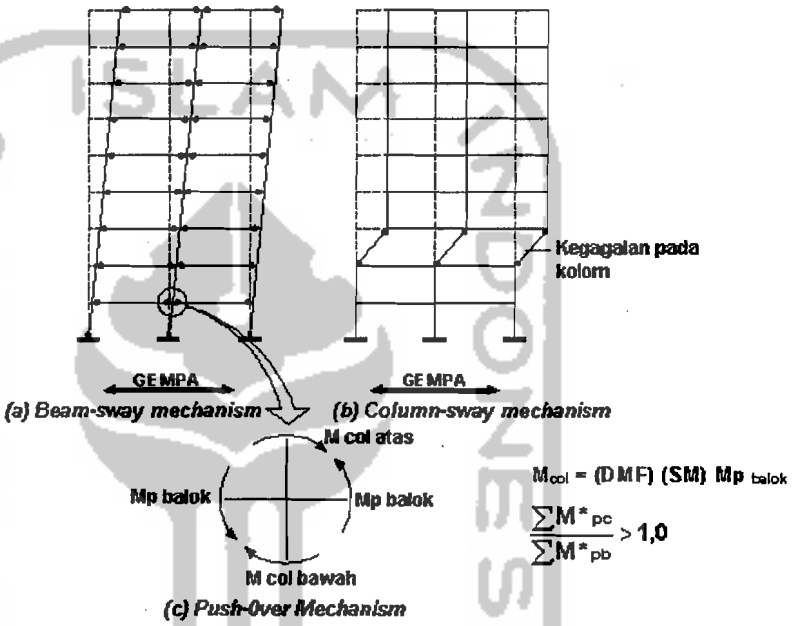
$$\frac{N_u}{2\phi N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.6\text{-}33)$$

Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Konsep disain elemen-elemen utama penahan beban gempa dapat direncanakan dan didetailkan sedemikian rupa, sehingga mampu memencarkan energi gempa dengan deformasi inelastis yang cukup besar tanpa runtuh. Elemen-elemen lainnya diberi kekuatan yang cukup, sehingga mekanisme yang direncanakan dapat dipertahankan pada saat terjadi gempa kuat *(Bruneau, 1998)*. *Englekirk (1994)* mengutarakan beberapa kriteria awal yang harus dipenuhi dalam proses disain portal daktail, yakni kekuatan *(Strength)*, simpangan *(drift)* dan jenis profil yang disyaratkan *(member acceptability)*.

Analisis Portal Rangka :

(1) Pilih mekanisme kerusakan tanpa runtuh dengan merencanakan sendi plastis. Pada umumnya dipilih mekanisme kolom kuat balok lemah *(beam sway mechanism)* dengan rotasi θ = 0,03 radian (pengujian siklik).



Gambar 3-13 Mekanisme keruntuhan struktur

fy pengujian = $0,85\, f_{ye}$

= $0,85\, R_y\, fy$

= $0,85 \times 1,5\, fy$ (untuk baja BJ 41)

= $1,275\, fy$

dimana overstrength factor = 1,275 (untuk baja BJ 41)

(2) Tahap perencanaan Kapasitas (Capacity Design)

Perencanaan kapasitas dimulai setelah didapatkan dimensi elemen pemencar energi gempa, dalam hal ini setelah diperoleh dimensi balok portal berdasarkan momen ultimit yang terjadi. Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan

akibat lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar.

Bruneau, Uang dan Whittaker, 1998, memberikan langkah-langkah dalam perencanaan elemen daktail;

a) tentukan atau pilih metode untuk menempatkan sendi plastis jauh dari kolom (lihat Gambar 3-14).
b) pilih tipe sambungan balok-ke-kolom berdasarkan hasil pengujian siklik yang diakui atau perhitungan dari hasil tes yang telah dilakukan dari tipe sambungan yang sama dengan hasil-hasil pengujian kualifikasi yang menunjukkan rotasi inelastis sekurang-kurangnya 0,03 radian.
c) menentukan kemungkinan momen plastis yang terjadi pada sendi plastis dengan persamaan :

$$M_{pr} = \beta.M_P = \beta.Z_b.fy = \beta^*Z_b.fy^{act} \qquad (3.6\text{-}34)$$

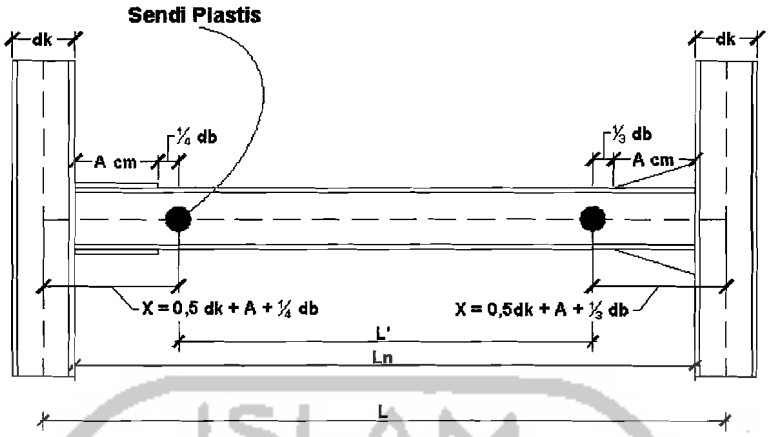
dengan : Z_b adalah modulus plastis balok

f_y adalah tegangan leleh bahan baja yang digunakan.

β adalah koefisien yang memperhitungkan kemungkinan kuat leleh material, faktor penambahan kekuatan, diambil

$\beta = 1{,}1$ (SAC 1997, AISC 1997, Rancangan SNI 2000).

$\beta = 1{,}2$ (FEMA 2000)



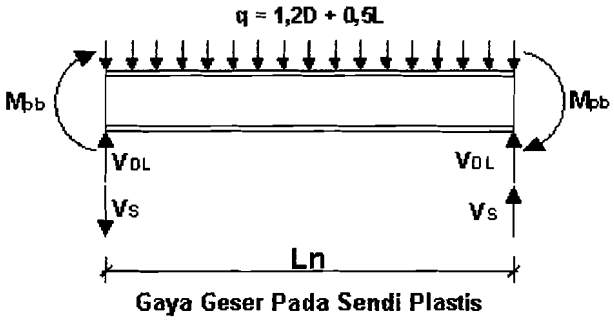
Gambar 3.14 Asumsi lokasi sendi plastis
Sumber : Michel Bruneau, Chia-Ming Uang, Andrew Whittaker, 1998

d) menentukan gaya gaya geser, V_P, pada sendi plastis.

$$V_u = V_p = \frac{(M_{pr} + M_{pr})}{L_n} + V_g \qquad (3.6\text{-}35a)$$

dengan M_{pr} adalah momen plastis pada sendi plastis
V_g adalah gaya geser akibat beban gravitasi
L adalah bentang balok

Rancangan SNI mensyaratkan gaya geser terfaktor, V_u, sambungan balok-ke-kolom menggunakan kombinasi beban 1,2D + 0,5L ditambah gaya geser yang dihasilkan dari bekerjanya momen lentur sebesar $M_{pb} = M_{pr} = 1{,}2.f_y.Z$ pada arah yang berlawanan pada masing-masing ujung balok.



Gambar 3-15 Gaya geser pada sendi plastis

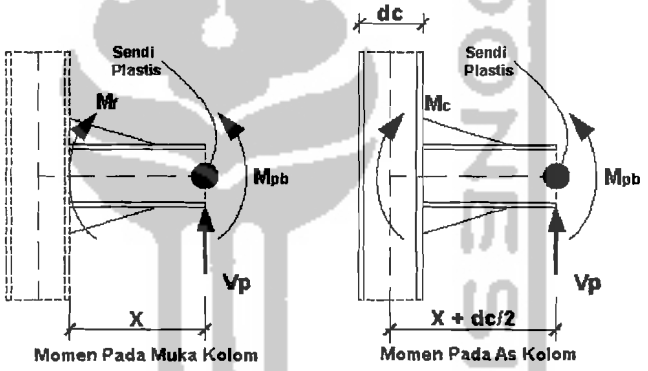
$$V_s = \frac{2.M_{pb}}{L_n} \tag{3.6-35b}$$

$$V_u = V_p = 1{,}2V_D + 0{,}5V_L + \frac{2.M_{pb}}{L_n} \tag{3.6-35c}$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari kombinasi pembebanan

$$V_u = 1{,}05.\left(V_D + V_L + \frac{4}{K}V_{EH}\right) \tag{3.6-35d}$$

e) Menentukan momen plastis balok pada muka kolom, M_f, dan pada as kolom, M_c, dengan memperhitungkan momen tambahan akibat amplifikasi gaya geser dari lokasi sendi plastis ke as kolom.



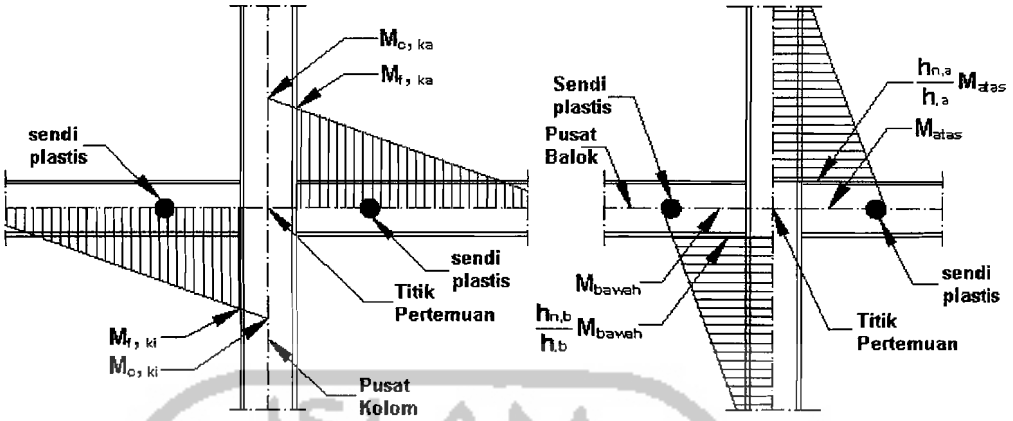
Gambar 3-16 Momen plastis balok pada muka dan as kolom

$$M_f = M_{pb} + V_p.X \tag{3.6-36}$$

$$M_c = M_{pb} + V_p(X + dc/2) \tag{3.6-37}$$

f) Menentukan momen rencana , $M_{u,k}$ dan gaya aksial kolom, $P_{u,k}$.

Kuat lentur kolom portal SRPMK yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut (Gambar 3-17)



Gambar 3-17 Pertemuan balok kolom dan perhitungan momen rencana kolom

$$\sum M_{u,k} = (DMF)(SM)\sum M_{p\ balok} \tag{3.6-38}$$

atau

$$M_{u,k} = (DMF)\alpha_k \frac{h_n}{h}\left(\frac{L,_{ki}}{L',_{ki}} M_{pb,ki} + \frac{L,_{ka}}{L',_{ka}} M_{pb,ka}\right) \tag{3.6-39}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1{,}05\left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} M_{E,k}\right) \tag{3.6-40}$$

dengan :

DMF = faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis secara keseluruhan.

α_k = faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

SM = *safety margin* yakni faktor penambahan kekuatan (overstrength factor), ϕ_o

$\sum M_{p\ blk}$ = $M_{p\ balok,\ ki} + M_{p\ balok,\ ka}$

$M_{D,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati.

$M_{L,k}$ = momen pada kolom akibat beban hidup.

$M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa.

K = faktor jenis struktur, (K=1, struktur daktail penuh)

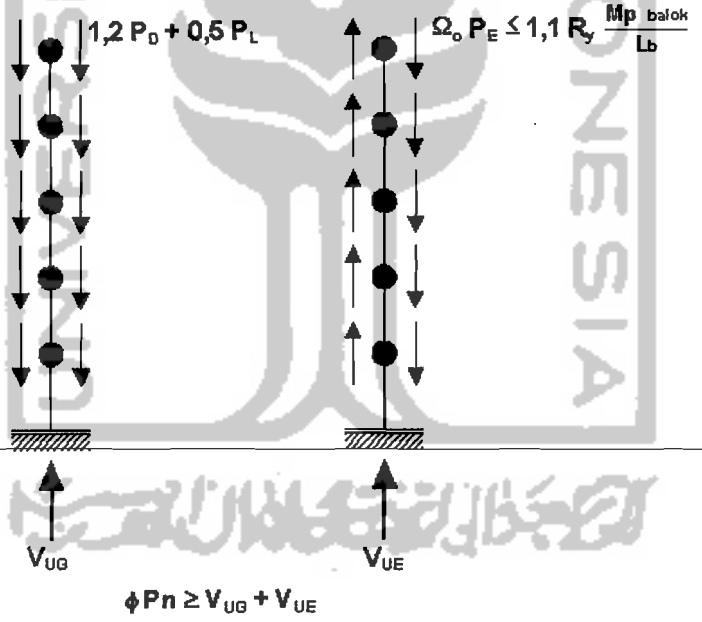
Sedangkan beban aksial rencana, $P_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dihitung dari :

Untuk $P_u/\phi_c P_n > 0{,}4$ maka nilai ;

- $\phi_c P_n \geq P_{u,k} = 1{,}2P_D + 0{,}5P_L + \Omega_o P_E$ (tekan) (3.6-41)
- $\phi_t P_n \geq P_{u,k} = 0{,}9P_D - \Omega_o P_E$ (tarik) (3.6-42)

dimana $|\Omega_o P_E| > |0{,}9\, P_D|$ sehingga terjadi tarik dan nilai $\phi_t = 0{,}9$.

Nilai $\Omega_o P_E$ dibatasi maksimum P_E yang diakibatkan terjadinya sendi plastis balok sebesar 1,1 R_y $M_{p\ balok}$.



Gambar 3-18 Gaya aksial rencana pada kolom portal

g) Menentukan Geser Rencana Pada Kolom, $V_{u,k}$.

Kuat geser kolom portal berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut harus dihitung dengan cermat sebagai berikut.

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERPUSTAKAAN YOGYAKARTA

Untuk kolom lantai atas

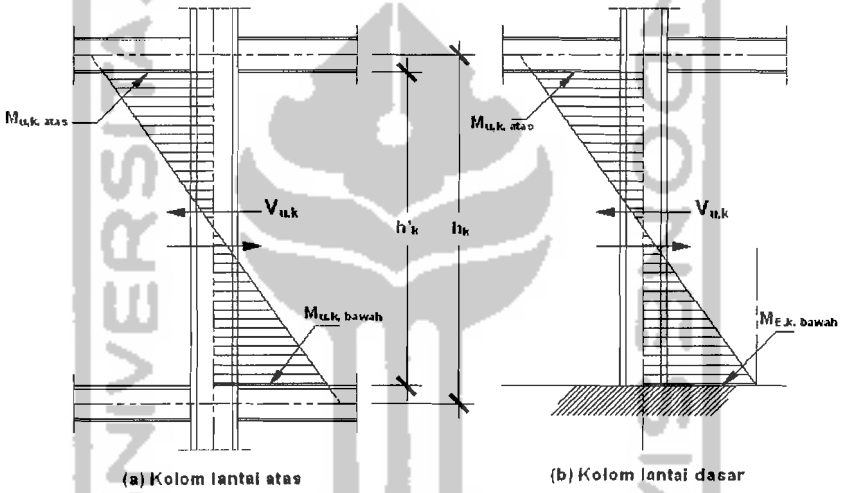
$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k\ atas} + M_{u,k\ bawah}}{h'_k} \tag{3.6-43}$$

Untuk kolom lantai dasar

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k\ atas} + M_{E,k\ bawah}}{h'_k} \tag{3.6-44}$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari

$$V_{u,k} = 1{,}05\left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4}{K}V_{E,k}\right) \tag{3.6-45}$$



Gambar 3-19 Gaya geser rencana pada kolom portal

h) Untuk memenuhi syarat kolom kuat-balok lemah harus memenuhi persyaratan berikut;

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} \geq 1{,}0 \tag{3.6-46}$$

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c\left(f_{yc} - N_{uc}/A_g\right) \tag{3.6-47}$$

$$\sum M^*_{pb} = \sum\left(1{,}2.M_p + M_y\right) \qquad M_y = V_p.\left(X + d_k/2\right) \tag{3.6-48}$$

dengan ;

ΣM^*_{pc} adalah jumlah momen-momen kolom di bawah dan di atas sambungan pada pertemuan as kolom dan as balok.

ΣM^*_{pb} adalah jumlah momen-momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom, dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal balok di daerah sendi plastis ke as kolom.

M_y adalah momen tambahan akibat amplifikasi gaya geser dari lokasi sendi plastis ke as kolom.

A_g adalah luas penampang bruto kolom, mm^2

f_{yc} adalah tegangan leleh penampang kolom, MPa

N_{uc} adalah gaya aksial tekan terfaktor pada kolom, N.

Z_c adalah modulus plastis penampang kolom, mm^3

(3) Perencanaan Sambungan dan Panel Zone

a) *Perencanaan Sambungan Kolom*

Sambungan kolom harus mempunyai kuat rencana minimum untuk memikul kuat perlu yang ditentukan pada persamaan 3.6-41 atau 3.6-42. Sambungan yang menggunakan las sudut atau las tumpul penetrasi bagian tidak boleh berjarak kurang dari 1200 mm dari sambungan balok-ke-kolom atau tidak boleh kurang dari setengah kali panjang bersih kolom dari sambungan balok-ke-kolom. Sambungan las kolom yang dibebani oleh gaya terik neto akibat kombinasi beban 3.6-42 harus memenuhi kedua persyaratan berikut ini:

(1) Sambungan las penetrasi sebagian harus mempunyai kuat rencana minimum sebesar 200% dari kuat perlu.

(2) Kuat perlu minimum dari setiap pelat sayap adalah $f_y A_f$, dengan f_y adalah tegangan leleh yang dapat terjadi dari bahan baja kolom dan A_f adalah luas pelat sayap kolom yang terkecil pada sambungan yang ditinjau.

b) *Perencanaan Sambungan Balok-ke-Kolom*

Respon gempa dari rangka momen daktail akan sangat memuaskan jika sambungan antara elemen rangka mempunyai cukup kekuatan ijin untuk terjadi mekanisme keruntuhan plastis, cukup kekakuan untuk membenarkan asumsi kelakuan kaku penuh untuk analisis, dan cukup detail untuk mengijinkan terbentuknya deformasi cyclic inelastik yang luas selama gempa tanpa terjadi hilangnya kekuatan yang berarti pada sambungan *(Bruneau, 1998)*.

Desain sambungan untuk dapat menahan gaya geser sebesar V_u adalah sebagai berikut :

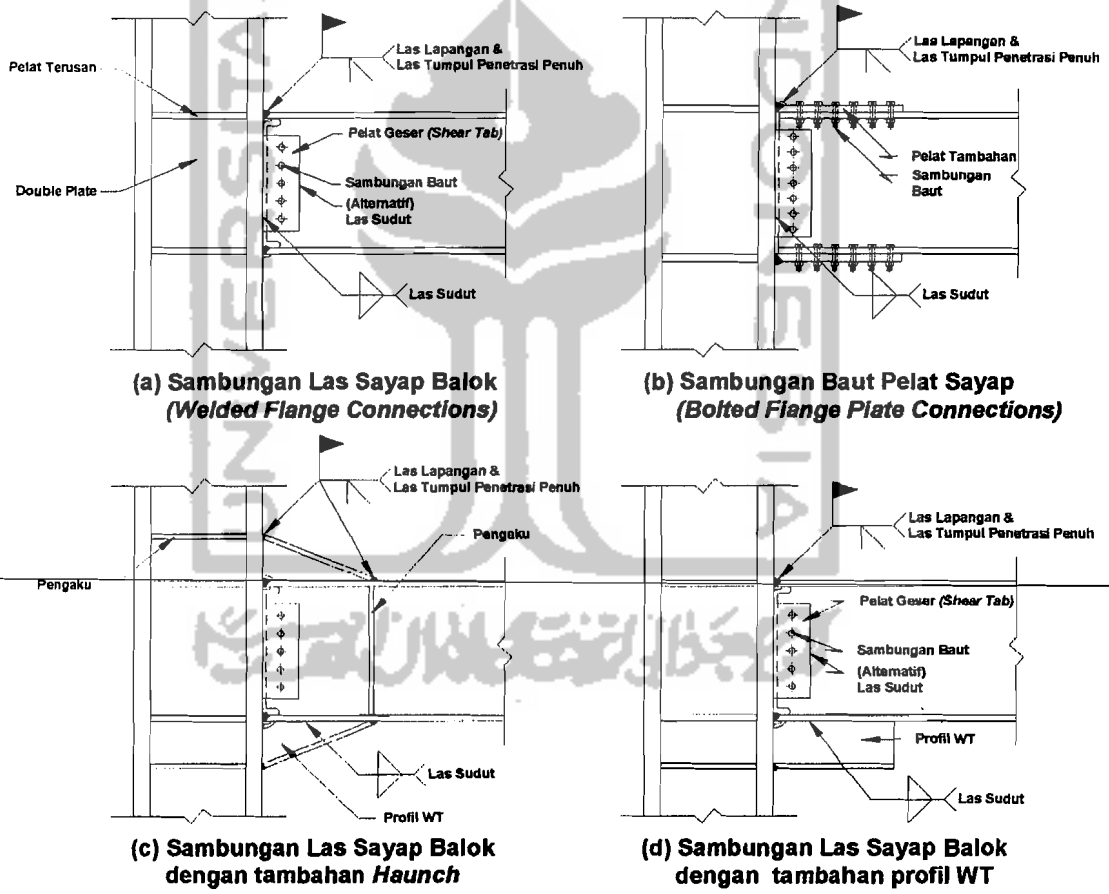
$$\phi R_n > V_u \qquad (3.6\text{-}49)$$

dengan $\phi = 0{,}9$; R_n – Kuat nominal total baut/ alat sambung lain

Dalam perencanaan sambungan balok-ke-kolom harus diperhatikan zona penyerapan energi akibat beban lateral, *Mazzolani & Piluso (1996)* menyarankan zona penyerapan yang berada pada akhir balok daripada zona penyerapan yang berada di sambungan balok-ke-kolom, sehingga energi yang masuk akibat gempa diserap melalui gaya lentur plastis berulang-ulang *(the cyclic plastic bending)* pada akhir/ujung

balok. Dengan mendesain zona penyerapan berada pada akhir/ujung balok maka pendetailan sambungan harus dilakukan pada daerah sendi plastis.

Dalam mendisain sambungan balok-ke-kolom, Rancangan SNI, AISC dan FEMA mengharuskan perencanaan berdasarkan prekualifikasi hasil uji lab ataupun hasil analisis rasional. Gambar 3.20 merupakan beberapa contoh bentuk sambungan balok-ke-kolom yang disarankan dalam AISC dan FEMA.



Gambar 3.20 Contoh sambungan balok-ke-kolom

Sumber : FEMA 350: Recomended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame-Buildings

c) *Kekuatan Las antara Flens Balok ke Kolom*

Pada umumnya Las antara flens balok ke flens kolom dapat robek, untuk menghindari ini harus dipenuhi

$$\phi R_n \geq P_{bf} \qquad (3.6\text{-}50a)$$

dengan $\phi = 0{,}9$ (3.6-50b)

$$R_n = 6{,}25\ tf^2\ f_{yb} \qquad (3.6\text{-}50c)$$

$$P_{bf} = 1{,}8\ f_{yb}\ b_f\ t_f\ ;\ 1{,}8 = \text{over strength factor} \qquad (3.6\text{-}50d)$$

Jika tidak dipenuhi maka dibutuhkan "Tension Stiffener" (pengaruh tarik di daerah badan kolom) berupa plat terusan.

d) *Bahaya Tekuk pada Kolom*

Akibat transfer gaya dari flens balok maka daerah badan kolom dapat tertekuk dan dihindari sbb ;

$$\phi R_n \geq P_{bf} \qquad (3.6\text{-}51a)$$

dengan $\phi = 1{,}0$ (3.6-51b)

$$R_n = (1{,}5k + t_{bf})\ f_{yw}\ t_w \qquad (3.6\text{-}51c)$$

$$P_{bf} = \frac{Mp}{0{,}95d} = \text{rata-rata gaya pada flens balok} \qquad (3.6\text{-}52d)$$

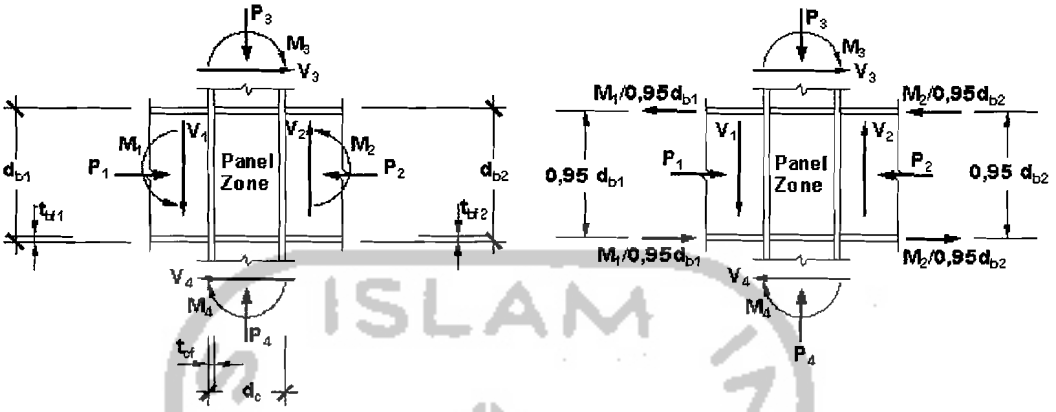
Bila tidak dipenuhi maka harus digunakan plat dobel *(double plate)* sebagai berikut ;

$$t_w + t_{dp} = \left(\frac{M_{pb}}{0{,}95d}\right)\frac{1}{(sk + t_{bf})f_{yc}} \qquad (3.6\text{-}53)$$

dapat ditentukan = (t_{bf} + r); dimana r adalah jari-jari didaerah antara flens dan badan profil balok.

e) *Perencanaan Panel Zone*

Didaerah join terjadi distribusi gaya-gaya seperti pada Gambar 3-21.



Gambar 3.21 Gaya-gaya yang bekerja pada panel zone

Untuk strong panel zone design, $\Delta M = M_2-(-M_1) = M_2 + M_1$, sehingga gaya geser yang terjadi pada panel zone adalah,

$$V_u = \frac{M_1}{0,95.d_{b1}} + \frac{M_2}{0,95.d_{b2}} - V_c \qquad (3.6\text{-}54)$$

dimana M adalah momen plastis balok pada muka kolom, dan V_c adalah gaya geser yang diterima kolom, dengan asumsi bahwa titik balik pada tengah-tengah kolom maka;

$$V_c = \frac{M_1\left(\frac{L_1}{L_{n1}}\right) + M_2\left(\frac{L_2}{L_{n2}}\right)}{h} \qquad (3.6\text{-}55)$$

$$V_c = \frac{V_3 + V_4}{2}$$

Syarat kekuatan tanpa "*double plate*"

$$V_u \leq 0,8 \sum M_{p\ balok} \qquad (3.6\text{-}56)$$

Kuat geser rencana $\phi_v V_n$ ditentukan menggunakan persamaan berikut:

Bila $N_u \leq 0{,}75N_y$, $\phi_v V_n = 0{,}6.\phi_v.fy.d_c.t_p\left[1 + \frac{3.b_{cf}.t_{cf}^2}{d_b.d_c.t_p}\right]$ (3.6-57)

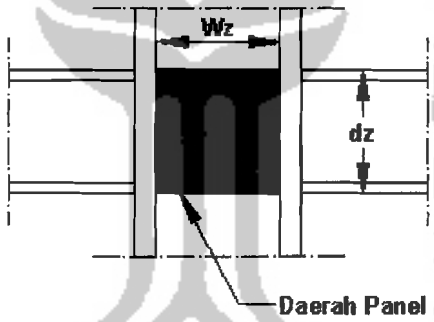
Bila $Nu > 0{,}75N_y$, $\phi_v V_n = 0{,}6.\phi_v.fy.d_c.t_p\left[1 + \frac{3.b_{cf}.t_{cf}^2}{d_b.d_c.t_p}\right]\left[1{,}9 - \frac{1{,}2.N_u}{N_y}\right]$ (3.6-58)

Dengan, $\phi_v = 0{,}75$ dan $N_y = f_y A_g$

Bila digunakan *double plate* maka t_p dalam persamaan (3.6-57) dan (3.6-58) diganti dengan $(t_w + t_{dp})$.

Tebal panel (tebal badan kolom) minimum ditentukan sebagai berikut :

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (3.6\text{-}59)$$



Gambar 3-22 Daerah Panel Zone

t_z dapat dianggap termasuk *"double plate"* bila plat penggandaan dihubungkan dengan panel menggunakan las sumbat.

Keterangan :

t_p adalah tebal total daerah panel, termasuk pelat pengganda, mm.

d_c adalah tinggi keseluruhan penampang kolom, mm.

b_{cf} adalah lebar sayap kolom, mm.

t_{cf} adalah ketebalan dari sayap kolom, mm.

d_b adalah tinggi bruto penampang balok, mm.

f_y adalah tegangan leleh baja pada daerah panel, MPa.

3.7 Hipotesa

Dengan memperhatikan latar belakang, tinjauan pustaka serta landasan teori dapat diambil kesimpulan awal *(hipotesa)* bahwa faktor pembesar dinamik *(dynamic magnification factor)* selain dipengaruhi waktu getar alami struktur (T) sebagai fungsi dari variasi tinggi struktur juga dipengaruhi oleh jenis property struktur *EI* yang berpengaruh terhadap kekakuan struktur dan ratio redaman struktur ξ serta pengaruh dari percepatan tanah maksimum setempat. Sehingga dapat diasumsikan bahwa faktor pembesar dinamis untuk struktur beton dan baja berbeda.