

BAB III. LANDASAN TEORI

A. Pinsip Dasar Perencanaan.

1. Daktilitas

Gedung harus mempunyai redaman yang baik, selain itu dalam perencanaan suatu gedung, resonansi gedung harus dihindarkan. Namun analisa gempa menunjukkan bahwa gempa yang akan datang dapat lebih besar dari pada beban gempa yang telah ditentukan dalam peraturan gempa (besar gempa yang melanda struktur tidak dapat dibatasi dengan peraturan). Walaupun demikian apabila struktur bersifat daktail tidak akan runtuh saat terjadi gempa yang lebih besar. Hal ini karena pada struktur yang daktail apabila kekuatan batas elastisnya telah terlampaui akan terjadi lendutan plastis. Lendutan plastis tersebut akan menyebabkan terjadinya penyerapan energi yang cukup besar sehingga struktur terhindar dari keruntuhan total. Penyerapan energi ini akan bertambah besar setelah struktur bergerak bolak-balik karena banyak energi yang melesap.

SK SNI T-15-1991-03 menetapkan bahwa struktur beton bertulang dapat direncanakan dengan tingkat daktilitas 1,2 dan 3.

a. Tingkat Daktilitas 1 (elastis)

Struktur dengan tingkat daktilitas 1 harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kuat. Untuk itu beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor jenis struktur $K=4,0$.

b. Tingkat Daktilitas 2 (daktilitas terbatas)

Struktur dengan daktilitas 2 atau daktilitas terbatas harus direncanakan sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu berperilaku inelastis terhadap beban siklis gempa tanpa mengalami keruntuhan getas. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 2,0.

c. Tingkat daktilitas 3 (daktilitas penuh)

Struktur dengan tingkat daktilitas penuh harus direncanakan terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga

mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemancaran energi yang diperlukan. Dalam hal ini beban gempa dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 1.

2. Pemencaran Energi

Beban gempa pada prinsipnya adalah beban bolak-balik (cyclic loading). Untuk menghindari keruntuhan gedung akibat terjadinya gempa besar, struktur harus memencarkan energi, yaitu melendut bolak-balik beberapa kali secara plastis. Apabila sistem strukturnya telah dipilih, lalu ditentukan tempat-tempat yang memencarkan energi dan kemudian elemen tersebut didetail sedemikian rupa agar benar-benar dapat bersifat daktail apabila terjadi gempa besar. Adapun elemen-elemen struktur yang lain diberi cadangan kekuatan elastis pada waktu elemen yang diharapkan memencarkan energi telah mengalami deformasi plastis.

3. Simetri

Struktur penahan gempa sedapat mungkin dibuat simetri agar tidak terjadi puntiran bila menerima beban gempa. Hal ini karena bila suatu gedung terlanda gempa, struktur yang simetri berkelakuan sangat baik dan diperkirakan daktilitas yang diperlukan tidak terlalu besar, dibandingkan dengan struktur yang tidak simetri.

Denah suatu bangunan sebaiknya tidak terjadi tonjolan lebih besar dari seperempat kali panjang bagian inti gedung. Apabila terpaksa ada tonjolan yang lebih besar dari batas tersebut, maka strukturnya harus dihitung dengan analisa dinamis tiga dimensi, untuk menghitung gaya setempat (konsentrasi tegangan) yang cukup besar. Untuk menghindari hal yang sulit ini, sebaiknya bagian tonjolan tersebut dibuat terpisah dari bagian inti.

4. Loncatan Bidang Muka

Gedung yang mempunyai loncatan bidang muka yaitu tonjolan pada potongan vertikal, ukuran penjang atau bagian yang menjulang harus lebih besar dari 75% panjang atau lebar bagian bawah. Bila terpaksa kurang dari 75% maka distribusi beban gempa pada tiap lantainya harus dihitung dengan

cara analisis dinamis, karena selisihnya cukup besar jika dibandingkan dengan analisa statik ekuivalen.

5. Keseragaman Kekakuan Tingkat

- a. Nilai banding antara berat lantai dan kekakuan tingkat tertentu tidak boleh lebih kecil dari 50% nilai banding atau lebih besar dari 150% nilai banding rata-rata dari seluruh tingkat.
- b. Bila suatu tingkat nilai banding antara berat lantai dan kekakuannya berselisih 25% dari nilai rata-rata seluruh tingkat, maka distribusi beban gempa harus dihitung dengan analisa dinamis. Hal ini karena pembagian beban horisontal pada setiap lantai yang dihitung dengan cara analisa statik ekuivalen tidak sesuai dengan beban horisontal yang terjadi pada setiap lantai.

6. Besar Kekakuan tingkat

Akibat beban gempa besar, maka akan terjadi retakan-retakan beton, terutama di tempat terbentuknya sendi plastis atau perubahan bentuk disekitar titik buhul pada konstruksi baja. Hal ini menyebabkan kekakuanstruktur berkurang, sehingga dalam hitungan besar momen inersia dianggap hanya sebesar 75% saja dari momen inersia utuh.

7. Diafragma dan Ikatan Lantai

Sistem ikatan lantai atau diafragma tiap-tiap lantai harus direncanakan untuk membagi beban-beban geser tingkat kepada unsur-unsur penahan gempa dalam tingkat tersebut sebanding dengan kekakuan lateral masing-masing.

Pada struktur beton bertulang, plat beton (plat lantai) dapat dianggap mempunyai kekakuan arah horisontal yang tidak terhingga besarnya, sehingga lendutan horisontal pada suatu lantai sama besarnya pada masing-masing unsur vertikal.

8. Hubungan Dinding Antar Lantai dan Atap

Dinding-dinding beton dan dinding pasangan harus dijangkar kepada semua lantai dan atap, yang diperlukan untuk menghasilkan dukungan atau stabilitas horisontal kepada dinding-dinding tersebut.

Dinding beton atau tembok harus dipisahkan dari struktur penahan beban horisontal bila dalam perencanaan tidak dianggap sebagai dinding struktural dan besar lendutan horisontal antar lantai lebih besar dari 0,0003 kali tinggi tingkat.

9. Hubungan Antar Fondasi

Fondasi setempat harus saling dihubungkan satu sama lain dalam dua arah, yang biasanya saling tegak lurus dengan suatu balok hubung. Balok hubung harus mampu menahan beban aksial, tarik, atau tekan sekurang-kurangnya 10% dari beban vertikal maksimum oleh gempa pada salah satu fondasi yang dihubungkan. Bila beban vertikal maksimum pada salah satu fondasi kurang dari 20% fondasi yang lainnya maka beban aksial balok hubung harus diambil sekurang-kurangnya 10% dari beban rata-rata kedua fondasi tersebut.

B. Metode Analisis

1. Pemilihan Cara Analisis

Beban gempa dan distribusinya pada setiap lantai dapat dihitung dengan cara analisis dinamis atau statik ekuivalen. Cara analisis statik ekuivalen dapat dipakai apabila memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- a. tinggi gedung tidak lebih dari 40 meter,
- b. denah gedung tidak menunjukkan adanya tonjolan yang lebih besar 25% dari ukuran sisi terbesar bagian inti,
- c. bagian gedung yang menjulang tidak kurang dari 75% ukuran gedung yang dibawah,
- d. perbandingan antara berat lantai dan kekakuannya pada setiap lantai tidak berselisih lebih dari 25% nilai rata-rata nilai banding tersebut dari seluruh tingkat.

2. Beban Gempa Horisontal

Beban gempa arah horisontal harus dikerjakan secara bersamaan pada setiap tingkat. Untuk merencanakan balok, cukup hanya meninjau beban gempa yang searah saja, akan tetapi untuk merencanakan kolom dan dinding

geser maka menggunakan kombinasi dari 100% gempa arah X dan 30% gempa arah Y, atau sebaliknya (X dan Y ialah sumbu horisontal denah gedung yang saling tegak lurus).

3. Beban Gempa Vertikal

Beban gempa vertikal tidak diperhitungkan dalam perencanaan struktur utama gedung (balok, kolom, dinding geser). Beban gempa vertikal hanya diperhitungkan dalam perancangan unsur-unsur skunder, misalnya konsol, langit-langit dan sebagainya.

C. Analisis Statik Ekuivalen

Analisis statik ekuivalen merupakan cara analisis akibat beban gempa yang paling sederhana dan langsung dapat dipakai untuk menentukan dan membagikan beban-beban akibat gempa. Jenis analisis ini hanya boleh dilakukan untuk struktur-struktur sederhana dan beraturan yang tidak menunjukkan perubahan yang menyolok dalam perbandingan antara massa dan kekakuan pada tingkat-tingkatnya, karena cara analisis statik ekuivalen hanyalah suatu pendekatan dari sifat dinamik yang sesungguhnya dari perubahan gempa.

1. Beban Geser Dasar Akibat Gempa

Struktur harus direncanakan untuk menahan terhadap beban geser akibat gempa menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung yang dinyatakan dalam:

$$V = CIKW_t \dots \dots \dots (3-1)$$

dengan:

V = gaya geser dasar horisontal total akibat gempa.

C = koefisien gempa dasar.

I = faktor keutamaan gedung.

K = faktor jenis struktur.

W_t = berat total bangunan.

2. Waktu Getar Alami Gedung

waktu getar alami gedung (T) untuk keperluan analisis pendahuluan struktur dan pendimensian dari unsur-unsurnya dapat ditentukan dengan rumus pendekatan sebagai berikut:

- a. Untuk struktur berupa portal-portal tanpa unsur-unsur pengaku yang membatasi simpangan :

$$T = 0,085 H^{3/4} \text{ untuk portal baja} \dots\dots\dots (3-2)$$

$$T = 0,06 H^{3/4} \text{ untuk portal beton} \dots\dots\dots (3-3)$$

- b. Untuk struktur-struktur gedung yang lain :

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{B}}$$

dengan :

H = tinggi bagian utama gedung, diitung dari tempat penjepitan lateral (dalam meter).

B = lebar bagian bawah gedung pada arah gempa yang ditinjau (dalam meter).

Waktu getar alami struktur gedung setelah direncanakan dengan pasti ditentukan dengan rumus :

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i d_i^2}{g \sum F_i d_i}} \dots\dots\dots (3-4)$$

dengan :

W_i = beban vertikal (mati+hidup) pada lantai yang dipakai dalam hitungan beban gempa (kg).

d_i = lendutan horisontal lantai i akibat beban gempa horisontal (mm).

F_i = beban gempa horisontal pada lantai i (kg).

g = percepatan gravitasi (mm/det²)

3. Pembagian Beban Geser Dasar Akibat Gempa Sepanjang Tinggi Gedung

Beban geser dasar akibat gempa dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban terpusat yang bekerja pada masing-masing tingkat lantai menurut rumus :

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V \dots\dots\dots(3-5)$$

dengan :

V = gaya geser akibat gempa.

F_i = beban horisontal yang terpusat pada lantai i (kg).

h_i = tinggi lantai i dari penjepitan tanah (meter).

W_i = berat lantai ke i .

Beban gempa yang bekerja pada setiap lantai didistribusikan pada masing-masing kolom portal yang ditinjau dengan momen inersia kolom sebagai parameter pembagiannya. Semakin besar dimensi kolom maka semakin besar gaya gempa yang diterima. Pendistribusian gaya gempa pada kolom dihitung dengan rumus :

1. Portal arah X

$$F_{ki} = \frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}} F_i \dots\dots\dots(3-6)$$

2. Portal arah Y

$$F_{ki} = \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} F_i \dots\dots\dots(3-7)$$

dengan :

F_{ki} = beban gempa pada kolom ke i

I_{yi}, I_{xi} = momen inersia pada kolom ke i

$\sum I_y$ = momen inersia total pada lantai ke i

F_i = gaya gempa pada lantai ke i

D. Kuat Perlu

Agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam-macam kombinasi pembebanan, maka harus memenuhi ketentuan dari faktor seperti yang tercantum dalam SK SNI T 15-1991-03 sebagai berikut:

1. kuat perlu yang menahan beban mati D dan beban hidup L paling tidak harus sama dengan:

$$U = 1,2 D + 1,6 L \dots\dots\dots(3-8)$$

2. bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban D, L, dan W berikut harus dipelajari untuk menentukan nilai U yang terbesar.

$$U = 0,75 (1,2D + 1,6L + 1,6W \dots\dots\dots(3-9)$$

Dimana kombinasi beban harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi yang paling berbahaya, dan

$$U = 0,9D + 1,3 W \dots\dots\dots(3-10)$$

Dengan catatan bahwa untuk setiap kombinasi beban D, L dan W akan diperoleh kekuatan U yang tidak kurang dari persamaan 1,

3. bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai U harus diambil sebagai:

$$U = 1,05 (D + L_R \pm E) \dots\dots\dots(3-11)$$

Atau

$$U = 0,9 (D \pm E) \dots\dots\dots(3-12)$$

Dimana L_R adalah beban hidup yang telah direduksi sesuai dengan ketentuan SNI 1726 – 1989F tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung. Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan dalam SNI 1726 – 1989F tersebut di atas,

4. bila ketahanan terhadap tekanan tanah H, diperhitungkan dalam perencanaan, maka kekuatan yang diperlukan U minimum harus sama dengan :

$$U = 1,2D + 1,6L + 1,6H \dots\dots\dots(3-13)$$

Kecuali pada keadaan dimana D atau L mengurangi pengaruh dari H. Dalam hal ini nilai maksimum dari U ditentukan dengan mengganti 1,2D dengan

0,9D dan nilai L diambil diambil nol. Untuk setiap kombinasi dari D, L dan H nilai U tidak boleh lebih kecil dari persamaan 1,

5. bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat dan tekanan fluida yang berat jenisnya dapat ditentukan dengan baik dan maksimum ketinggian F yang terkontrol diperhitungkan dalam perencanaan, maka beban tersebut harus dikalikan dengan faktor beban 1,2 dan ditambahkan pada semua kombinasi beban yang memperhitungkan beban hidup,
6. bila ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh tersebut harus disertakan pada perhitungan beban hidup L,
7. bila pengaruh struktur T. dari perbedaan penurunan, rangkai, susut atau perubahan yang mungkin menentukan dalam perencanaan maka kekuatan yang diperlukan U minimum harus sama dengan:

$$U = 0,75 (1,2D + 1,2T. + 1,6L) \dots \dots \dots (3-14)$$

Tetapi nilai U tidak boleh kurang dari:

$$U = 1,2 (D + T.) \dots \dots \dots (3-15)$$

Perkiraan atas perbedaan penurunan, rangkai, susut atau perubahan suhu harus didasarkan pada pengkajian yang realistik dari pengaruh tersebut selama masa pakai.

E. Kuat Rencana

Faktor reduksi kekuatan yang sesuai dengan sifat beban antara lain :

Untuk beban lentur tanpa gaya aksial	$\phi = 0,80$
Untuk gaya aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur	$\phi = 0,80$
Untuk gaya aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur	$\phi = 0,65$
Untuk gaya aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur	$\phi = 0,60$

F. Perencanaan Dimensi Struktur

1. Penentuan Dimensi Balok

Penentuan dimensi struktur balok berdasarkan PBI '71 bahwa lebar balok tidak boleh diambil kurang dari 1/50 bentang bersih. Dalam penentuan dimensi digunakan balok yang diperkirakan menerima beban paling besar dengan

menggunakan perkiraan pembebanan kasar. Ukuran penampang minimum didapat apabila tulangnya maksimum :

$$A_{maks} = 0,75 A_b \longrightarrow \rho_{maks} = 0,75 \rho_b \dots\dots\dots(3-16)$$

Pada kondisi ini $f_s = f_y$

Dengan ρ_b = rasio penulangan pada kondisi balance

A_b = luas tulangan pada kondisi balance.

ρ_{maks} = rasio penulangan maksimal yang dapat juga dijabarkan dengan rumus:

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{0,003}{0,003 + f_y / E_s} \dots\dots\dots(3-17)$$

nilai rasio maksimal tersebut kemudian digunakan untuk mencari momen ultimate yang terjadi pada balok:

$$M_u = \phi \cdot \rho_{maks} \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \left[1 - 0,59 \rho_{maks} \frac{f_y}{f_c'} \right] \dots\dots\dots(3-18)$$

dengan b = lebar penampang balok yang nilainya belum diketahui

d = tinggi efektif penampang balok yang nilainya belum diketahui

hasil persamaan diatas kemudian ditambahkan dengan berat sendiri balok guna mencari momen yang terjadi akibat beban luar dan berat sendiri balok. Hasil yang diperoleh adalah masih berbentuk persamaan yang kemudian dengan cara coba-coba ukuran dimensi sampai sekiranya penampang mampu menahan momen yang terjadi.

2. Penentuan Dimensi Kolom

Kolom yang digunakan dalam penentuan dimensi adalah kolom yang diperkirakan menerima beban paling besar dengan menggunakan perkiraan pembebanan kasar. Sedangkan rumus yang digunakan dalam penentuan dimensi kolom adalah:

$$0,3-0,6 = \frac{P}{0,9 \cdot f_c' \cdot A_g} \dots\dots\dots(3-19)$$

$$A_g = \frac{P}{0,9 \cdot f_c' \cdot 0,6} \dots\dots\dots(3-20)$$

dengan P = beban rencana kolom

A_g = luas penampang kolom yang akan dicari.

0,3 – 0,6 = faktor keamanan.

G. Perencanaan Balok

Balok merupakan bagian dari komponen struktur rangka yang menahan beban lentur, yang apabila diberi beban akan mengakibatkan timbulnya momen lentur dan deformasi pada balok tersebut. Momen tersebut akan menimbulkan tegangan dan regangan baik tarik maupun tekan yang harus ditahan oleh balok beton. Dalam hal ini balok beton akan dibantu oleh tulangan menahan tegangan baik desak maupun tarik.

Perencanaan struktur dengan daktilitas penuh balok harus memenuhi persyaratan perencanaan yaitu :

1. gaya tekan aksial terfaktor yang bekerja pada balok tidak boleh melebihi : $P < (A_g f_c' / 10)$,
2. bentang bersih balok tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya,
3. lebar balok tidak boleh kurang dari 250 mm dan lebih lebar dari komponen yang menumpu,
4. balok harus diberi tulangan minimal dua batang tulangan menerus pada tulangan atas dan bawah,
5. kuat momen positif pada sisi muka joint tidak boleh kurang dari $\frac{1}{2}$ kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka joint tersebut. Pada sembarang penampang komponen struktur tersebut, kuat momen positif maupun kuat momen negatifnya tidak boleh kurang dari seperempat kuat momen maksimum yang terdapat pada kedua ujung joint,
6. sambungan lewatan tulangan lentur hanya diperbolehkan bila sepanjang sambungan lewatan tersebut dipasang sengkang tertutup. Jarak maksimum tulangan transversal yang melilit batang tulangan yang disambung tidak boleh melebihi $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan :
 - a. dalam daerah joint.
 - b. dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur muka joint.

7. Sengkang penutup yang pertama yang harus dipasang tidak boleh lebih dari diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung. Spasi dari sengkang tersebut tidak boleh melebihi :

- a. $d/4$
- b. 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil.
- c. 24 kali diameter batang sengkang.
- d. 200 mm
- e. $1600 f_y A_{s,1}$, $A[(A_{s,a} + A_{s,b}) f_y]$

dengan :

$A_{s,1}$ = luas satu kaki dari tulangan transversal (mm^2)

$A_{s,a}$ = luas tulangan longitudinal atas (mm^2)

$A_{s,b}$ = luas tulangan longitudinal bawah (mm^2)

f_y = kuat leleh tulangan longitudinal (Mpa).

8. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, maka harus dipasang sengkang praktis dengan jarak spasi tidak lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.

1. Perancangan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Kuat lentur perlu balok portal, dinyatakan dengan $M_{u,b}$ ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa, sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1,2 M_{D,b} + 1,6 M_{L,b} \dots \dots \dots (3-21)$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{L,b} \pm M_{E,b}) \dots \dots \dots (3-22)$$

$$M_{u,b} = 0,9 M_{D,b} \pm M_{E,b} \dots \dots \dots (3-23)$$

dengan :

$M_{u,b}$ = momen lentur balok akibat beban mati tak terfaktor.

$M_{L,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada lantai,

sesuai dengan "Tata Cara Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987).

$M_{i,b}$ = momen lentur balok akibat beban gempa tak terfaktor.

Kapasitas lentur sendi plastis balok besarnya ditentukan sebagai berikut :

$$M_{kap,b} = \phi_o M_{nak,b} \dots \dots \dots (3-24)$$

dengan :

$M_{kap,b}$ = kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

$M_{nak,b}$ = kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

ϕ_o = faktor penambahan kekuatan (overstrenght factor) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk $f_y < 400$ MPa, 1,4 untuk $f_y > 400$ Mpa.

f_y = kuat leleh tulangan lentur balok.

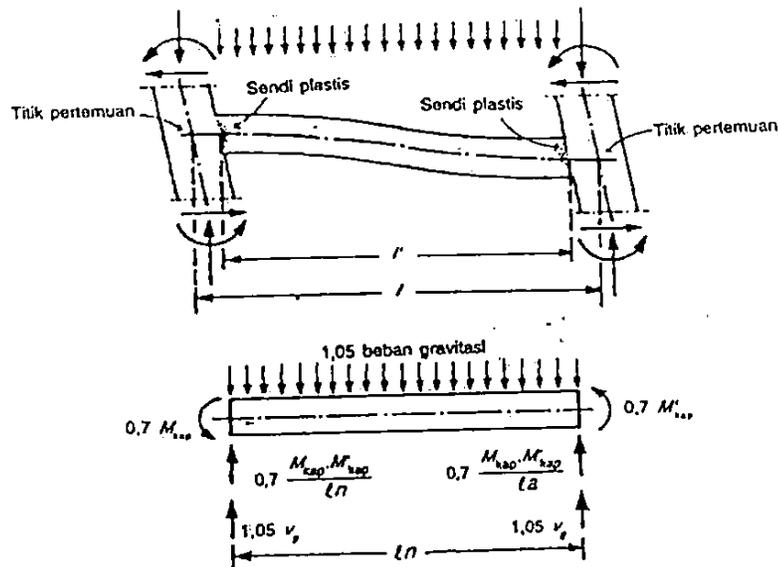
2. Perancangan Balok Portal terhadap Beban Geser

Sesuai dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal. Besarnya gaya geser dihitung dengan rumus :

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{Kap} + M'_{Kap}}{l_n} + 1,05 V_g \dots \dots \dots (3-25)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari

$$V_{u,b} = 1,07 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right) \dots \dots \dots (3-26)$$



Gambar 3.1. Balok portal dengan sendi plastis pada kedua ujungnya.

(Kusuma dan Andriono, 1993)

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 salah satu ujung balok atau bidang muka kolom yang lain.

N = bentang bersih balok.

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

$V_{L,b}$ = gaya geser balok akibat beban hidup.

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

K = faktor jenis struktur.

II. Perencanaan Kolom.

Salah satu elemen yang cukup kompleks perilakunya adalah elemen kolom (*beam column*), pada elemen tersebut terjadi interaksi antara pengaruh gaya aksial tekan dan momen lentur.

Apabila suatu kolom yang ditumpu kedua ujungnya dengan sendi dan rol, dibebani dengan gaya aksial tekan P dengan eksentrisitas e , maka secara ekuivalen kondisi tersebut dapat diwakili dengan suatu batang lurus yang dibebani secara aksial dikedua ujungnya dengan gaya tekan sentris P ditambah dengan momen sebesar $M_p = P \cdot e$ yang bekerja di kedua ujungnya.

1. Dasar-dasar anggapan dalam perencanaan

Dasar-dasar anggapan yang digunakan dalam perencanaan suatu penampang yang diberi beban lentur dan aksial, pada prinsipnya sama dengan dasar-dasar anggapan dalam perancangan terhadap beban lentur murni, yaitu :

- a. Beton tidak mampu menahan tarik
- b. Perpanjangan atau perpendekan yang terjadi dalam beton serta tulangan dianggap berbanding lurus dengan jaraknya terhadap garis netral.
- c. Diagram tegangan-regangan beton dan baja diskematisasikan sesuai SK SNI-T-15-1991-03 pasal 3.3.2.

2. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Lentur dan Aksial.

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut, yakni sebagai berikut:

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \dots\dots\dots (2-27)$$

atau

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \dots\dots\dots (2-28)$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,05 \cdot \left[M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right] \dots\dots\dots (2-29)$$

dengan

ω_d = faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil = 1,3.

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

$$\sum M_{kap,b} = M_{kap,ki} + M_{kap,ka}$$

$M_{kap,ki}$ = momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom.

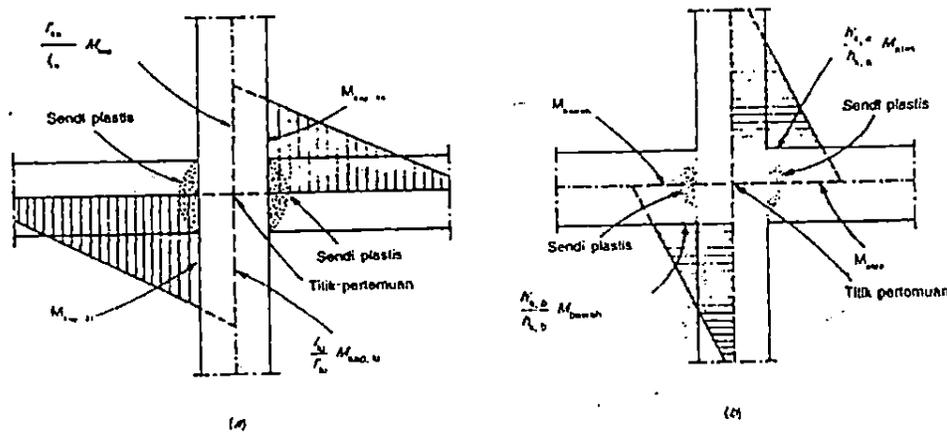
$M_{kap,ka}$ = momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom.

$M_{D,k}$ = 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.



Gambar 3.2. Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis pada Ujung Balok di Sebelah Kiri dan Kanan. (Kusuma dan Andriyono).

Sedangkan beban aksial rencana, $N_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh dihitung dari:

$$N_{u,k} = \frac{0,7.R_u \cdot \sum M_{kap,b}}{l_b} + 1,05.N_{g,k} \dots\dots\dots(2-30)$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} . N_{E,k} \right) \dots\dots\dots(2-31)$$

dengan

R_n = faktor reduksi yang ditentukan sebesar :

1,0 untuk $1 < n < 4$

1,1 - 0,025n untuk $4 < n < 20$

0,6 n > 20

n = jumlah lantai diatas kolom yang di tinjau

l_b = bentang balok dari pusat ke pusat kolom.

$N_{g,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi.

$N_{E,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gempa.

Dalam segala hal gaya aksial rencana harus memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100% dalam satu arah, 30% dalam arah lain yang tegak lurus pada arah tersebut dan diambil yang paling menentukan).

3. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

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

Untuk kolom lantai atas

$$V_{u,k} = (M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}}) / h_n \dots\dots\dots(3-32)$$

Untuk kolom lantai dasar

$$V_{u,k \text{ lantai } 1} = (M_{u,k \text{ a lantai } 1} + \phi_o . M_{nak, k \text{ lantai } 1}) / h_n \dots\dots\dots(3-33)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 . (V_{d,k} + V_{l,k} + 4/k . V_{e,k}) \dots\dots\dots(3-34)$$

dengan

$M_{u,k \text{ atas}}$ = momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok.

$M_{u,k \text{ bawah}}$ = momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok.

$M_{kup,k \text{ bawah}}$ = kapasitas ujung dasa kolom lantai dasar = $\phi_o M_{nak,k \text{ bawah}}$.

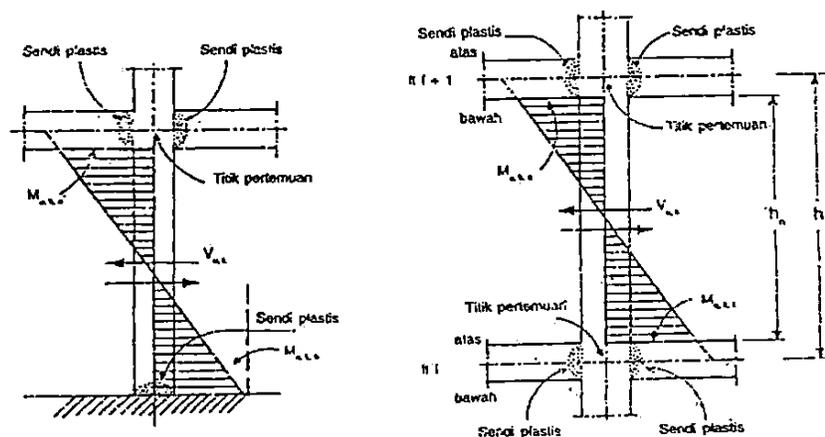
$M_{nak,k \text{ bawah}}$ = kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang).

h'_k = tinggi bersih kolom.

$V_{D,k}$ = gaya geser kolom akibat beban mati.

$V_{L,k}$ = gaya geser kolom akibat beban hidup.

$V_{E,k}$ = gaya geser kolom akibat beban gempa.

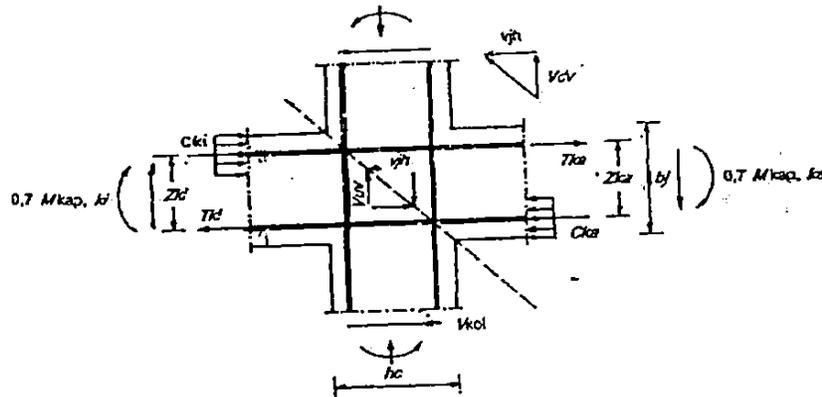


Gambar 3.3. Kolom Lantai Dasar dan Kolom Lantai Atas dengan $M_{u,k}$ yang Ditetapkan Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis Balok. (Kusuma dan Andriano, 1993)

I. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom.

Panel pertemuan balok kolom harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal perlu $V_{u,h}$ dan kuat geser vertikal perlu $V_{u,v}$ yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu.

Gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join rangka adalah sebagai berikut.



Gambar 3.4. Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok.
(Kusuma dan Andriono, 1993)

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots \dots \dots (3-35)$$

$$C_k = T_{ki} = 0,7 \frac{M_{kap, ki}}{Z_{ki}} \dots \dots \dots (3-36)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,7 \frac{M_{kap, ka}}{Z_{ka}} \dots \dots \dots (3-37)$$

$$V_{kol} = \frac{0,7 \cdot (l_{ka} / l_{ki} \cdot M_{kap, ki} + l_{ka} / l_{ka} \cdot M_{kap, ka})}{1/2 \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots \dots \dots (3-38)$$

tegangan geser nominal horisontal pada join adalah

$$V_{j,h} = \frac{V_{j,h}}{b_j \cdot h_c} \dots \dots \dots (3-39)$$

dengan

b_j = lebar efektif join (mm)

h_c = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau (mm).

V_{jh} tidak boleh lebih besar dari $1,5 \sqrt{f_c'} (Mpa)$.

Gaya geser horisontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme inti join, yaitu:

- a. strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser V_{ch} .
- b. mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser V_{sh} .

Besarnya V_{ch} harus diambil sama dengan nol kecuali bila

- a. tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton di atas join, termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi $0,1f_c'$ maka:

$$V_{ch} = 2/3 \sqrt{\{(N_{u,k} / Ag) - 0,1f_c' b_j h_c\}} \dots \dots \dots (3-40)$$

- b. balok diberi gaya prategang yang melewati joint, maka:

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \dots \dots \dots (3-41)$$

dengan P_{cs} adalah gaya permanen dalam baja prategang yang terletak di sepertiga bagian tengah tinggi kolom.

- c. seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang diukur dari muka kolom, maka :

$$V_{ch} = 0,5 \frac{A_s'}{A_s} V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 A_g f_c'} \right) \dots \dots \dots (3-42)$$

dimana rasio A_s' / A_s tidak boleh lebih besar dari satu.

Pemindahkan lokasi sendi plastis agak jauh dari muka kolom mengakibatkan kemampuan mekanisme strat tekan tidak berkurang akibat beban bolak-balik dimana sebagian besar tegangan tekan dipindahkan melalui tulangan tekan. Pelelehan pada tulangan juga dapat mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk kedalam inti join sehingga ikatan antara tulangan dengan strat tekan berkurang. Akibat kedua fenomena ini serta tekanan pada joint, sendi plastisnya berada pada muka kolom, tidak bekerja sehingga seluruh gaya geser V_{jh} dipikul oleh V_{sh} (bila tegangan tekan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom diatas joint kurang dari $0,1f_c'$).

Bila $\rho_e = 0,1.f_c'$ maka

$$V_{sh} = V_{jh} - \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right)} - (0,1 \cdot f_c') b_{jh} \dots \dots \dots (3-43)$$

pada joint rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5 \frac{A_s'}{A_s} V_{jh} (1 + N_{u,k} / 0,4 \cdot A_g \cdot f_c') \dots \dots \dots (3-44)$$

luas total efektif dari tulangan geser horisontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan di daerah tekan joint efektif b_j tidak boleh kurang dari

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y} \dots \dots \dots (3-45)$$

kegunaan sengkang horisontal ini harus didistribusikan secara merata di antara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Geser joint vertikal V_{jv} dapat dihitung dari

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_c}{b_j} \dots \dots \dots (3-46)$$

sedangkan tulangan joint geser vertikal didapat dari

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \dots \dots \dots (3-47)$$

menjadi

$$V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g f_c'} \right) \dots \dots \dots (3-48)$$

dengan

A_{sc}' = luas tulangan longitudinal tekan

A_{sc} = luas tulangan longitudinal tarik.

$$\text{luas tulangan joint vertikal } A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \dots \dots \dots (3-49)$$

Tulangan geser joint vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara (*interdiak kars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang-sengkang pengikat vertikal.