

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. PENDAHULUAN

Perencanaan komponen struktur harus berdasarkan peraturan yang telah ditetapkan. Dalam merencanakan komponen struktur beton bertulang mengikuti ketentuan yang terdapat dalam SNI 03-2847-2002 (BSN, 2002).

Beton bertulang merupakan beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari minimum, yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua material bekerja bersama-sama dalam menahan gaya yang bekerja. Mengacu dari Dasar-dasar Perencanaan beton bertulang yang disusun oleh Gideon Kusuma (1993,) kerja sama kedua material ini, masing-masing melaksanakan fungsi yang paling sesuai yaitu baja melawan tegangan tarik dan beton melawan tegangan tekan.

Dalam merencanakan elemen struktur gedung menggunakan konsep perancangan kapasitas yaitu konsep perancangan struktur gedung tahan gempa dalam rangka menghindari keruntuhan gedung akibat gempa besar. Konsep perancangan kapasitas dikenal dengan perancangan *strong column-weak beam*, yang mana kolom-kolom dirancang lebih kuat daripada baloknya untuk menjamin kolom tetap elastis dan ujung balok menjadi plastis bila mengalami gempa.

Wang dan Salmon (1986), mengemukakan bahwa tujuan utama dari provisi keamanan adalah membatasi kemungkinan dari keruntuhan dan juga untuk memberikan struktur yang efektif.

Menurut Gideon Kusuma (1993,) keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan akibat beban lentur pada sendi-sendi plastis balok.

2.2. DEFINISI BEBAN

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (DPU, 1983), beban yang harus diperhitungkan untuk suatu struktur adalah beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut. Pengertian dari setiap beban tersebut adalah sebagai berikut ini.

1. Beban-mati adalah berat dari semua bagian struktur gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin-mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung itu.
2. Beban-hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap gedung tersebut.
3. Beban-gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

4. Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekan udara

Berat sendiri bahan bangunan dan komponen struktur gedung menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung (DPU, 1983) yang digunakan adalah :

a. beton Bertulang	: 24 kN/m ³
b. adukan dari semen (per cm tebal)	: 0,21 kN/m ³
c. penutup lantai (tanpa adukan, per cm tebal)	: 0,24 kN/m ³
d. plafon dan penggantung	: 0,18 kN/m ³
e. dinding pasangan bata merah ½ batu	: 2,5 kN/m ³ .

Beban hidup yang digunakan dalam tugas akhir ini :

a. pelat Lantai Atap	: 1 kN/m ³
b. lantai Gedung untuk kantor	: 2,5 kN/m ³
c. tangga dan bordes	: 3 kN/m ³
d. Lantai Gedung untuk pertemuan, perpustakaan	: 4 kN/m ³

2.3. ANALISIS dan KOMBINASI BEBAN

Faktor keamanan sangat diperlukan dalam setiap perencanaan struktur bangunan. Faktor keamanan mencegah kemungkinan terjadinya runtuh yang membahayakan bagi penghuni juga memperhitungkan faktor ekonomi bangunan, sehingga dalam perencanaan, struktur gedung mampu memikul beban yang lebih

besar dari beban yang direncanakan dengan dimensi elemen struktur tetap ekonomis.

Kekuatan penampang komponen struktur dari gedung direncanakan sesuai kriteria di atas. Kekuatan yang diperlukan, disebut kuat perlu dan diberi simbol (U) menurut SNI 03-2847-2002 (BSN, 2002) adalah sebagai berikut :

1. Kuat perlu (U) untuk menahan beban mati (D)

$$U = 1,4D \quad (2-1)$$

2. Kuat perlu (U) untuk menahan beban mati (D), beban hidup (L), dan beban atap (A) atau beban hujan (R)

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R) \quad (2-2)$$

3. Kuat perlu (U) untuk menahan beban mati (D), beban hidup (L), beban atap (A) dan beban angin (W) :

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,6W + 0,5A \quad (2-3)$$

4. Kuat perlu (U) untuk menahan beban mati (D), beban hidup (L), dan beban gempa (E) :

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y \quad (2-4)$$

4)

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E_y \pm 0,3E_x \quad (2-5)$$

5)

atau

$$U = h \pm 0,9 D \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y \quad (2-$$

6)

$$U = \pm 0,9 D \pm 1,0 E_y \pm 0,3 E_x \quad (2-$$

7)

Merencanakan struktur agar tingkat keamanan struktur dapat dipertanggungjawabkan maka diperlukan faktor reduksi kekuatan struktur sehingga didapatkan kuat rencana > kuat perlu. Faktor reduksi kekuatan struktur dalam SNI 03-2847-2002 (BSN, 2002) ditentukan sebagai berikut :

1. Lentur, tanpa beban aksial $\phi = 0,8$
2. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur $\phi = 0,8$
3. Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur :
 - a. Komponen struktur dengan tulangan spiral $\phi = 0,7$
 - b. Komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa $\phi = 0,65$
4. Geser dan Torsi:
 - a. Menahan pengaruh gravitasi $\phi = 0,75$
 - b. Menahan pengaruh gempa $\phi = 0,55$

2.4. BEBAN GEMPA

Pengaruh komponen horisontal dan gerakan gempa dianggap ekuivalen dengan beban-beban statik horizontal harus ditinjau bekerja bersama-sama pada setiap tingkat lantai dan atap dari gedung. Prinsip utama dalam perencanaan tahan gempa adalah meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya lateral.

Pada perancangan struktur sifat daktilitas sangat penting, apabila struktur bersifat daktil maka tidak akan mudah runtuh saat mengalami gempa yang besar. Daktilitas adalah kemampuan struktur untuk berdeformasi secara inelastik tanpa mengalami pengurangan kekuatan yang berarti.

Tingkat daktilitas struktur :

a. Daktil Penuh

Suatu tingkat daktilitas struktur gedung, dimana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang kerutuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai factor daktilitas sebesar $\mu = 5,3$.

b. Daktil Parsial

Seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai factor daktilitas diantara untuk struktur gedung yang elastik penuh sebesar $\mu = 1,0$ dan untuk struktur gedung yang daktil penuh sebesar $\mu = 5,3$.

Pengaruh gempa pada struktur bangunan dapat dianalisis menggunakan dua macam cara yaitu analisis beban statik ekuivalen dan analisis dinamik.

Analisis beban statik ekuivalen adalah suatu cara analisis statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap beban statik horizontal. Analisis beban statik ekuivalen digunakan jika struktur gedung mempunyai data :

1. Tinggi struktur tidak lebih dari 40 meter.
2. Denah struktur tidak mempunyai tonjolan lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.

3. Denah struktur tidak mempunyai coakan sudut lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur dalam arah sisi coakan tersebut.
4. Mempunyai loncatan bidang muka tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur.

Besarnya beban gempa rencana dalam analisis statik ekuivalen dapat dinyatakan :

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I \cdot W_t}{R} \quad (2-$$

8)

Penjelasan dari rumus di atas yaitu, V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam pertama, C_1 adalah nilai faktor respons gempa dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami pertama T_1 , I adalah faktor keutamaan gedung, R adalah faktor reduksi gempa, W_t adalah berat total gedung.

Besarnya waktu getar alami (T_1) struktur gedung ditentukan dengan rumus Rayleigh :

$$T_1 = 6.3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \quad (2-$$

9)

Syarat

$$T_1 < \xi n \quad (2-$$

10)

Penjelasan dari rumus di atas yaitu, d_i adalah simpangan horizontal lantai tingkat i , g adalah percepatan gravitasi (9810 mm/dt^2), W_i adalah berat lantai tingkat ke – i , termasuk beban hidup yang sesuai, F_i adalah beban gempa nominal

static ekuivalen, ξ adalah koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung, n adalah jumlah tingkat gedung

Besarnya beban gempa horizontal pada setiap lantai ditentukan menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot z_i} \quad (2-11)$$

Penjelasan dari rumus di atas yaitu, W_i adalah berat lantai tingkat ke i , z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke i diukur dari jarak penjepitan lateral, n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

Gaya geser dasar yang diperoleh dari analisis ragam spektrum respon harus lebih besar dari 0,8 kali gaya geser dasar yang diperoleh dari analisis statik ekuivalen.

$$V \geq 0,8 V_1 \quad (2-12)$$

Bila tidak memenuhi persamaan diatas, maka gaya geser tingkat akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respon dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala.(SK SNI 1726-2002).

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8 \cdot V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2-13)$$

Dimana : V_1 = gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam pertama

V_t = gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam spektrum respon

2.5. PERENCANAAN PELAT

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 9.7 ayat 1.c (BSN, 2002, hal 41) pelindung beton untuk tulangan digunakan 40 mm untuk pelat atap dan 20 mm untuk lantai, keduanya untuk tulangan berdiameter kurang dari 36 mm.

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 ayat 3.3 (BSN, 2002, hal 65), tebal pelat minimum dengan balok yang dihubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sebagai berikut ini.

1. Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0,2 ketebalan pelat minimum harus memenuhi :
 - a. Pelat tanpa penebalan : 120 mm
 - b. Pelat dengan penebalan : 100 mm
2. Untuk α_m lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0 ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\lambda_n \cdot \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5 \cdot \beta (\alpha_m - 0,2)} \quad (2-14)$$

14)

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

3. Untuk α_m lebih besar dari pelat 2 ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\lambda_n \cdot \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9 \cdot \beta} \quad (2-15)$$

15)

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

dengan : h = tebal pelat

λ_n = panjang bentang bersih balok dalam arah melintang

β = perbandingan antara bentang bersih arah memanjang terhadap arah melintang dari pelat dua arah

α_m = nilai rata-rata dari α

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cb} \cdot I_s} \quad (2-$$

16)

dengan : $E_{cb} \cdot I_b$ = modulus elastisitas pada balok

$E_{cb} \cdot I_s$ = modulus elastisitas pada pelat

Untuk ketiga syarat di atas, α adalah rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dari panel-panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok, α_m adalah nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel, β adalah rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.

Perhitungan Momen ultimate didapatkan dari Tabel PBI 1971. Penulangan lentur dan susut mengikuti langkah yang sama dengan yang dijabarkan pada penulangan tangga. Batasan tulangan tarik minimum sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 12.5 ayat 4 (BSN, 2002, hal 72) diambil nilai besar tulangan susut.

2.6. PERENCANAAN BALOK

Sesuai SNI 03-2847-2002 (BSN, 2002) pasal 23.3 ayat 1 (BSN, 2002, hal 208) untuk komponen-komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul

lentur, batasan penampang komponen struktur tersebut harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini.

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1.A_g.f'_c$
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya
3. Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3
4. Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan tidak boleh lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

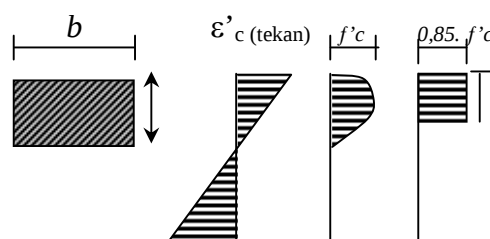
2.6.1. Tulangan Lentur

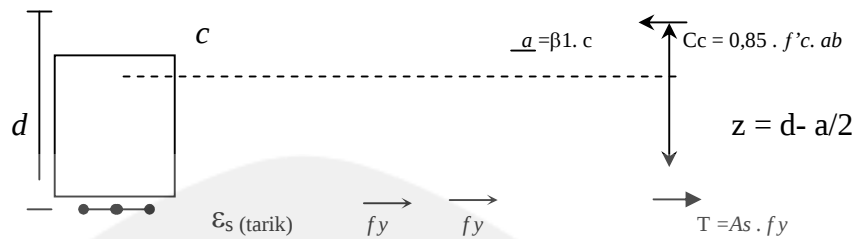
Perencanaan tulangan lentur balok didasarkan pada penurunan rumus untuk tulangan rangkap..Gaya-gaya yang bekerja pada balok desak beton, baja desak dan baja tarik sesuai gambar 2.1 berturut-turut adalah :

$$C_c = 0,85.f'_c.a.b \quad (2-17.a)$$

$$C_s = A_s'.f'_s \quad (2-17.b)$$

$$T_s = A_s.f_y \quad (2-17.c)$$





Gambar 2.1. Distribusi tegangan regangan balok

(Sumber : Istimawan Dipohusodo, 1999,hal.32)

Langkah-langkah perencanaan elemen balok sebagai berikut ini.

Jika $\epsilon_s' < \epsilon_s$ tegangan pada baja desak padat dihitung dengan :

$$f'_s = 600 \cdot \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a} \right) \quad (2-18)$$

Keseimbangan gaya-gaya horisontal $C_c + C_s$ adalah T_s , dan dengan mengingat persamaan (2-17.a) dan (2-17.c) menghasilkan :

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{1}{\left(1 - \delta \cdot \frac{f'_s}{f_y} \right)} \quad (2-19)$$

dengan :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (2-20)$$

$$\delta = \frac{As'}{As} \quad (2-$$

21)

Dari keseimbangan momen diperoleh :

$$Mn = Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + Cs \cdot (d - d') \quad (2-$$

22)

dengan memperhatikan persamaan (2-18), (2-19), (2-20) dan (2-21) dihasilkan :

$$Rn = \rho \left\{ f_y \cdot \left(1 - \delta \cdot \frac{f'_s}{y} \right) \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{a}{d} \right) + \delta \cdot f'_s \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\} \quad (2-$$

23)

dengan tahanan momen Rn didefinisikan sebagai :

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} \quad (2-$$

24)

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \quad (2-$$

25)

Perencanaan tulangan balok menggunakan langkah-langkah sebagai berikut ini.

1. Menganggap suatu tinggi garis netral tertentu.
2. Menghitung f'_s , ρ , momen nominal dan momen ultimit dari persamaan (2-22), (2-23), (2-24) dan (2-25).
3. Nilai momen ultimit dibandingkan dengan nilai momen luar yang bekerja.

4. Hitungan diulang untuk nilai c tertentu sampai didapatkan nilai momen ultimit sama dengan nilai momen luar yang bekerja.

5. Syarat untuk tulangan desak belum luluh :

$$\rho - \rho' < \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) \cdot \frac{d'}{d} \quad (2-$$

26)

Batasan tulangan maksimum sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 12.3 ayat 3 hal 70 dan pasal 23.3 ayat 2.1 (BSN, 2002, hal 209) adalah nilai terkecil dari :

$$\rho_{\max_1} = 0,75 \cdot \rho_b + \rho' \cdot \frac{f'_s}{f_y} \quad (2-$$

27.a)

$$\rho_{\max_1} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} + \rho' \cdot \frac{\left(600 - (600 + f_y) \cdot \frac{d'}{d} \right)}{f_y} \quad (2-$$

27.b)

$$\rho_{\max_2} = 0,025$$

Batasan tulangan minimum sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 12.5 ayat 1 (BSN, 2002, hal 72) adalah nilai terbesar dari :

$$A_{s \min_1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \quad (2-$$

28)

$$A_{s \min_2} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \quad (2-$$

29)

dengan : b = lebar balok, untuk balok persegi
 M_n = momen nominal
 d = tinggi efektif balok
 A_s = luas tulangan
 ρ = rasio tulangan tarik

ρ_{maks}	=	rasio tulangan maksimum
ρ_{min}	=	rasio tulangan minimum
f'_c	=	kuat tekan beton, MPa
f_y	=	tegangan luluh baja, MPa
β_1	=	0,85 untuk $f'_c \leq 30$ MPa
	=	0,85 - 0,008 ($f'_c - 30$) untuk $f'_c \geq 30$ MPa; syarat $\beta_1 \geq 0,65$

2.6.2. Tulangan Geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 4 (BSN, 2002, hal 210) gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda perlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Besarnya gaya geser rencana adalah :

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w_u L}{2} \quad (2-$$

30)

dimana

$$w_u = 1,2.D + 1,0.L \quad (2-$$

31)

Momen-momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik 1, 25. f_y . Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 3.2 (BSN, 2002, hal 209) mengenai spasi maksimum tulangan transversal, maka jarak maksimum sengkang pada daerah sendi yaitu di daerah sepanjang dua kali tinggi balok, adalah nilai terkecil dari :

1. $\frac{d}{4}$
2. 24 kali diameter batang tulangan sengkang
3. 300 mm

Jarak maksimum sengkang pada daerah di luar sendi plastis adalah $0,5.d$.

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada

$$\Phi.V_n \geq V_u \quad (2-32)$$

dengan V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s \quad (2-33)$$

dengan V_c adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, dimana untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur berlaku :

$$V_c = \left(\frac{f_c'}{6} \right) b_w.d \quad (2-34)$$

sedangkan V_s adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser sebesar

$$V_s = \frac{A_v.f_y.d}{s} \quad (2-35)$$

A_v adalah luas tulangan geser dalam daerah sejarak s , yaitu spasi tulangan geser.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 3.1 (BSN, 2002, hal 97) untuk mencegah kehancuran beton karena aksi *concrete compression* maka dimensi penampang harus memenuhi persamaan berikut :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w.d} \right)^2 + \left(\frac{T_u.P_h}{1,7.A_{oh}^2} \right)^2} \quad (2-36)$$

Penjelasan dari rumus di atas yaitu, V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang, Ph adalah keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar A_{oh} adalah luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar. Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus ditentukan dari

$$\Phi T_n \geq T_u \quad (2-37)$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 3.6 (BSN, 2002, hal 98) tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan persamaan berikut

$$T_n = \frac{2.A_o.A_t.f_{yv}}{s} \cdot \cot \theta \quad (2-38)$$

Penjelasan dari rumus di atas yaitu, T_n adalah kuat momen puntir nominal, A_o adalah luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, A_t adalah luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir pada daerah sejarak s , θ adalah sudut diagonal tekan pada penerapan analogi rangka untuk torsi, s adalah spasi tulangan puntir.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 5.2 (BSN, 2002, hal 100) luas minimum tulangan sengkang tertutup dihitung dengan ketentuan :

$$(A_v + 2.A_t)_{\min} = \frac{75 \cdot \sqrt{f'_c}}{1200} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yv}} \quad (2-39)$$

$$\text{dalam hal ini} \quad (A_v + 2.A_t) \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yv}}$$

(2-40)

2.7. PERENCANAAN KOLOM

Kolom merupakan bagian dari suatu kerangka bangunan yang menempati posisi terpenting dalam sistem struktur bangunan. Bila terjadi kegagalan pada kolom maka dapat berakibat keruntuhan komponen struktur lain yang

berhubungan dengannya, atau bahkan terjadi keruntuhan total pada keseluruhan struktur bangunan (Istimawan D., 1999)

Kuat-lentur perlu kolom-portal pada bidang-muka balok harus dihitung berdasarkan terjadinya sendi-plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut.

2.7.1. Tulangan Lentur

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 kuat tekan rencana kolom dengan penulangan sengkang tidak boleh lebih besar dari ketentuan berikut :

$$\phi \cdot P_n = 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (2-41)$$

dengan : A_g = luas tulangan kolom

f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan, Mpa

f_y = tulangan leleh baja tulangan yang disyaratkan, Mpa

A_{st} = luas tulangan baja vertical

ϕ = faktor reduksi kekuatan, diambil sebesar 0,65.

Berdasarkan RSNI-2002 kuat tekan rencana ϕP_n tidak boleh lebih besar dari 0,85 (kolom dengan tulangan spiral) atau 0,8 (kolom dengan tulangan sengkang pengikat) dari kuat tekan rencana dengan eksentrisitas nol ϕP_o dengan :
 P_n = kekuatan beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan.

Selanjutnya beban aksial nominal tersebut masih harus direduksi lagi dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang tertera dalam RSNI-2002.

Untuk perencanaan lentur kolom harus memenuhi :

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \Sigma M_g \quad (2-$$

42)

dengan :

ΣM_e = jumlah momen pada muka join, dengan kuat lentur nominal kolom

ΣM_g = jumlah momen pada muka join, dengan kuat lentur nominal balok

Momen rencana kolom, dapat juga dirumuskan sebagai berikut :

$$M_{u,k} = \frac{hn}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \phi_o \cdot \alpha_k \cdot \left[\frac{l_{ki}}{\ln ki} \cdot M_{pr,bki} + \frac{l_{ka}}{\ln ka} \cdot M_{pr,bka} \right] \quad (2-$$

43)

dengan : h = tinggi kolom dari titik pertemuan ke titik pertemuan
 hn = tinggi bersih kolom
 l_{ki} = bentang balok sebelah kiri, diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan
 l_{nki} = bentang bersih balok sebelah kiri
 l_{ka} = bentang balok sebelah kanan, diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan
 l_{nka} = bentang bersih balok sebelah kanan
 α_k = faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau
 M_{npr} = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang terpasang

Gaya aksial rencana ($N_{u,k}$) yang bekerja pada kolom dihitung dari :

$$N_{u,k} = \frac{0,7 \cdot R_v \cdot \Sigma M_{pr,b}}{l_b} + 1,05 \cdot N_{g,k} \quad (2-$$

44)

dengan : $N_{u,k}$ = gaya aksial rencana
 R_v = faktor reduksi
 $R_v = 1$ untuk $1 < n \leq 4$
 $R_v = 1,1 - 0,025 \cdot n$ untuk $4 < n \leq 20$
 $R_v = 0,6$ untuk $n > 20$
 n = jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau

l_b = bentang balok, diukur dari pusat join
 Ng,k = beban aksial akibat beban gravitasi terfaktor
 $N_{E,k}$ = beban aksial akibat beban gempa
 K = faktor jenis struktur

Menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, perhitungan gaya aksial dan momen rencana kolom harus menggunakan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dalam 2 arah tegak lurusnya yaitu 100% dalam satu arah dan 30% arah lain yang tegak lurus terhadap arah tersebut.

Adapun batasan rasio tulangan kolom sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 3.1 halaman 213 adalah tidak kurang dari 0,01 dan tidak lebih dari 0,06

2.7.2. Tulangan Geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 4.1 tulangan geser berbentuk persegi sebagai tulangan pengikat dan geser tidak boleh kurang dari :

$$Ash_1 = 0,3 \cdot \left(s \cdot hc \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2-45)$$

$$Ash_2 = 0,09 \cdot \left(s \cdot hc \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (2-46)$$

dimana

A_g = luas bruto penampang

A_{ch} = luas penampang dari sisi luar ke sisi luar tulangan geser

s = spasi tulangan geser

hc = dimensi penampang inti kolom diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekan

f'_c = kuat tekan beton

$f_y h$ = kuat leleh tulangan geser

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 4.2 tulangan geser dipasang sepanjang λ_o dari setiap muka hubungan balok kolom dengan spasi tidak lebih dari pada :

1. $\frac{1}{4}$ dari dimensi terkecil komponen struktur
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal

3.
$$s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (2-47)$$

Nilai s_x tidak perlu besar daripada 150 mm dan tidak perlu lebih kecil daripada 100mm.

h_x adalah spasi maksimum horizontal untuk kaki-kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada semua muka kolom.

Panjang λ_o sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 4.4 ditentukan tidak kurang daripada :

1. tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok kolom atau pada segmen yang berpotensi membentuk leleh lentur,
2. $\frac{1}{6}$ bentang bersih,
3. 500 mm.

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23 ayat 4.6 bila tulangan geser tidak dipasang diseluruh panjang kolom maka pada daerah sisanya harus dipasang tulangan spiral atau sengkang tertutup dengan spasi sumbu ke sumbu tidak lebih dari nilai terkecil :

1. 6 x diameter tulangan lentur kolom
2. 150 mm

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 5.1 gaya geser rencana ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok kolom pada setiap ujung komponen struktur.

Gaya- gaya tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} dari komponen struktur yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja. Besar gaya geser rencana adalah :

$$V_{u,k} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \quad (2-48)$$

dengan :

$V_{u,k}$ = gaya geser rencana kolom

M_{pr1} = kuat momen lentur 1

M_{pr2} = kuat momen lentur 2

H = tinggi kolom

Momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besasr daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} balok yang merangka pada hubungan balok kolom. V_{uk} tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada

$$\phi.V_n \geq V_n + V_c \quad (2-$$

49)

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 13.3 ayat 1.2 komponen struktur yang dibebani tekan aksial berlaku :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w.d \quad (2-$$

50)

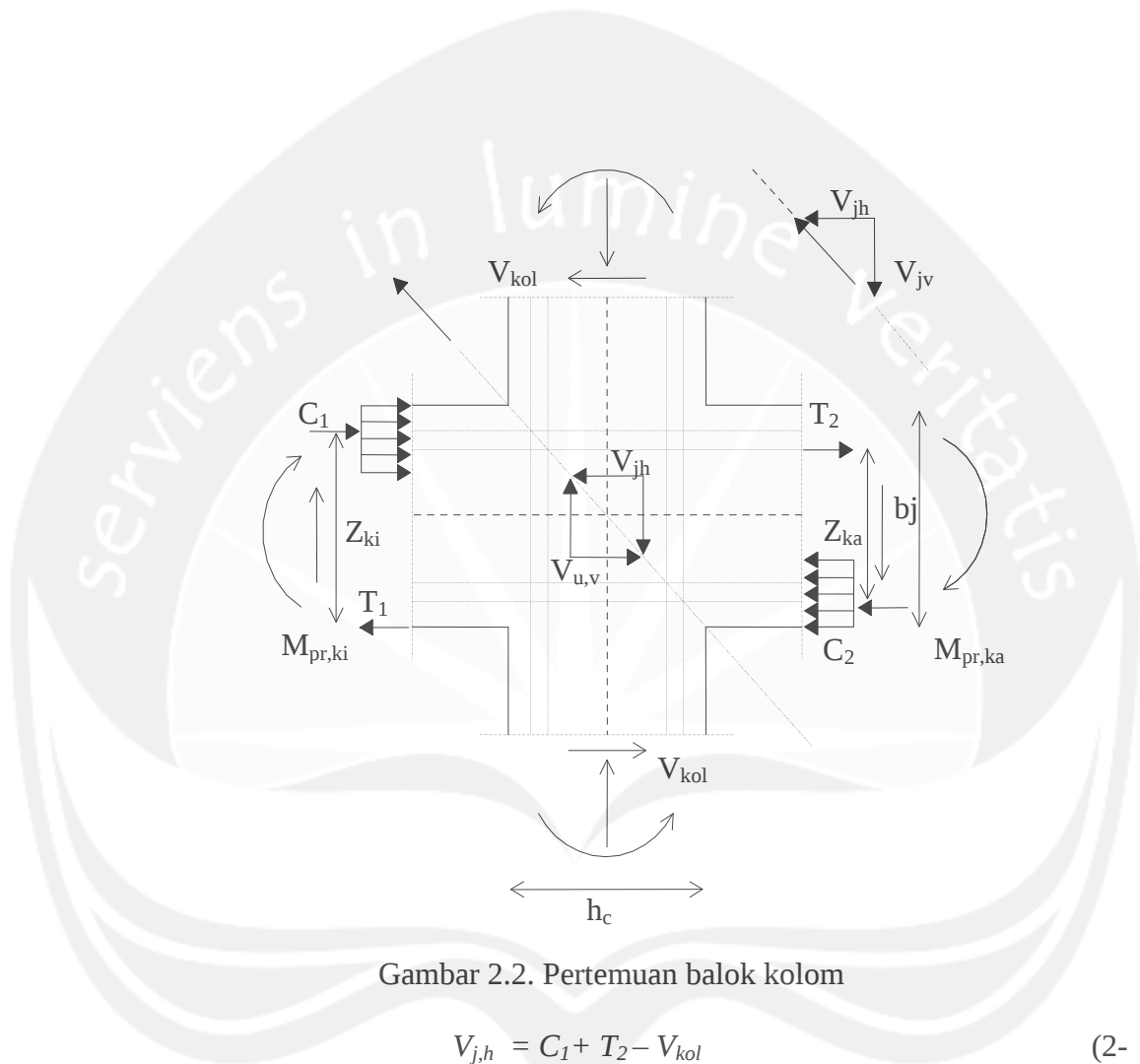
Pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_o) SNI 03-2847-2002 mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g \cdot f_c' \cdot / 20$. Sehingga V_c pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ($V_c=0$), hal ini karena meskipun peningkatan gaya aksial meningkatkan nilai V_c , tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser (McGregor, 1997, halaman 849)

2.7.3. Hubungan Balok Kolom

Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa egangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 \cdot f_y$

Perencanaan pertemuan balok kolom harus memenuhi ketentuan yang tercantum pada RSNI 2002. Momen lentur dan gaya geser kolom serta geser horisontal V_{jh} dan geser vertikal V_{jv} yang melewati joint harus dievaluasi dengan

analisis rasional yang memperhitungkan seluruh pengaruh dari gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada joint yang ditinjau seperti pada gambar berikut :



Gambar 2.2. Pertemuan balok kolom

$$V_{j,h} = C_1 + T_2 - V_{kol} \quad (2-$$

51)

Perhitungan joint balok :

$$T_1 = C_1 = 1,25 \cdot f_y \cdot A_s_{atas} \quad (2-$$

52)

$$T_2 = C_2 = 1,25 \cdot f_y \cdot A_s_{bawah} \quad (2-$$

53)

$$V_{kol} = \frac{(M_{pr,bki} + M_{pr,bka})}{(\frac{1}{2} \cdot h_{k,a} + \frac{1}{2} h_{k,b})} \quad (2-54)$$

54)

dengan : $h_{k,a}$ dan $h_{k,b}$ = bentang as ke as kolom di atas dan di bawah joint
 $M_{pr,bki}$ dan $M_{pr,bka}$ = momen kapasitas pada ujung balok

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.5 ayat 3.1 halaman 216, kuat geser nominal hubungan balok kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut ini untuk beton berat normal :

1. untuk hubungan balok kolom yang terkekang keempat sisinya :

$$1,7 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j, \quad (2-55)$$

55)

2. untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan:

$$1,25 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j, \quad (2-56)$$

56)

3. untuk hubungan lainnya :

$$1,0 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j. \quad (2-57)$$

57)

$$\phi \cdot V_{jh} < V_n \quad (2-58)$$

58)

dengan : A_j = luas efektif joint
 ϕ = faktor reduksi (0,8)

Untuk ketiga syarat diatas A_j adalah luas efektif hubungan balok kolom.

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.5 ayat 2.2 pada hubungan balok kolom dimana balok-balok, dengan lebar setidaknya-tidaknya sebesar $\frac{3}{4}$ lebar kolom,

merangka pada keempat sisinya, harus dipasang tulangan transversal setidaknya jumlahnya setengah dari yang ditentukan dalam persamaan 3.58 dan 3.59

Pada daerah tersebut spasi yang digunakan tidak lebih dari pada :

1. $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil komponen struktur,

2. 150 mm,

3. $s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$ (2-59)

s_x tidak perlu lebih besar daripada 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm,

h_x adalah spasi maksimum horizontal untuk kaki-kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada semua muka kolom.

2.8. PERENCANAAN DINDING GESER

2.8.1 Pendahuluan

Dinding geser diperlakukan sebagai kolom pendek ekuivalen untuk menjamin stabilitas dan kemudahan analisa penampangannya, sehingga penampang dinding geser harus memenuhi ketentuan sebagai berikut;

- a. Jika jarak garis netral lebih dari empat kali lebar sayap penampang dinding geser ($y > 4B$) atau lebih dari 0,3 kali lebar total penampang dinding geser ($y > 0,3L$) maka ditentukan lebar sayap penampang dinding geser lebih dari sepersepuluh jarak bersih tingkat lantai ($B > l_n/10$),

- b. Ketentuan lebar sayap penampang dinding geser tidak perlu ditinjau untuk keadaan sebaliknya,
- c. Jarak garis netral (y) dibatasi sehingga pada saat regangan serat tekan terluar sebesar 0,003 maka regangan pada sisi dalam penampang sayap maksimal sebesar 0,0015.

Penyusunan tulangan dilakukan dengan memberikan sebagian besar tulangan pada tepi penampang dinding geser dan penulangan minimum ($p_{min} = 0,25\%$) pada bagian badan dinding geser, dengan tujuan agar dinding geser memiliki momen yang lebih besar dan daktilitas yang lebih baik.

2.8.2 Analisa penampang dinding geser

Analisa penampang dinding geser merupakan prosedur coba coba dengan keserasian regangan, yaitu dengan menentukan tinggi garis netral (y) sebagai harga taksiran pertama sehingga didapat harga eksentrisitas pertama (e_l) untuk dibandingkan dengan eksentrisitas yang diberikan (e). Bila telah terjadi konvergensi ($e_l \approx e$) nilai ϕP_n dapat dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja (P_u). Jika nilai $\phi P_n < P_u$, maka penulangan perlu diperbesar.

Kuat lentur dinding geser dianalisa seperti pada analisa penampang kolom berdasarkan prinsip keseimbangan gaya dan momen. Distribusi gaya pada tulangan baja ($T_{s,i}$) dihitung untuk tiap tiap lapisan dengan persamaan:

$$T_{si} = A_{si} \cdot f_{si} \quad (2-$$

Nilai $A_{s,i}$ adalah luas tulangan pada satu lapisan dan nilai f_{si} adalah tegangan pada tulangan baja yang bersangkutan. Nilai f_{si} tergantung pada regangan yang terjadi ϵ_{si} , yang nilainya adalah:

$$\epsilon_{si} = 0,003 \cdot \frac{d_i - (l - c)}{c} \quad (2-61)$$

61)

sehingga tegangan pada tiap tiap lapisan tulangan baja (f_{si}) dapat ditentukan sebagai berikut:

$$1) \text{ jika } \epsilon_{si} < \frac{f_y}{E}$$

$$f_{si} = E_{si} \cdot \epsilon_{si} \quad (2-62)$$

62)

$$2) \text{ jika } \epsilon_{si} \geq \frac{f_y}{E}$$

$$f_{si} = f_y \quad (2-63)$$

63)

sumbangan gaya tekan beton C_c pada serat tertekan ditentukan sebagai berikut;

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot B \quad (2-64)$$

64)

Gaya tahanan nominal dinding geser merupakan penjumlahan gaya gaya reaksi dari beton dan baja dengan persamaan;

$$P_n = \sum C_c + \sum T_s \quad (2-$$

65)

dan

$$M_n = 0,85.f'c.a.B.0,5.(h-a) + \sum Csi.(0,5.h-di) \quad (2-$$

66)

