

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Berbagai peraturan perencanaan terhadap beban gempa, termasuk pedoman perencanaan yang berlaku di Indonesia, menetapkan suatu taraf beban gempa rencana yang menjamin suatu struktur agar tidak rusak karena gempa-gempa kecil atau sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi struktur tersebut mampu berperilaku duktail dengan membentuk sendi-sendi plastis.

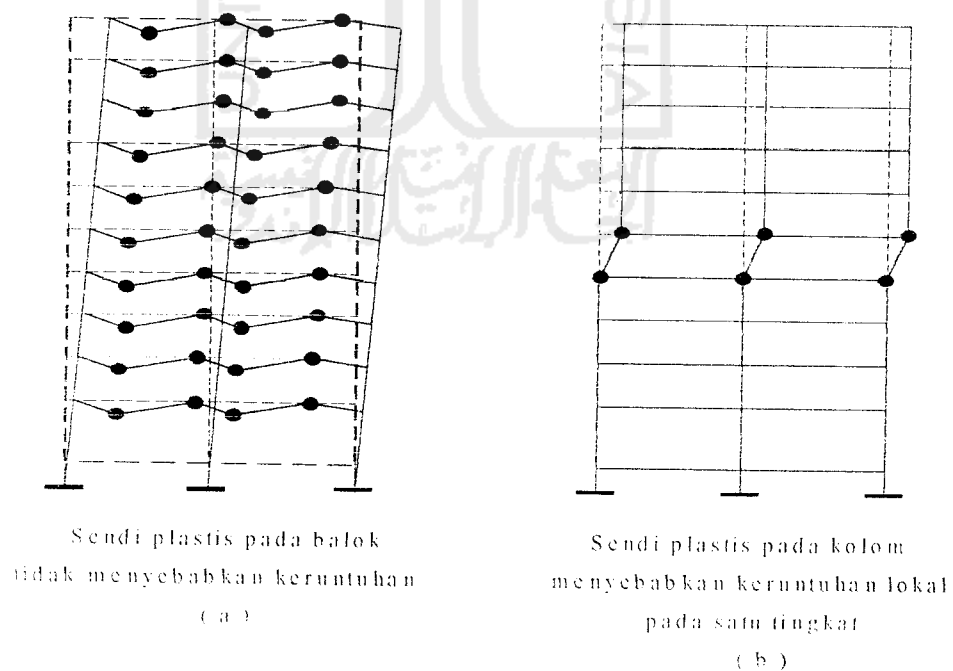
Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis yang mampu memancarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk ke dalam struktur, harus dikendalikan agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan ini dikenal sebagai *Konsep Desain Kapasitas* (Vis dan Gideon, 1994).

Indonesia, khususnya untuk daerah wilayah gempa III, memiliki resiko terhadap kerusakan struktur akibat pola kerusakan keruntuhan yang terjadi. Untuk mengantisipasi kerusakan fatal di dalam perencanaan struktur bangunan, dapat

direncanakan desain kapasitas yang memiliki daktilitas penuh. Pendekatan metode perencanaan elemen juga perlu diperhatikan mengingat perlu adanya kesesuaian antara konsep daktilitas dengan metode perencanaannya. Metode perencanaan yang dapat dipergunakan dalam desain bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut,

3.1.1 Perencanaan metode daktil

Menurut Paulay dan Priestley (1992), perencanaan daktil pada prinsipnya adalah mengarahkan pola keruntuhan struktur yang tidak membahayakan. Pada perencanaan struktur daktil biasanya dipakai konsep *strong coloumn weak beam* dimana akan terjadi pemencaran energi pada banyak unsur seperti pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka

Menurut PPTGIUG 1983 daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung atau unsur struktur itu untuk mengalami simpangan-simpangan plastis secara berulang dan bolak-balik diatas titik leleh pertama sambil mempertahankan sebagian besar dari kemampuan awalnya dalam memikul beban. Struktur yang mempunyai daktilitas dikatakan berperilaku daktail. Menurut Vis dan Gideon (1994), mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok-balok sehingga terjadi *beam sway mechanism* lebih dikehendaki daripada pembentukan sendi plastis yang terpusat pada ujung-ujung kolom yang dapat mengakibatkan terjadinya *column sway mechanism* pada suatu struktur bangunan tahan gempa karena beberapa alasan sebagai berikut ini,

1. pada mekanisme pertama (Gambar 3.1a) pemencaran energi gempa terjadi di dalam banyak unsur, sedangkan pada mekanisme kedua (Gambar 3.1b) pemencaran energi terpusat pada sejumlah kecil kolom-kolom struktur,
2. pada mekanisme pertama, bahaya ketidakstabilan akibat efek P- Δ jauh lebih kecil dibandingkan dengan yang mungkin terjadi pada mekanisme kedua (*column sway mechanism*),
3. daktilitas kurvatur yang dituntut pada balok untuk menghasilkan daktilitas struktur tertentu, misalnya $\mu = 4$, pada umumnya jauh lebih mudah dipenuhi daripada kolom yang seringkali tidak memiliki cukup daktilitas akibat besarnya gaya aksial tekan yang bekerja.

Untuk menjamin terjadinya mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis di balok, digunakan aplikasi metode daktail agar kolom-kolom lebih kuat dari balok-balok pada satu portal. Keruntuhan geser pada

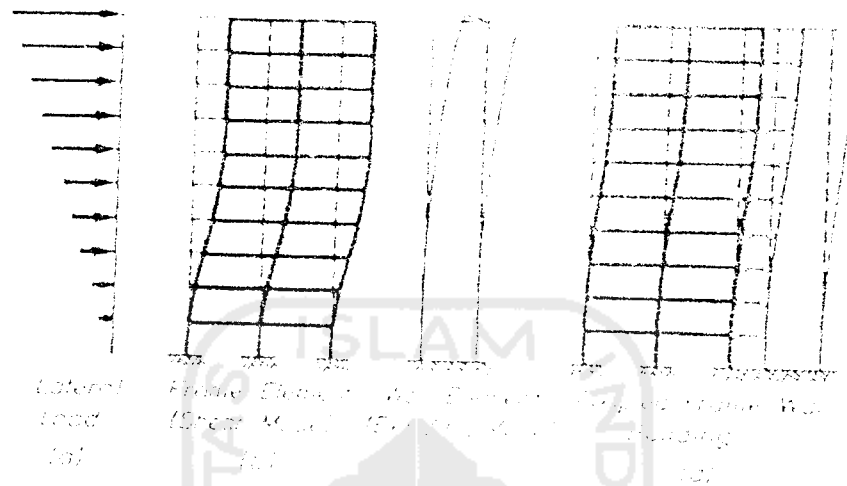
balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan akibat lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar (Paulay dan Priestley, 1992). Pada kenyataannya, sendi plastis tersebut mampu melepaskan energi secara baik, sehingga energi potensial / energi kinetik yang tersimpan selama gempa berlangsung menjadi kecil (Widodo, 1998).

3.1.2 Sistem Ganda (*Dual System*)

Dual system adalah pengkombinasian antara struktur *frame* dengan struktur *wall* yang berfungsi menahan gaya lateral akibat gaya gempa yang terjadi. Keuntungan dari penggunaan *dual system* yaitu *frame* daktail berinteraksi dengan *wall* dapat menyediakan sejumlah pemancaran energi selama terjadinya gempa. Pada saat gaya lateral bekerja, struktur *frame* terutama akan mengalami deformasi akibat geser, sedangkan struktur dinding akan berperilaku sebagai vertikal kantilever yang akan mengalami deformasi lentur. Deformasi yang dihasilkan dari penggabungan sistem *frame-wall* yang ditahan pada tiap tingkat identik dengan displacement lateral pada struktur tersebut. Bentuk *displacement* pada struktur *frame-wall* adalah pada tingkat bawah lebih kuat menahan gaya geser tetapi cenderung berubah pada tingkat-tingkat yang lebih tinggi.

Bentuk pembagian tahanan gaya lateral antara struktur dinding dan frame pada *dual system* sangat dipengaruhi oleh respon dinamik dan peningkatan sendi-sendi plastis selama terjadinya gempa besar dan sangat berbeda dari prediksi analisis elastik. Pada umumnya, gaya-gaya yang bekerja pada *frame* dan *wall* dianalisis secara terpisah, tetapi dalam *dual system* analisis dari gaya-gaya

tersebut tidak dipisah. Interaksi antara kedua elemen tersebut harus diperhitungkan.



Gambar 3.2 Deformasi akibat gaya lateral pada frame, wall dan dual system, sumber:

Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings

3.2 Analisa Beban Gempa

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus menganalisis beban akibat gempa. Pada penelitian numeris ini, metode analisis beban gempa menggunakan analisis beban gempa statik ekuivalen yang sesuai dengan PPTGUG (1987) sebagai berikut,

3.2.1 Gaya Geser Dasar (V)

Gaya geser dasar merupakan gaya geser horisontal total yang besarnya dipengaruhi oleh persamaan berikut ini,

$$V = C_1 I_1 K_1 W \quad (3.1)$$

dengan : C = koefisien gempa dasar

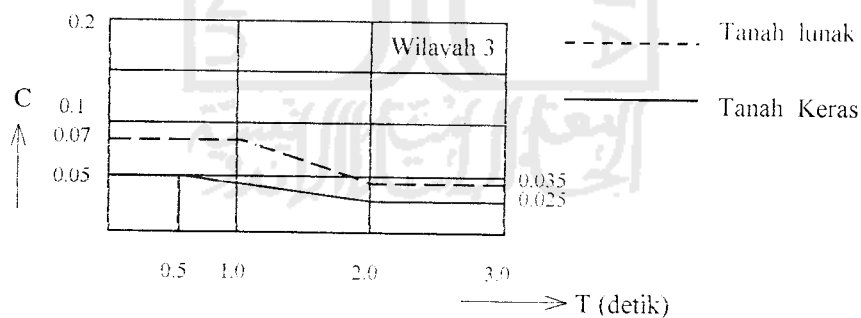
I = faktor keutamaan gedung

K = faktor jenis gedung

W = berat total struktur

3.2.2 Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekwensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat. Di dalam penelitian numeris ini, diasumsikan letak bangunan berada pada wilayah gempa III sehingga koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari Gambar 3.2 sebagai berikut ini,



Gambar 3.3 Koefisien gempa dasar pada wilayah gempa III

Koefisien gempa dasar ditentukan sesuai dengan wilayah gempa dimana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami struktur. Untuk struktur *frame-wall*, rumus untuk mencari waktu getar alami adalah sebagai berikut ini,

$$T = \frac{0,09Hn}{\sqrt{B}} \quad (3.2)$$

T = waktu getar alami struktur

H_n = tinggi struktur permukaan yang dikekang

B = lebar bangunan

3.2.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Pada perencanaan struktur di daerah rawan gempa, perlu diperhatikan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting fungsi suatu bangunan semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan ini dipergunakan untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur dapat memikul beban gempa dengan periode ulang yang panjang atau struktur mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil.

3.2.4 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. Semakin tinggi nilai K , maka semakin rendah kemampuan daktilitasnya.

3.2.5 Berat Total Bangunan (W_t)

Merupakan berat total dari struktur bangunan yang direncanakan ditambah dengan beban hidup.

3.2.6 Distribusi gaya geser horisontal (F_i)

Distribusi gaya geser horisontal (F_i) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut ini,

1. Untuk struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B < 3$, maka gaya geser horisontal (F_i) akibat gempa untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut,

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.3)$$

2. Untuk struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B \geq 3$, maka 90 % beban didistribusikan berupa gaya geser horisontal (F_i) akibat gempa untuk masing-masing lantai dihitung dan 10 % beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang ditunjukkan oleh persamaan berikut ini,

$$F_{atop} = 0,1 \cdot V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.4)$$

3.2.7 Evaluasi periode getar struktur

Menurut Widodo (1998), di dalam analisis beban gempa perlu dilakukan evaluasi terhadap periode getar struktur yang ditinjau. Di dalam penelitian numeris ini, evaluasi periode getar struktur yang terjadi di analisis dengan menggunakan metode *Rayleigh*, yang besarnya menurut persamaan berikut ini,

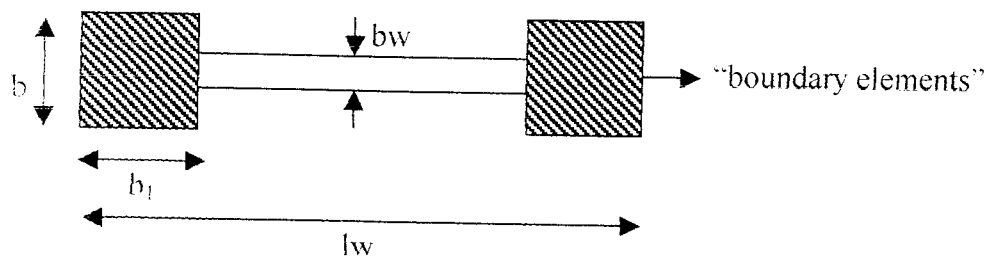
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.5)$$

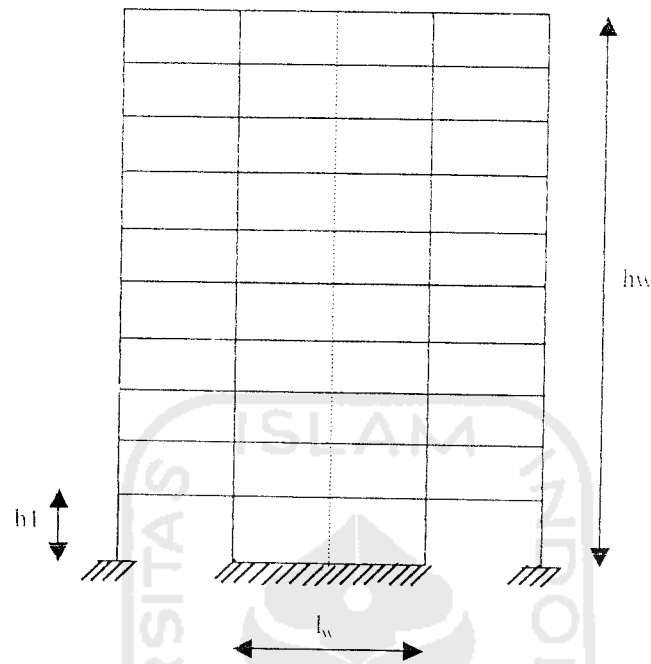
dengan g adalah gravitasi bumi yaitu $9,81 \text{ m/det}^2$, l_i adalah gaya horizontal pada tingkat ke- i akibat gaya gempa, d_i adalah simpangan horizontal struktur pada tingkat ke- i . Nilai periode getar (T) dengan menggunakan metode Rayleigh ini harus mendekati 80 % - 120 % dari asumsi periode getar awal.

3.3 Perencanaan Dinding Geser

Peristiwa tekuk pada dinding geser dapat dihindari dengan memakai elemen pembatas (*boundary element*) yang berfungsi untuk mengakukan dinding geser. Elemen pembatas diperlukan bila pada batas dan sekeliling tepi bukaan dinding dimana tegangan akibat gaya terfaktor termasuk pengaruh gempa pada serat terluar mencapai nilai maksimumnya dan melampaui nilai $0,2 f_c'$ (SK SNI, 1991). Komponen struktur pembatas dalam dinding struktural harus diproporsikan untuk memikul seluruh beban gravitasi terfaktor yang bekerja pada dinding termasuk berat sendiri, dan juga gaya vertikal yang diperlukan untuk menahan momen guling yang dihitung dari gaya berfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa.

1. Perencanaan dimensi dinding geser





Gambar 3.4 Potongan melintang Struktur

Untuk menghindari terjadinya tekuk pada dinding geser, maka tebal dinding geser

diambil :

$$h_w \geq \frac{h_s}{20} - 150 \text{ mm} \quad (3.6)$$

2. Perencanaan panjang total dinding geser (l_w)

$$h_s \cdot l_w \leq 9 \quad (3.7)$$

3. Perencanaan dimensi *boundary elements*

$$b \geq h_w \quad b_l \geq \frac{bc \cdot l_w}{10 \cdot b} \quad (3.8)$$

$$b \geq bc \quad b_l \geq \frac{bc^2}{b} \quad (3.9)$$

$$b \geq h_l \cdot 16 \quad b_l \geq h_l \cdot 16 \quad (3.10)$$

dengan nilai h_c sebesar :

$$h_c = 0,017 \cdot l_w \sqrt{\mu\phi} \text{ jika digunakan 2 lapis tulangan} \quad (3.11)$$

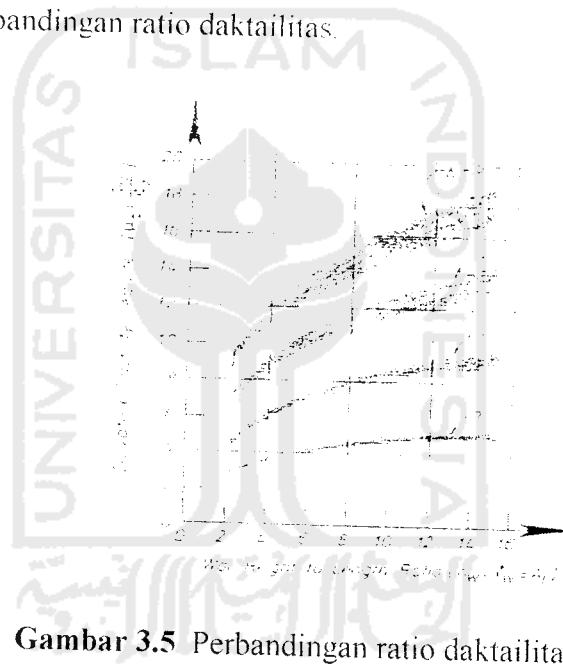
$$h_c = 0,022 \cdot l_w \sqrt{\mu\phi} \text{ jika digunakan 1 lapis tulangan} \quad (3.12)$$

dimana, h_s : tinggi bangunan total,

h_1 : tinggi lantai pertama,

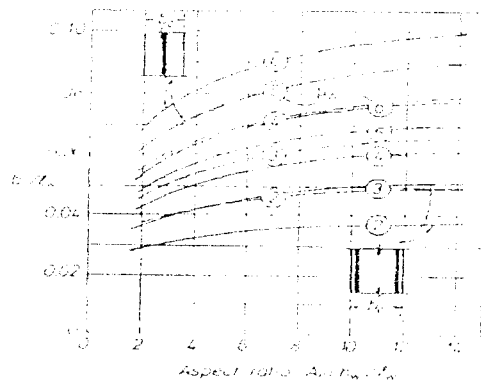
h_c : ketebalan dinding geser kritis,

$\mu\phi$: perbandingan ratio daktililitas.



Gambar 3.5 Perbandingan ratio daktililitas

Hubungan ketebalan kritis dinding terhadap h_w/l_w dapat dilihat dari grafik sebagai berikut :



Gambar 3.6 Hubungan daktailitas dengan ketebalan kritis dinding

Dari persamaan (3.8), (3.9), (3.10) diambil nilai b dan b_1 yang terbesar.

4. Cek luas “boundary elements” yang terjadi (A_{wb})

$$bc^2 \leq A_{wb} \geq bc \cdot l_w / 10 \quad (3.13)$$

5. Persyaratan kuat lentur dinding geser

Kuat lentur perlu bagi dinding geser yang dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,d}$, harus memenuhi persyaratan kuat lentur untuk kondisi pembebanan tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa sebagai berikut ini,

$$M_{u,d} = 1,2 \cdot M_{D,d} + 1,6 \cdot M_{L,d} \quad (3.14)$$

$$M_{u,d} = 1,05 \cdot (M_{D,d} + M_{L,d} + M_{E,d}) \quad (3.15)$$

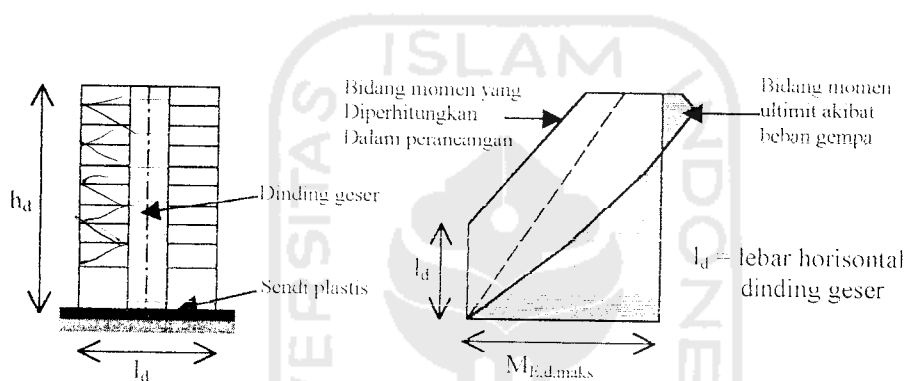
dimana :

$M_{D,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban mati,

$M_{L,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban hidup dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada masing-masing lantai tingkat,

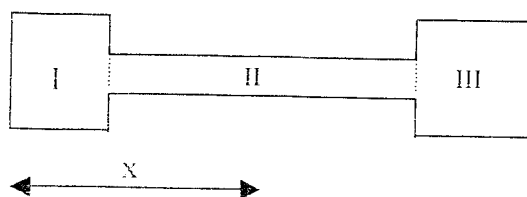
$M_{E,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban gempa.

Untuk menjamin agar saat terjadinya gempa kuat dinding geser tetap berperilaku elastis kecuali pada penampang dasar, dimana sendi plastis dapat terbentuk, maka bidang momen akibat beban gempa harus digeser keatas sejauh lebar horisontal dinding geser, seperti ditunjukkan Gambar 3.7. Bidang momen yang telah dimodifikasi ini selanjutnya dipakai untuk menghitung kuat lentur perlu menurut persamaan (3.14).



Gambar 3.7 Bidang momen dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan

6. Penulangan lentur dinding geser



$$\text{Pusat berat dinding geser : } x = \frac{l_w}{2}$$

Untuk menghitung kuat lentur perlu, bidang momen yang digunakan dalam perancangan adalah bidang momen akibat gaya gempa tak berfaktor yang telah mengalami modifikasi seperti pada gambar 3.7 diatas.

a. Penulangan daerah II

$$\rho_{\min} = \frac{0,7}{f_y} \quad (3.16)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.17)$$

Ditentukan tulangan yang dipakai dalam jarak sv

$$sv \leq 450 \text{ mm}$$

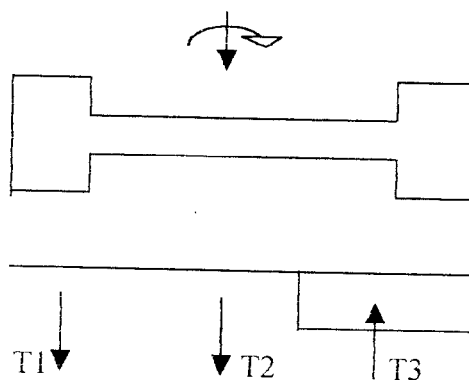
$$\text{Banyaknya} = \frac{A_s}{sv} \quad (3.18)$$

$$A_{s1} = 2 \cdot n \cdot A_s \quad (3.19)$$

Dengan menganggap daerah satu telah leleh maka besarnya gaya aksial yang bekerja

$$T_2 = A_{s1} \cdot f_y \quad (3.20)$$

b. Penulangan daerah I



Gambar 3.8 Gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser (Mi kekanan)

Statis momen terhadap T_3

$$P_i (lw - x) + T_2 (lw/2) + T_1 (lw - lc/2) - M_i = 0 \quad (3.21)$$

Dari perhitungan diatas maka nilai T_1 dapat diketahui

$$\Delta s_1 = \frac{T_1}{f_y} \quad (3.22)$$

Ditentukan tulangan yang digunakan

c. Penulangan daerah III

Digunakan penulangan yang sama dengan daerah I

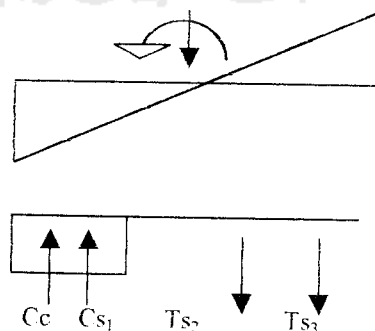
7. Kapasitas lentur dinding geser

a. Desak daerah I

Menghitung M_i kapasitas berdasarkan penulangan terpasang. Dengan coba-coba, garis netral dinding geser dari tulangan terpasang dapat ditentukan sehingga gaya desak dikurangi gaya tarik akan kira-kira sama dengan P_i .

Kemudian momen yang dapat ditahan berdasarkan tulangan terpasang dapat diketahui.

Dicoba $c = 0,3.lw$



Gambar 3.9 Diagram tegangan regangan akibat momen kekiri

Dengan menganggap seluruh tulangan di daerah I telah leleh, maka tulangan daerah I memberikan sumbangan gaya sebesar $2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot f_y / 0,35$, tiap meter panjang.

- Gaya desak

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot c \cdot b \quad (3.23)$$

$$C_{s1} = A_s \cdot f_y \quad (3.24)$$

$$C_{tot} = C_c + C_{s1} \quad (3.25)$$

- Gaya tarik

$$T_{s3} = A_s \cdot f_y \quad (3.26)$$

$$T_{s2} = (lw - lc - c) \cdot A_s \cdot f_y / 0,35 \quad (3.27)$$

$$T_{tot} = T_{s3} + T_{s2} \quad (3.28)$$

Kemudian dihitung C-T, bila > dari P_i maka daerah desak harus dikurangi sebesar

$$\Delta = \frac{(C - T) - P_i}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.29)$$

$$C \text{ baru} = C \text{ lama} - \Delta$$

Bila $C - T < P_i$ maka daerah desak harus ditambah sebesar :

$$\Delta = \frac{P_i - (C - T)}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.30)$$

$$C \text{ baru} = C \text{ lama} + \Delta$$

Kemudian dihitung lagi gaya desak dan gaya tarik berdasarkan harga c yang baru.

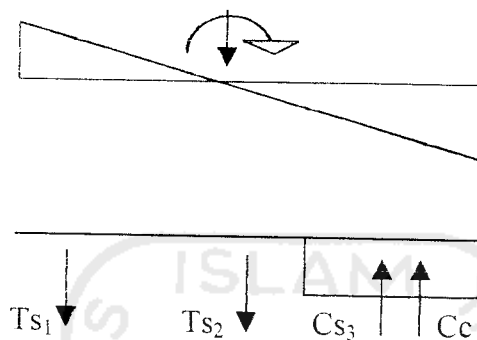
Satelah itu dihitung momen kapasitas yang ada berdasarkan penulangan.

$$\sum M_i = C_c (x - c/2) + C_{s1} (x - lc/2) + T_{s3} (lw - x - lc/2) + T_{s2} (x - lw/2) \quad (3.31)$$

b. Tarik daerah I

Menghitung M_i kapasitas berdasarkan tulangan terpasang.

Dicoba $c = 0,2.lw$



Gambar 3.10 Diagram tegangan regangan akibat momen kekanan

- Gaya desak

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot c \quad (3.32)$$

$$C_{s3} = A_s \cdot f_y \quad (3.33)$$

$$C_{tot} = C_c + C_s \quad (3.34)$$

- Gaya Tarik

$$T_{s1} = A_s \cdot f_y \quad (3.35)$$

$$T_{s2} = (lw - c - b) \cdot A_s \cdot f_y / 0,2 \quad (3.36)$$

$$T_{tot} = T_{s1} - T_{s2} \quad (3.37)$$

Kemudian hitung C-T, bila $> P_i$, maka dihitung $C_{baru} = C_{lama} - \Delta$

Bila C-T $< P_i$, maka dihitung $C_{baru} = C_{lama} + \Delta$

Besarnya momen kapasitas berdasarkan penulangan:

$$\sum M_i = C_c (lw - x - c/2) + C_{s3} (lw - x - lc/2) + T_{s1} (x - lc/2) + T_{s2} (x - (lw - x)) \quad (3.38)$$

8. Perencanaan geser

Kuat geser perlu bagi dinding geser pada penampang dasar sehubungan dengan adanya pembesaran dinamik sewaktu struktur berespons inelastik terhadap gempa kuat, harus dihitung dengan persamaan di bawah ini,

$$V_u = V_{wall} = \omega_v \phi_{o,w} V_E \quad (3.39)$$

$$\text{Dengan: } \omega_v = 0,9 + n/10 \quad ; \text{ untuk gedung } \leq 6 \text{ lantai} \quad (3.40)$$

$$\omega_v = 1,3 + n/30 \quad ; \text{ untuk gedung diatas } 6 \text{ lantai} \quad (3.41)$$

$$\phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} \quad (3.42)$$

dimana: V_{wall} = gaya geser rencana dinding geser,

V_E = gaya geser maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang dasar,

ω_v = faktor pembesaran dinamik,

$M_{o,w}$ = momen kapasitas dinding geser pada penampang yang dihitung berdasarkan luas baja tulangan yang terpasang dengan tegangan tarik baja tulangan,

M_E = momen lentur maksimal dinding geser akibat beban tak berfaktor pada penampang dasar.

a. Tegangan geser ideal yang terjadi (v_i) adalah sebagai berikut ini,

$$v_i = \frac{V_{wall}}{bw.d} \quad ; \text{ dengan } d = 0,8.lw \quad (3.43)$$

b. Nilai v_i ini tidak boleh lebih besar dari $v_{i,max}$ yang nilainya sebesar :

$$v_{i,max} \leq \left[\frac{0,22 \cdot \phi}{\mu} + 0,03 \right] f_c \leq 0,16 \cdot f_c \quad (3.44)$$

μ = daktilitas yang digunakan

atau,

$$v_{lmax} \leq 0,16 \cdot f'c \leq 6 \text{ Mpa} \quad (3.45)$$

c. Kontribusi beton di dalam dinding geser (v_c) itu sendiri sebesar :

$$v_c = 0,6 \cdot \sqrt{P_u \cdot A_g} \text{ (Mpa)} \quad (3.46)$$

dengan; P_u = beban aksial minimum pada dinding geser,

A_g = luas total dari dinding geser.

d. Cek kebutuhan tulangan geser

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{(v_l - v_c) \cdot b_w}{f'v} \quad (3.47)$$

dengan; A_v = luas tulangan geser,

v_l = tegangan geser ideal,

v_c = tegangan akibat kontribusi beton,

b_w = tebal dinding geser,

s = jarak tulangan geser.

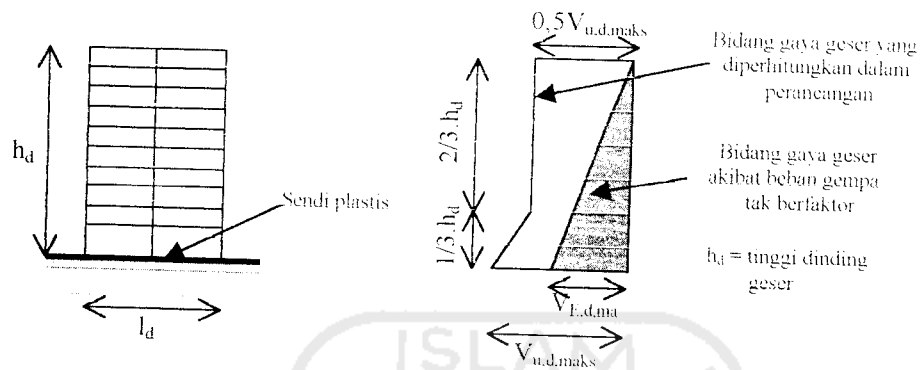
e. Cek jarak tulangan geser

$$s \leq 2,5 \cdot b_w \text{ (mm)} \quad (3.48)$$

$$\leq 450 \text{ (mm)}$$

Untuk menjamin agar dinding geser memiliki kuat geser yang cukup sepanjang tinggi dinding, maka bidang gaya geser perlu akibat beban gempa sepanjang tinggi dinding harus dimodifikasi, sehingga berjalan linier dari $V_{u,d,max}$ pada dasar sampai $0,5 \cdot V_{u,d,max}$, maka pada 1/3 tinggi dinding geser, untuk

kemudian tetap nilainya sebesar $0,5 \cdot V_{u,d,maks}$ sampai puncak dinding geser, seperti ditunjukkan pada gambar di bawah ini,



Gambar 3.11 Bidang gaya geser perlu pada dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan

3.4 Disain Balok

3.4.1 Redistribusi Momen

Hasil superposisi momen akibat beban gempa dan beban gravitasi akan menghasilkan momen tumpuan (biasanya negatif) yang bertambah besar dan momen lapangan (biasanya positif) yang relatif jauh lebih kecil. Selain itu dapat pula terjadi perbedaan momen pada muka tumpuan balok disamping kanan dan kiri kolom interior. Tidak berimbanganya momen lentur didaerah tumpuan dan lapangan seringkali menyebabkan tinggi balok tidak dimanfaatkan secara optimal untuk memperoleh kuat lentur yang diperlukan. Momen tumpuan yang terlalu besar dan adanya perbedaan momen tumpuan balok disamping kanan dan kiri kolom interior dapat menyebabkan diperlukannya tulangan lentur secara berlebihan dari yang dibutuhkan sebenarnya. Hal ini mengingat bahwa sebenarnya

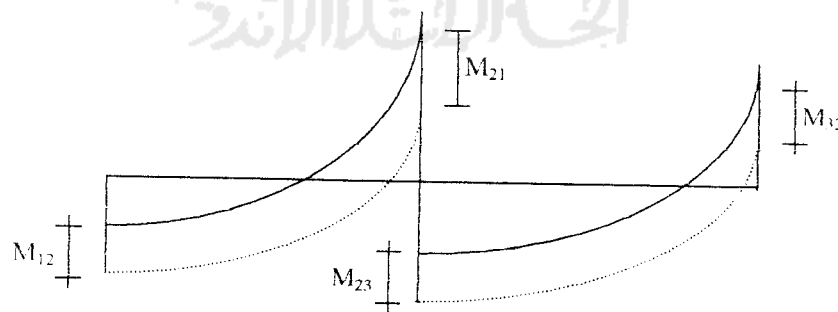
balok yang berlebihan membawa konsekuensi pada pembesaran momen rencana kolom dan pondasi.

3.4.2 Syarat Keseimbangan dan Batas Redistribusi Momen

Syarat yang perlu diperhatikan dalam proses redistribusi momen adalah bahwa keseimbangan gaya-gaya gempa dan gaya-gaya akibat beban gravitasi harus dipertahankan. Selama proses redistribusi momen, suatu penambahan atau pengurangan momen sebesar ΔM harus disertai pula dengan penggantian, penambahan atau pengurangan momen lain dengan jumlah yang sama sebesar ΔM pada lajur balok yang sama. Jadi, besarnya beberapa atau seluruh momen ujung balok tersebut tidak berubah. Sebagai rujukan syarat keseimbangan redistribusi momen pada suatu joint adalah :

$$\sum M'_{bi} = \sum M_{bi} \quad (3.49)$$

Dengan M'_{bi} adalah momen balok ke-i setelah didistribusi dan M_{bi} adalah momen balok ke-i sebelum didistribusi.



Gambar 3.12 Metode Redistribusi Momen

Dari gambar diatas dapat dijelaskan karakteristik untuk keseimbangan redistribusi momen balok menerus. Sebagai contoh, ketika momen balok M_{21} dikurangi dengan ΔM_2 , momen ujung balok M_{23} harus ditambah dengan jumlah

yang sesuai (ΔM_2). Pada momen balok M_{12} ditambah dengan ΔM_1 , maka pada momen balok M_{32} harus dikurangi dengan jumlah yang sesuai pula (ΔM_1). Dengan demikian maka jumlah total momen ujung balok pada bentang yang dimaksud akan tetap seimbang sebelum dan setelah redistribusi momen. Batasan aplikasi redistribusi momen pada pengurangan dan penambahan momen perlu diperhatikan terutama terhadap batasan momen reduksi (ΔM). Untuk elemen dalam satu bentang, besarnya reduksi momen (ΔM) direkomendasikan tidak lebih dari 30% dari momen maksimum pada suatu bentang.

3.4.3 Tujuan Redistribusi Momen

Didalam perencanaan balok dari portal bertulang yang efisien, masalah-masalah yang timbul karena perbedaan momen tumpuan dan momen lapangan yang terlalu besar, dapat dipakai teknik redistribusi momen dengan tujuan sebagai berikut :

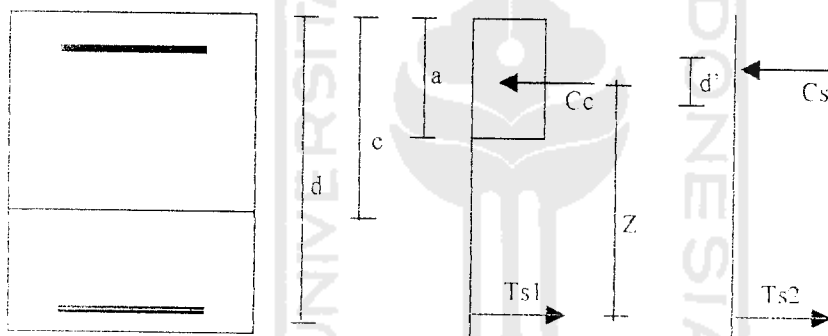
1. Mengurangi momen maksimum nyata, biasanya pada daerah momen negatif dari balok dan menggantikannya dengan menambah momen-momen pada daerah nonkritis (biasanya pada daerah momen positif dari balok). Hal ini memungkinkan distribusi yang lebih baik dari pemanfaatan kekuatan sepanjang bentang balok.
2. Menyamakan persyaratan-persyaratan momen kritis untuk bagian-bagian balok pada sisi yang berlawanan dari kolom-kolom interior dari gaya-gaya gempa yang dipakai yang arahnya berbalikan.
3. Memanfaatkan sepenuhnya kapasitas momen positif potensial dari bagian – bagian balok pada muka-muka kolom, paling sedikit 50% dari kapasitas

momen negatif pada bagian yang sama. Maksud dari ketentuan ini adalah bahwa untuk menjamin keberadaan penguatan momen lentur, lengkung daktilitas yang diperlukan dapat dengan mudah terjadi dibawah momen-momen negatif yang besar.

4. Mengurangi besarnya momen-momen yang masuk pada kolom-kolom kritis, terutama sekali karena desak aksial atau oleh tegangan aksial.

3.4.4 Perencanaan Balok

a. Lentur Tanpa Beban Aksial Tulangan Rangkap



$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa dan } \rho' = 0,5\rho$$

$$C_s = \rho' \cdot b \cdot d \cdot \phi \cdot f_y \cdot 10^3 \quad (3.50)$$

$$C_s = 0,5 \cdot \rho \cdot b \cdot d \cdot \phi \cdot f_y \cdot 10^3$$

$$C_c = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c' \cdot b \cdot c \cdot B \cdot 10^3 \quad (3.51)$$

$$T_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot \phi \cdot f_y \cdot 10^3 \quad (3.52)$$

$$C_c + C_s = T_s \quad (3.53)$$

$$0,7225 \cdot \phi \cdot f_c' \cdot b \cdot c \cdot 10^3 + 0,5 \cdot \rho \cdot b \cdot d \cdot \phi \cdot f_y \cdot 10^3 = \rho \cdot b \cdot d \cdot \phi \cdot f_y \cdot 10^3 \quad (3.54)$$

$$0,7225 \cdot c \cdot f_c' + 0,5 \cdot \rho \cdot d \cdot f_y = \rho \cdot d \cdot f_y$$

$$0,7225.c.f_c' = 0,5.p.d.f_y$$

$$\frac{c}{d} = \frac{0,5}{0,7225} \cdot \frac{f_y}{f_c'} \cdot \rho \quad (3.55)$$

$$\frac{c}{d} = 0,692 \cdot \rho \left[\frac{f_y}{f_c'} \right] \quad (3.56)$$

Dengan cara yang sama, dapat dicari nilai $\frac{c}{d}$ untuk beberapa ρ' yang berbeda

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,6 \rho \quad \frac{c}{d} = 0,554 \cdot \rho \left[\frac{f_y}{f_c'} \right] \quad (3.57)$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,7 \rho \quad \frac{c}{d} = 0,415 \cdot \rho \left[\frac{f_y}{f_c'} \right] \quad (3.58)$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,8 \rho \quad \frac{c}{d} = 0,277 \cdot \rho \left[\frac{f_y}{f_c'} \right] \quad (3.59)$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,9 \rho \quad \frac{c}{d} = 0,138 \cdot \rho \left[\frac{f_y}{f_c'} \right] \quad (3.60)$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = \rho \quad \frac{c}{d} = 0$$

$$Z = (d - 0,5 \cdot \beta \cdot c) \quad (3.61)$$

$$Z = (d - 0,425 \cdot c)$$

Mencari nilai $\frac{Mu}{b \cdot d^2}$ untuk berbagai nilai ρ'

$$Mu = Ts1 \cdot Z + Ts2 \cdot (d - d') \quad (3.62)$$

$$= 0,5 \cdot \rho \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot 10^3 (d - 0,425 \cdot c) + 0,5 \cdot \rho \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot 10^3 (d - d')$$

$$= (0,5 \cdot \rho \cdot b d^2 \cdot f_y \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{b d^2}{d} \cdot 0,425 \cdot c \cdot f_y \cdot \phi + 0,5 \cdot \rho \cdot b d^2 \cdot f_y \cdot \phi$$

$$-0,5 \cdot \rho \cdot \frac{bd^2}{d} \cdot d' \cdot f_y \cdot 10^3$$

$$\left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3} = 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot 0,425 \cdot \frac{c}{d} \cdot \phi + 0,5 \cdot \rho \cdot f_y - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \frac{d'}{d} \cdot \phi$$

$$\left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3} = \rho \cdot f_y \cdot \phi - 0,213 \cdot f_y \cdot \rho \cdot \frac{c}{d} \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \frac{d'}{d} \cdot \phi \quad (3.63)$$

$$= \rho \cdot f_y \cdot \phi - 0,213 \cdot 0,692 \cdot \rho^2 \cdot \phi \cdot \frac{f_y^2}{f_c'} - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \phi \cdot \frac{d'}{d}$$

$$= \rho \cdot f_y \cdot \phi \left(1 - 0,5 \frac{d'}{d} \right) - 0,14705 \cdot \phi \cdot \frac{f_y^2}{f_c'} \cdot \rho^2$$

jika $a = \phi \cdot 0,14705 \cdot \frac{f_y^2}{f_c'}$

$b = \phi \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,5 \frac{d'}{d} \right)$

$c = \left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3}$

$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$

Dengan cara yang sama, dapat dicari nilai $\left(\frac{Mu}{bd^2} \right)$ untuk beberapa nilai ρ^2

. Untuk $\rho^2 = 0,6 \rho$

$$\frac{c}{d} = 0,554 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c'}$$

$$a = \phi \cdot 0,09248 \cdot \frac{f_y^2}{f_c'}$$

$$b = \phi \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.6 \frac{d'}{d}\right)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right) 10^{-3}$$

Untuk $\rho' = 0,7 \rho$

$$\frac{c}{d} = 0,415 \cdot \rho \cdot \frac{f_y'}{f_c'}$$

$$a = \phi \cdot 0,0529 \cdot \frac{f_y'^2}{f_c'}$$

$$b = \phi \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,7 \frac{d'}{d}\right)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right) 10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Untuk $\rho' = 0,8 \rho$

$$\frac{c}{d} = 0,277 \cdot \rho \cdot \frac{f_y'}{f_c'}$$

$$a = \phi \cdot 0,02354 \cdot \frac{f_y'^2}{f_c'}$$

$$b = \phi \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,8 \frac{d'}{d}\right)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right) 10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Untuk $\rho' = 0,9 \rho$

$$\frac{c}{d} = 0,138 \cdot \rho \cdot \frac{f_y'}{f_c'}$$

$$a = \phi \cdot 0,005865 \cdot \frac{f_y'^2}{f_c'}$$

$$b = \phi \cdot f_y' \cdot \left(1 - 0,9 \frac{d'}{d}\right)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right) 10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Untuk $\rho' = \rho$

$$Mu = Ts_2 \cdot (d - d') \tag{3.64}$$

$$\left(\frac{Mu}{bd^2}\right) 10^{-3} = \phi \cdot f_y' \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \tag{3.65}$$

$$\rho = \frac{\left(\frac{Mu}{bd^2}\right) 10^{-3}}{\phi \cdot f_y' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \tag{3.66}$$

Dengan menggunakan program maka semua persamaan diatas dapat dicari nilai ρ untuk beberapa nilai $\left(\frac{Mu}{bd^2}\right)$ seperti pada table 3.1

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \tag{3.67}$$

Tentukan harga β_1 : untuk $f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0,85$

$$f_c' > 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \geq 0,65$$

Tentukan ratio tulangan

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{Mu+}{Mu-} \geq 0,5 \tag{3.68}$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.69)$$

$$As' = \frac{\rho'}{\rho} \cdot As \quad (3.70)$$

Ditentukan tulangan yang digunakan

Check jarak antar tulangan

Check Mn :

$$As1 = As + As' \quad (3.71)$$

$$As' = As2$$

$$T = As_{tersebut} \cdot fy \quad (3.72)$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a \quad (3.73)$$

$$Cs = As' \cdot (fy - 0,85 \cdot fc') \quad (3.74)$$

$$T = Cc + Cs \quad (3.75)$$

$$M_{nak\ b} = Mn1 + Mn2 \quad (3.76)$$

$$M_{nak\ b} = As1 \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + Cs \cdot (d - d') \quad (3.77)$$

$$M_{nak\ b'} = Cs \cdot (d - d') \quad (3.78)$$

$$M_{kap\ b} = \phi \cdot M_{nak\ b} \quad (3.79)$$

b. Perencanaan Balok Terhadap Beban Geser

Kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif) menurut persamaan berikut:

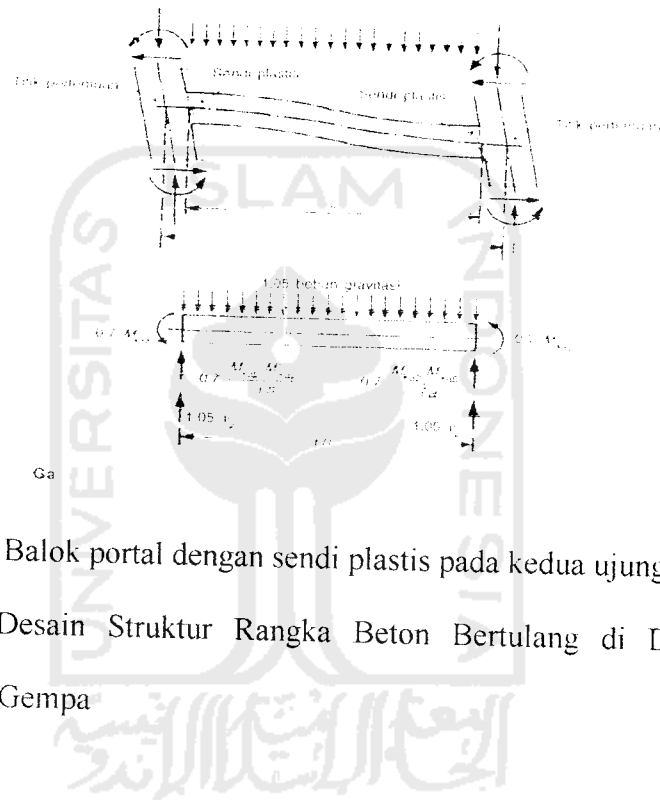
$$Vu,b = 0,7 \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{ln} + 1,05Vg \quad (3.80)$$

$$V_g = 1,6 \cdot V_{D,b} + 1,2 \cdot V_I \quad (3.81)$$

V_g = gaya geser balok karena gaya gravitasi

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,07 \left(V_{D,b} + V_{I,b} + \frac{4,0}{K} V_{I,b} \right) \quad (3.82)$$



Gambar 3.13 Balok portal dengan sendi plastis pada kedua ujungnya, sumber :
Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan
Gempa

Dengan :

M_{kap} : momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom

M'_{kap} : momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain

l_n : bentang bersih balok

$V_{D,b}$: gaya geser balok akibat beban mati

$V_{I,b}$: gaya geser balok akibat beban hidup

l_n : bentang bersih balok

$V_{D,b}$: gaya geser balok akibat beban mati

$V_{I,b}$: gaya geser balok akibat beban hidup

$V_{E,b}$: gaya geser balok akibat beban gempa

K : faktor jenis struktur

jika $V_u < \phi V_c \Rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

jika $V_u > \phi V_c \Rightarrow$ diperlukan tulangan geser,

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d \quad (3.83)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.84)$$

$$\text{maka : } V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \Rightarrow s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.85)$$

Tabel 3.1 Rasio tulangan

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$, $\phi = 0.8$, $d'/d = 0.10$

M_u/bd^2	$\rho' = 0.5\rho$	$\rho' = 0.6\rho$	$\rho' = 0.7\rho$	$\rho' = 0.8\rho$	$\rho' = 0.9\rho$	$\rho' = \rho$
200	0.000659	0.000665	0.000672386	0.000679505	0.000687	0.000694
400	0.001319	0.001332	0.001345459	0.001359326	0.001374	0.001389
600	0.001982	0.002	0.002019221	0.002039462	0.002061	0.002083
800	0.002646	0.002669	0.002693675	0.002719915	0.002748	0.002778
1000	0.003312	0.003339	0.003368822	0.003400685	0.003435	0.003472
1200	0.00398	0.00401	0.004044665	0.004081771	0.004122	0.004167
1400	0.00465	0.004683	0.004721206	0.004763175	0.00481	0.004861
1600	0.005322	0.005357	0.005398447	0.005444897	0.005497	0.005556
1800	0.005995	0.006032	0.00607639	0.006126937	0.006185	0.00625
2000	0.006671	0.006708	0.006755037	0.006809297	0.006872	0.006944
2200	0.007348	0.007385	0.007434391	0.007491975	0.00756	0.007639
2400	0.008028	0.008064	0.008114454	0.008174974	0.008248	0.008333
2600	0.008709	0.008744	0.008795228	0.008858292	0.008935	0.009028
2800	0.009393	0.009425	0.009476715	0.009541932	0.009623	0.009722
3000	0.010078	0.010107	0.010158917	0.010225892	0.010311	0.010417
3200	0.010766	0.010791	0.010841837	0.010910174	0.010999	0.011111

Lanjutan tabel 3.1

4400	0.014934	0.01492	0.014954559	0.015022645	0.01513	0.015278
4600	0.015636	0.015612	0.015642568	0.015709191	0.015818	0.015972
4800	0.016341	0.016306	0.016331313	0.016396062	0.016507	0.016667
5000	0.017047	0.017002	0.017020796	0.017083259	0.017196	0.017361
5200	0.017756	0.017698	0.017711021	0.017770782	0.017885	0.018056
5400	0.018467	0.018396	0.018401988	0.018458632	0.018574	0.01875
5600	0.01918	0.019095	0.019093702	0.019146808	0.019263	0.019444
5800	0.019896	0.019796	0.019786164	0.019835313	0.019952	0.020139

3.5 Desain Kolom Tahan Gempa

Dalam segala hal, kuat lentur rancang kolom portal berdasarkan tulangan longitudinal yang terpasang harus dapat menampung kombinasi pembebanan berfaktor oleh beban gravitasi dan oleh beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100 % dalam satu arah, 30% dalam arah tegak lurus pada arah tersebut).

3.5.1 Kondisi beban sentris

Kolom dalam kondisi ini, pada awalnya, baik beton maupun bajanya berperilaku elastis. Pada saat regangannya mencapai sekitar 0,002 sampai 0,003 , beton mencapai kekuatan maksimal f_c . Secara teoritis, beban maksimum yang dapat dipikul oleh kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan f_c pada beton. Penambahan beban yang lebih lanjut bisa saja terjadi apabila *strain hardening* pada baja terjadi disekitar regangan 0,003. Dengan demikian, kapasitas beban sentris, P_o dapat dinyatakan dalam persamaan di bawah ini :

$$P_o = 0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (3.86)$$

Dan tidak boleh lebih besar dari :

1. untuk kolom dengan penulangan spiral :

$$\phi P_{n(\max)} = 0,85 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (3.87)$$

2. untuk kolom dengan penulangan sengkang :

$$\phi P_{n(\max)} = 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (3.88)$$

dengan :

ϕ = faktor reduksi kekuatan

$$\phi_{\text{sengkang biasa}} = 0,65 \text{ dan } \phi_{\text{sengkang spiral}} = 0,70$$

A_g = luas kotor penampang lintang kolom,

A_{st} = luas total penampang tulangan memanjang,

P_n = kuat beban aksial nominal dengan eksentrisitas tertentu

3.5.2 Kondisi seimbang (*balance*)

Jika eksentrisitas semakin kecil, maka akan ada suatu transisi dari keruntuhan tarik utama ke keruntuhan tekan utama. Kondisi keruntuhan *balance* tercapai apabila tulangan tarik mengalami regangan lelehnya, E_y dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batasnya (0,003) dan mulai hancur.

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y'} \text{ dan } a_b = \beta_1 \cdot c_b \quad (3.89)$$

Beban aksial nominal dalam kondisi *balance*, P_{nb} dapat dihitung dengan persamaan,

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot a_b \cdot b \quad (3.90)$$

$$C_{st} = A_{st} \cdot f_y \quad (3.91)$$

$$C_{s2} = A_{sk1} = A_{ska} \cdot f_s' \cdot 2 \quad (3.92)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.93)$$

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s \quad (3.94)$$

$$M_{nb} = C_c \cdot (y - a/2) + C_{s1} \cdot (y - d') + T_s \cdot (d - y) \quad (3.95)$$

Beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih kecil dari e_b akan menyebabkan keruntuhan utama pada harga batas yang lebih besar dari P_{nb} , beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih besar dari e_b menyebabkan keruntuhan tarik pada beban yang lebih kecil dari P_{nb} .

3.5.3 Kondisi patah tarik (keruntuhan tarik)

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 $e = e_b$. Jika e lebih besar dari e_b atau $P_n < P_{nb}$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali lelehnya tulangan tarik. Dengan demikian berarti $f_s = f_y$, sedangkan pada tulangan baja tekan masih terdapat dua kemungkinan yaitu luluh atau belum.

Apabila penulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan $A_s = A_s'$, maka didapat persamaan,

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \quad (3.96)$$

Kesetimbangan momen terhadap pusat plastis, dimana jarak eksentrisitas e ditentukan, $M = 0$, menghasilkan persamaan berikut :

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \frac{1}{2} (h - a) + A_s' \cdot f_y \left[\frac{1}{2} h - d' \right] + A_s \cdot f_y \left[d - \frac{1}{2} h \right] \quad (3.97)$$

$$P_{nc} = 0.85 f_c a b \frac{1}{2} (h - a) + A_s f_y (d - d')$$
(3.98)

3.5.4 Kondisi patah tekan (keruntuhan tekan)

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas harus lebih kecil dari e_b ($e < e_b$) dan tegangan pada tulangan tariknya lebih kecil dari tegangan lelehnya, yaitu $f_s < f_y$.

Dalam proses analisa (maupun desain) diperlukan persamaan dasar keseimbangan. Selain itu diperlukan prosedur coba-coba dan adanya kesesuaian regangan di seluruh bagian penampang.

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} + -T_s$$
(3.99)

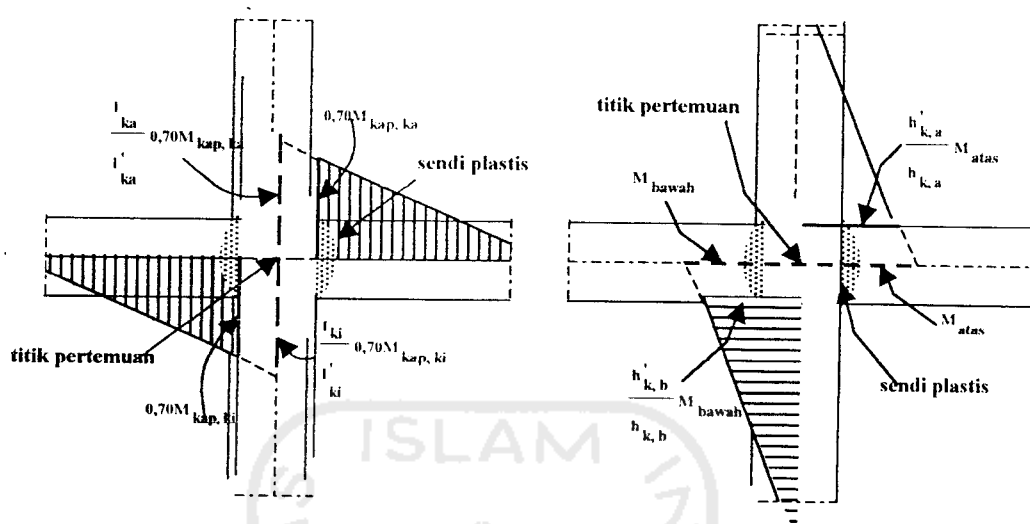
$$M_n = C_c \cdot (y - a/2) + C_{s1} \cdot (y - d') + C_{s2} \cdot (0) + T_s \cdot (d - y)$$
(3.100)

3.5.5 Kondisi momen murni

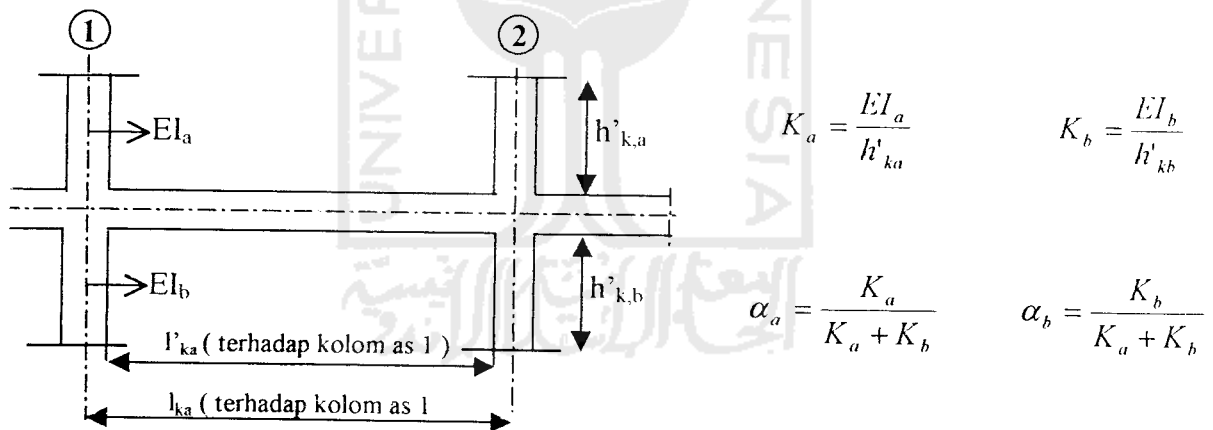
Pada kondisi momen murni gaya aksial, $P = 0$, sehingga kontribusi tulangan desak A_s' dapat diabaikan dalam perhitungan, karena untuk $P = 0$, luas tulangan desak ini tidak menentukan (Nawy, 1990).

$$M_{n0} = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) + (0.25 \cdot A_{st}) \cdot f_y \cdot (y - a/2)$$
(3.101)

3.5.6 Persyaratan Kuat Lentur Kolom Portal



Gambar 3.14 Pertemuan balok dan kolom dalam kondisi terjadinya Sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok



Kuat lentur perlu bagi kolom portal dengan daktilitas penuh pada bidang muka balok berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu, dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,k}$ dengan gaya aksial $N_{u,k}$ yang bersangkutan, harus dihitung berturut-turut menurut persamaan-persamaan berikut ini,

$$M_{u,k} = \frac{h'_k}{h_k} \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot \left[\frac{I_{ki}}{I'_{ki}} M_{kop,k} + \frac{I_{ka}}{I'_{ka}} M_{kop,ka} \right] \quad (3.102)$$

akan tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \cdot \left[M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right] \quad (3.103)$$

dengan:

$M_{u,k}$ = momen lentur perlu bagi kolom portal pada bidang muka balok,

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

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

$M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa dasar (tanpa faktor pengali tambahan)

h_k = tinggi kolom portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan (as ke as),

h'_k = tinggi bersih kolom portal,

l_k = bentang balok portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan (as ke as),

l'_k = bentang bersih balok portal,

ω_d = faktor pembesaran dinamis,

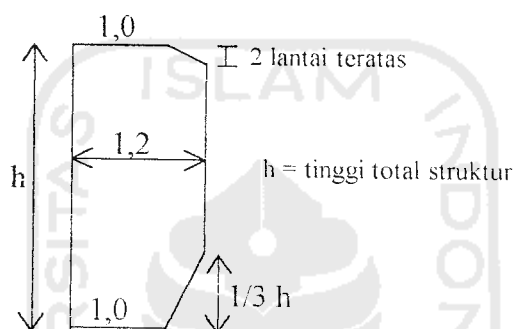
α_k = faktor distribusi momen dari kolom portal yang ditinjau, yang nilainya dapat dihitung sebanding dengan kekakuan relatif dari unsur-unsur struktur yang bertemu di titik pertemuan tersebut,

K = faktor jenis struktur,

K = faktor jenis struktur,

ϕ = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk baja tulangan dengan $f_y \leq 400$ Mpa dan 1,40 untuk $f_y > 400$ Mpa.

Nilai ω_d ditentukan sebagai berikut ini,



Gambar 3.15 Kurva faktor pembesaran dinamik

Selain menahan momen kolom juga direncanakan terhadap gaya aksial rencana $N_{u,k}$ yang bekerja pada kolom dan dihitung sebagai berikut ini,

$$N_{u,k} = 0,7 \cdot R_w \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki}}{l_{ki}} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka}}{l_{ka}} \right) + 1,05 \cdot N_g \quad (3.104)$$

tetapi dalam segala hal tidak boleh diambil lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \quad (3.105)$$



dengan :

R_v = faktor reduksi gaya aksial kolom untuk memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis yang tidak semua pada semua balok portal di dalam struktur,

$$R_v = 1,0 \quad \text{untuk } 1 \leq n \leq 4$$

$$R_v = 1,1 - 0,025n \quad \text{untuk } 4 < n \leq 20$$

$$R_v = 0,60 \quad \text{untuk } n > 20$$

n = jumlah lantai tingkat diatas kolom yang ditinjau

N_g = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat join,

N_E = gaya aksial akibat beban gempa terfaktor pada pusat join.

3.5.8 Persyaratan kuat geser kolom portal

Kuat geser perlu bagi kolom portal berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom itu, dihitung menurut persamaan berikut ini,

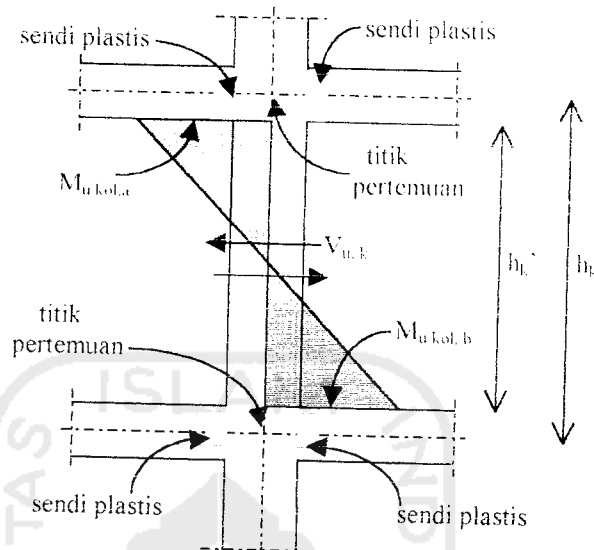
$$V_{u,k} \leq \frac{M_{ukol,a} + M_{ukol,b}}{h_k'} \quad (3.106)$$

dimana :

$M_{ukol,a}$ = momen lentur dari kolom portal pada ujung atas kolom pada bidang muka bidang muka balok dihitung menurut persamaan (3.102),

$M_{ukol,b}$ = momen lentur dari kolom portal pada ujung bawah kolom pada bidang muka balok dihitung menurut persamaan (3.103).

h_c' = tinggi bersih kolom.



Gambar 3.16 Kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut

Dalam segala hal, kuat geser perlu bagi kolom portal tidak boleh lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4}{K} V_{E,k} \right) \quad (3.107)$$

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana kolom dihitung berdasarkan momen kapasitas dari kolom yaitu momen nominal aktual dari kolom yang dikalikan dengan faktor penambah kekuatan (over strength factor), ϕ_o sebesar 1,25.

$$V_{u,k} \text{ lantai 1} = (M_{u,k \text{ atas lt 1}} + \phi_o M_{nak,k \text{ lt 1}}) / h_n \quad (3.108)$$

$$V_{u,k} \text{ lantai 10} = (\phi_o \cdot 2 \cdot M_{nak,k \text{ lt 10}}) / h_n \quad (3.109)$$

Besar gaya geser yang disumbangkan oleh beton (V_c), dihitung dengan persamaan,

$$V_c = (1 + N_u / 14.A_g). (\sqrt{f'_c} / 6). b.d \quad (3.110)$$

Dengan :

N_u = Gaya aksial minimum yang terjadi pada kolom yang ditinjau

Tulangan geser kolom harus dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak maksimal sebagai berikut (SK SNI, 1991),

1. $\frac{1}{4}$ dimensi komponen struktur terkecil,
2. 8 kali diameter tulangan longitudinal, diambil ukuran terkecil,
3. ≤ 100 mm

Khusus untuk daerah ujung kolom yang diharapkan akan terjadi sendi plastis, kemampuan geser oleh beton diabaikan sehingga semua gaya geser dipikul oleh tulangan geser ($V_c = 0$), sedangkan pada daerah-daerah lain V_c tetap diperhitungkan dalam menahan gaya geser ($V_c \neq 0$) (SK SNI, 1991).

Pada setiap muka joint dan pada kedua sisi setiap penampang yang berpotensi mengalami sendi plastis akibat terjadinya perpindahan lateral *inelastis* dari struktur, harus dipasang tulangan transversal (sengkang) sepanjang l_o dari muka yang ditinjau, dimana panjang l_o tidak boleh kurang dari,

1. Tinggi komponen dimensi struktur, h , untuk $N_u < 0,3.A_g.f'_c$ (kN)
2. $1,5.h$ untuk $N_u > 0,3.A_g.f'_c$ (kN)
3. $1/6$ bentang bersih komponen struktur
4. lebih besar dari 450 mm.