5.10 Perencanaan Beam Column Joint Kolo 173
5.10.1 Beam column joint menurut SKSNI 1991 173
1) Sengkang join 173
2) Tulangan intermediate 175
5.10.2 Beam column joint menurut RSNI 2002 176

BAB VI HASIL EVALUASI KERUSAKAN DAN PEMBAHASAN

6.1 Beban gempa pada struktur 178
6.2 Elemen struktur balok 181
6.2.1 Momen balok 181
1) Momen rencana balok 181
2) Momen tersedia balok 186
6.2.2 Gaya geser balok 186
1) Gaya geser rencana balok 186
2) Gaya geser tersedia balok 188
6.3 Elemen kolom 194
6.3.1 Momen ultimit dan gaya aksial kolom 194
1) Momen ultimit dan gaya aksial rencana kolom 194
2) Momen tersedia kolom 203
6.3.2 Gaya geser rencana kolom 205
6.3.3 Gaya geser tersedia kolom 209
6.4 Beam column joint 210
6.41 Gaya geser rencana *joint* 210
6.41 Gaya geser tersedia *joint* 211

BAB VII KESIMPULAN

7.1 Kesimpulan analisis 209
7.2 Saran 211
DAFTAR PUSTAKA 212
LAMPIRAN

Perencanaan bangunan tahan gempa mengutamakan faktor kesetabilan struktur yang mana faktor kesetabilan struktur dipengaruhi oleh kekakuan struktur (Wiwit Budi dan Hariyanto,2000). Kesetabilan struktur beton bertulang sangat dipengaruhi oleh kekuatan *joint* hubungan balok dan kolom dimana *joint* harus direncanakan sedemikian hingga memiliki sifat daktail (Gusti Andri, 1998). Penelitian terdahulu ini merupakan penelitian yang mana melakukan redesain pada gedung yang telah ada dengan memodifikasi ukuran struktur, sedangkan penelitian yang saya lakukan adalah penelitian untuk mengevaluasi bangunan yang runtuh akibat beban gempa.

Analisa kapasitas gaya yang terjadi pada ujung balok digunakan untuk merancang kekuatan kolom yang harus dikerahkan. Momen kapasitas balok merupakan momen yang sesungguhnya terjadi pada balok. Keadaan yang sesungguhnya inilah yang dapat digunakan sebagai acuan merancang kolom lebih kuat dari pada balok. Untuk mendapatkan kekuatan kolom lebih besar dari pada balok maka diprlukan komposisi tulangan dan dimensi kolom yang lebih besar dari pada balok.

Objek yang saya lakukan untuk analisa adalah Gedung Administrasi STIE Kerjasama jl Parangtritis KM 5 yang runtuh total akibat gempa berkekuatan 5.9 scala richter pada tanggal 27 Mei 2006 pada jam 05.55 WIB. Gedung Administrasi STIE Kerjasama memiliki keunikan ukuran kolom yang lebih kecil daripada dimensi balok. Kemungkinan awal bangunan ini pada saat pendesainan di tahun 1988 belum ada aturan sebagai pedoman perencanaan bangunan tahan gempa. Dimensi kolom yang tidak porposional memungkinkan kekuatan yang dikerahkan kolom sama dengan atau dapat lebih kecil dari pada balok sehingga kolom tidak mampu menahan kekuatan yang dilimpahkan balok pada saat terjadi gempa. Kejadian runtuh total pada struktur Gedung Administrasi STIE Kerjasama harus dianalisa kembali untuk mengetahui secara pasti hal yang dapat menyebabkan keruntuhan.

6. Perencanaan elemen menggunakan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971, SKSNI T-15-1991-03, RSNI 2002
7. Pembebanan struktur menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.
8. Beban gempa untuk desain ulang menggunakan beban horisontal metode statik ekivalen yang mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002 daerah gempa nomor IV.
9. Beban gempa untuk analisis kerusakan menggunakan beban horisontal metode statik ekivalen yang mengacu pada Peraturan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1981 *zone* gempa nomor III yang digunakan pada PBI 1971 dan Peraturan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 2002 *zone* gempa nomor IV yang digunakan pada SKSNI 1991 dan RSNI 2002.
10. Bangunan yang direncanakan terletak di daerah tanah lunak.
11. Pengaruh momen sekunder akibat defleksi horisontal atau efek P-Δ diabaikan.
12. Objek penelitian utama adalah momen yang terjadi pada balok dan kolom, gaya geser pada balok dan kolom, penulangan balok dan kolom, penulangan geser pada balok, kolom dan join.
13. Analisis struktur menggunakan program ETABS dengan portal 3 dimensi.
11. Desain Struktur direncanakan menggunakan tingkat daktilitas penuh.
12. Beton yang digunakan untuk analisis dan desain ulang adalah beton dengan mutu K 175.
13. Baja yang digunakan untuk analisis dan desain ulang adalah baja tulangan polos mutu U 24

Batasan masalah studi kasus Gedung Administrasi ini ditabelkan pada Tabel 1.1 sebagai berikut :

Tabel 1.1 Batasan masalah analisis dan desain gedung Administrasi STIE Kerjasama

NO	KETERANGAN	ANALISIS		
		1	2	3
1	Peraturan Perencanaan Gedung	PBI 1971	SKSNI 1991	RSNI 2002
2	Peraturan Perencanaan Gempa	PPTGIUG 1981	PPTGIUG 1982	TCPKGUBG 2002
3	Peraturan Pembebanan	PPIUG 1983	PPIUG 1983	PPIUG 1983
4	Mutu Beton	K175	K175	K175
5	Mutu Baja	U-24	U-24	U-24
6	Kuat desak beton (kg/cm^2)	175	175	175
7	Kuat leleh baja (kg/cm^2)	2400	2400	2400
8	Kondisi Tanah	lunak	lunak	lunak
9	Zone Gempa menurut peraturan	3	3	4
10	Geometri	3 dimensi	3 dimensi	3 dimensi
11	Arah pembebanan gempa	2 dimensi	2 dimensi	2 dimensj

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Prinsip Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Perencanaan bangunan tahan gempa mengacu pada konsep *strong column and weak beam*. Struktur utama bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total. Desain struktur berdasar desain kapasitas balok dan kolom sebagai control nilai nominal kekuatan elemen – elemen struktur.

3.2 Sistem Struktur Beton Bertulang

Sebagian besar bangunan di Jogjakarta menggunakan beton bertulang dengan pertimbangan harga material pembentuk beton di Jogja sangat murah. Sistem yang banyak diterapkan bangunan adalah bangunan portal terbuka untuk bangunan komersial, shear wall, dan tabung untuk kebutuhan penampungan air ataupun bahan kimia berbahaya.

System portal merupakan satu kesatuan monolit hubungan antara balok dan kolom. Struktur balok induk berfungsi menanggung gaya lentur dan gaya lateral yang memungkinkan akan terjadi sendi plastis. Kekakuan sambungan balok dan kolom sangat diutamakan dalam pendesainan portal terbuka. Pada daerah sambungan balok dan kolom terjadi gaya geser dan momen. Sambungan antara elemen struktur dinamakan joint. Hubungan antara balok dan kolom sedapat mungkin dijaga sifat daktailnya saat menanggung beban gempa.

3.3 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

3.3.1 Filosopi Desain Kapasitas

Prinsip desain kapasitas adalah sebagai berikut :

1) Salah satu elemen struktur didesain secara khusus agar dapat berfungsi untuk tujuan disipasi energi pada tingkat deformasi inelastik yang sering disebut sendi

plastis. Pada sendi plastis sering terjadi kerusakan geser dan kerusakan lentur sehingga perlu adanya desain secara detail tulangan lentur dan tulangan geser.

2) Elemen struktur yang lain didesain dengan kuat sehingga tidak terjadi kerusakan. Kolom merupakan elemen struktur yang memiliki sifat brittle dan kurang baik dalam melakukan disipasi energi. Pada kolom dihindari terjadi sendi plastis. Dalam perhitungan kolom diperkuat dengan memberikan nilai *overstrength* yang ada balok.

Konsep perencanaan struktur bahwa kolom didesain lebih kuat daripada balok disebut dengan istilah *strong column weak beam.*

3.3.2 Sendi Plastis di Balok

Sendi plastis adalah sendi yang terjadi seakan-akan pada elemen yang bersangkutan terdapat sebuah sendi, namun demikian sendi tersebut tidak bersifat bebas gesekan tetapi akan mempunyai daya tahan yang tetap terhadap rotasi (Winter dan Nilson, 1993). Pada prinsip desain kapasitas, elemen dimana sendi plastis berada sengaja diperlemah tetapi didesain dengan baik. Sendi plastis harus berperilaku daktail artinya elemen mampu berdeformasi secara inelastik secara berkelanjutan tanpa adanya pegurangan kekuatan yang berarti. Kerusakan geser (*shear failure)* sangat dihindari saat terjadi deformasi inelastik dengan cara memasang *"lateral confinement"*.

3.4 Pembebanan Struktur

3.4.1 Beban Statik

Beban statik terdiri atas beban mati (D) dan beban hidup (L). Perhitungan beban mati adalah dengan mengalikan volume struktur dengan berat jenis bahan; perhitungan beban hidup diperkirakan dari fungsi bangunan dikalikan luasan struktur.

$$F_i = \frac{W_i.h_i}{\sum W_i.h_i}.0{,}9.V \qquad (3.7)$$

dengan Fi adalah gaya horisontal akibat gempa tingkat ke-i, hi adalah tinggi lantai ke-i, Wi adalah berat lantai ke-I, dan V adalah gaya geser dasar sesuai persamaan 3.1.

2) TCPKGUBG 2002

Beban gempa merupakan gaya yang ditimbulkan oleh percepatan tanah sebagai representasi dari getaran yang ditimbulkan oleh gerakan tanah sesuai hukum Newton II $F = m\ x\ a$ yang mana a adalah percepatan, m adalah masa, F adalah gaya.

Sebelum ada TCPKGUBG 2002, peraturan yang digunakan untuk mendesain gedung adalah PPTGIUG 1981 untuk merencanakan beban gempa dan SKSNI 1991 untuk perencanaan struktur beton. Indonesia dibagi menjadi 6 daerah gempa yang ditunjukkan pada Gambar 2 dalam Lampiran 1.

Waktu getar alami struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :

$$T_1 = 6{,}3.\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i.d_i^{\,2}}{g.\sum_{i=1}^{n} F_i.d_i}} \qquad (3.8)$$

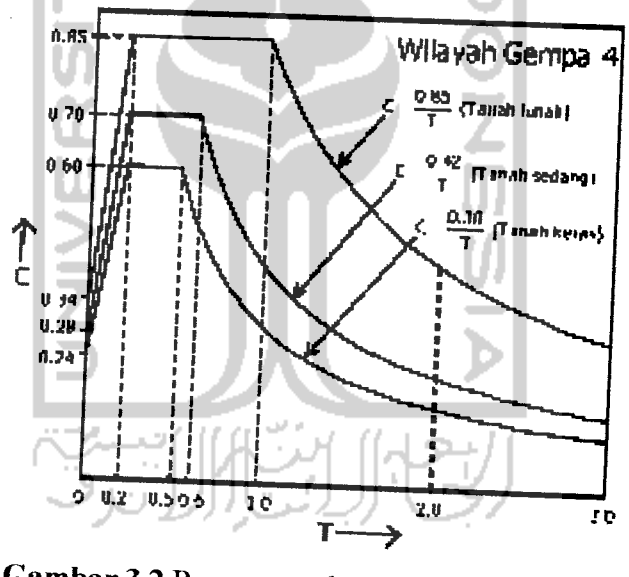
di mana W_i adalah berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai, F_i adalah beban gempa nominal statik ekuivalen, d_i adalah simpangan horizontal lantai tingkat ke-i yang dinyatakan dalam satuan mm, dan g adalah percepatan gravitasi yang detetapkan sebesar 9810 mm/det^2. Nilai d_i dihitung dengan persamaan berikut :

$$d_i = \sum_{i=1}^{n} F_j.k_i \qquad (3.9)$$

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami T dari struktur gedung harus dibatasi dengan koefisien ζ pada *Tabel 8 SNI 03-1726-2002* untuk wilayah gempa struktur berada dan jumlah tingkat n menurut persamaan

$$T < \zeta.n \qquad (3.10)$$

yang mana T merupakan nilai menurut persamaan 3.4 atau persamaan 3.8 tetapi tidak lebih besar daripada persamaan 3.10 digunakan untuk mengetahui nilai respon spektrum gempa Indonesia (C) dengan menerapkan hubungan antara T dan C yang ditunjukkan pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Respons spektrum gempa rencana

Gedung dikatagorikan terhadap probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung. Pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I menurut persamaan 3.11 berikut :

$$I = I_1 + I_2 \qquad (3.11)$$

di mana I_1 adalah faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa dan I_2 adalah faktor keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa. I_1 dan I_2 ditetapkan menurut *Tabel 1 SNI 03-1726-2002.*

V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, maka berlaku persamaan 3.12 sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_e}{R} \qquad (3.12)$$

yang mana faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung yang ditetapkan nilainya $f_1 = 1{,}6$. R disebut faktor reduksi gempa dan R_m adalah faktor reduksi maksimum yang dapat dilihat di *Tabel 3 PPTGIUG 2002*. Hubungan antara R dan R_m adalah sesuai persamaan :

$$1{,}6 \le R = \mu.f_1 \le R_m \qquad (3.13)$$

Dalam *Tabel 2 SNI 03-1726-2002* dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya.

Pedoman perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2002 nilai beban geser dasar nominal ekuivalen akibat gempa dapat dinyatakan dalam:

$$V = \frac{C.I}{R} W_t \qquad (3.14)$$

yang mana V adalah beban gempa nominal atau beban geser total, V_n adalah beban gempa nominal atau beban geser total, C adalah nilai faktor respon gempa berlaku untuk wilayah gempa tertentu dan untuk jenis tanah tertentu pula, I adalah faktor keutamaan dan R adalah faktor reduksi gempa. Nilai C diperoleh dari spektrum respon gempa rencana menurut wilayah gempa bangunan tersebut akan dibangun. Pemakaian faktor keutamaan (I) disesuaikan menurut kegunaan gedung yang akan di bangun. Faktor C, I dan R dapat dilihat

1) Faktor beban yang disyaratkan dalam *Pasal 10.1.(5) PBI 1971* adalah sebagai berikut:

$$U = 1{,}5.(D + L) \quad (3.18)$$

$$U = 1{,}05.(D + L \pm E) \quad (3.19)$$

yang mana nomor persamaan 3.18 dan 3.19 secara berturut-turut adalah koefisien untuk beban tetap dan untuk beban sementara, D adalah beban mati, L adalah beban hidup, dan E adalah beban gempa.

2) Faktor beban yang disyaratkan dalam *pasal 3.2.2 SKSNI T-15-1991-03* adalah sebagai berikut:

$$U = 1{,}2.D + 1{,}6.L \quad (3.20)$$

$$U = 1{,}05\,(D + L + E) \quad (3.21)$$

$$U = 0{,}9.(D \pm E) \quad (3.22)$$

yang mana D adalah beban mati, L adalah beban hidup, dan E adalah beban gempa.

3) Faktor beban yang disyaratkan *pasal 11.2 RSNI 2002* adalah sebagai berikut :

$$U = 1{,}4.D \quad (3.23)$$

$$U = 1{,}2.D + 1{,}6.L \quad (3.24)$$

$$U = 1{,}2.D + 1{,}0.L \pm 1{,}0.E \quad (3.25)$$

$$U = 0{,}9.(D \pm E) \quad (3.26)$$

yang mana D adalah beban mati, L adalah beban hidup, dan E adalah beban gempa.

3.4.4 Faktor Reduksi Kekuatan

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat minimalnya harus direduksi dengan faktor reduksi kekuatan yang sesuai dengan sifat

beban. Tabel 3.1 menunjukkan faktor reduksi yang disyaratkan dalam *pasal 3.2.3.2) SKSNI T-15-1991-03* sebagai berikut :

Tabel 3.1 Faktor reduksi kekuatan (SKSNI T-15-1991-03)

No	φ	Fungsi
1	0,8	Lentur tanpa beban aksial
2	0,7	Aksial tekan dan aksial tekan lentur dengan tulangan sepiral maupun sengkang ikat
3	0,65	Untuk aksial tekan dan aksial tekan lentur dengan tulangan sengkang biasa
4	0,6	Untuk geser dan torsi
5	0,7	Tumpuan pada beton

RSNI 2002 menyatakan bahwa kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser dan torsi, harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal dengan faktor reduksi *(φ)* kekuatan. Tabel 3.2 menunjukkan faktor reduksi kekuatan yang disyaratkan dalam *pasal 11.3.2) RSNI 2002* sebagai berikut :

Tabel 3.2 Faktor reduksi kekuatan (RSNI 2002)

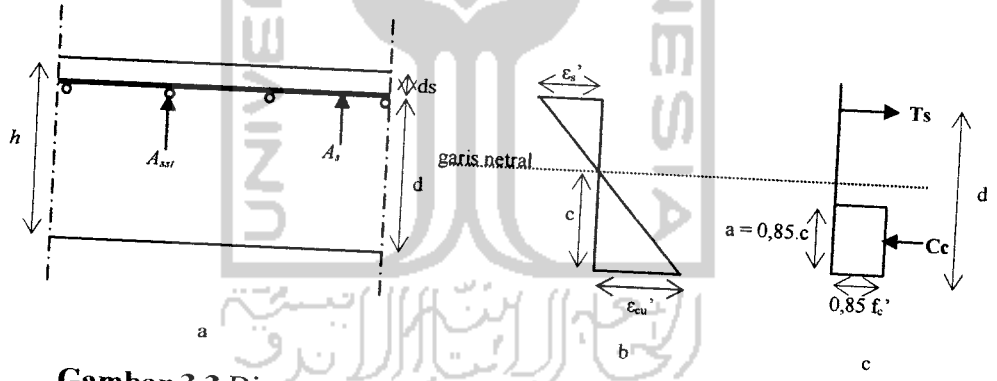
No	φ	Fungsi
1	0,8	Lentur tanpa beban aksial
2	0,8	Aksial tarik dan aksial tarik lentur
3	0,7	Untuk aksial tekan dan aksial tekan lentur dengan tulangan spiral
3	0,65	Untuk aksial tekan dan aksial tekan lentur dengan tulangan sengkang biasa
4	0,75	Untuk geser dan torsi
5	0,65	tumpuan pada beton

3.5 Karakteristik Desain Elemen Struktur

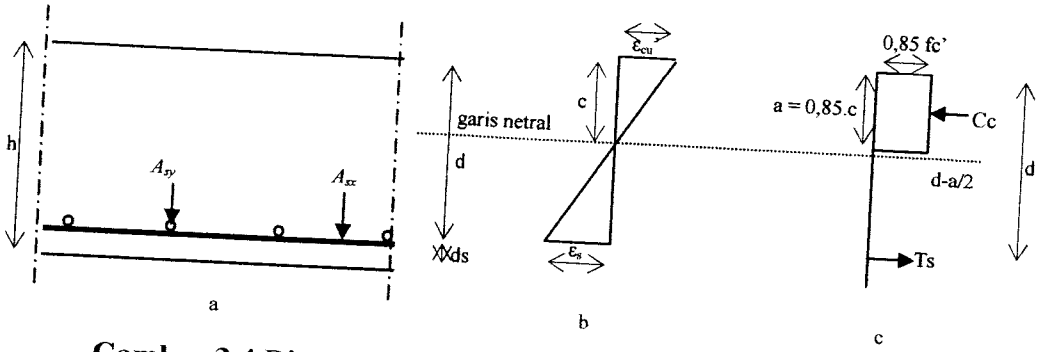
3.5.1 Perencanaan Plat Lantai

Plat adalah elemen struktur yang menahan beban merata pada ruangan. Beban dari ruangan ditransfer ke balok oleh tulangan plat lantai. Plat lantai terdiri dari tulangan lapangan, tulangan tumpuan, dan tulangan susut. Kondisi regangan dan tegangan pada daerah tumpuan dan lapangan dapat dilihat dalam Gambar 3.3 dan Gambar 3.4.

Pada masing-masing tepi plat dapat terjepit elastis atau terjepit penuh, momen-momen yang ada di dalam plat lantai dapat dihitung dengan perantara *Tabel 1* yang ada pada *Lampiran 2*. Untuk nilai-nilai antara dari $\frac{L_y}{L_x}$ dapat dilakukan interpolasi secara linear.



Gambar 3.3 Diagram tegangan regangan pada daerah tumpuan plat



Gambar 3.4 Diagram tegangan regangan pada daerah lapangan plat

dan apabila tepi plat terjepit bebas, maka diperhitungkan adanya momen tumpuan sebesar persamaan :

$$Mt_y = -0{,}3.Ml_x \qquad (3.29)$$

Pada bentang pendek diperhitungkan adanya momen tumpuan positif sebesar persamaan :

$$Mt_x = 0{,}3.Ml_x \qquad (3.30)$$

yang mana Ml_y adalah momen lapangan arah bentang panjang atau arah Y, Ml_x adalah momen lapangan arah bentang pendek atau arah X, Mt_y adalah momen tumpuan arah Y, dan Mt_x adalah momen tumpuan arah X.

Plat satu arah menurut *SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.1.3* memiliki ketentuan sebagai berikut :

a. Minimum harus ada dua bentang
b. Bentang yang lebih besar dari dua bentang yang bersebelahan memiliki perbedaan tidak lebih dari 20% bentang pendek plat lantai.
c. Beban yang bekerja merupakan beban terbagi rata
d. Beban hidup per unit tidak melebihi tiga kali beban per unit
e. Komponen strukturnya prismatis

Tebal minimum yang disyaratkan dalam *SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.2.5.2* sebagai kontrol lendutan terdapat di Tabel 3.4.

SKSNI-T-15-1991-03 pasal 2.2.5 tebal plat dibatasi dengan persamaan sebagai berikut

$$h \leq \frac{L_n \cdot \left(0{,}8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36} \qquad (3.31)$$

dengan M_u adalah momen ultimit plat, M_n adalah momen nominal plat, dan φ adalah faktor reduksi yang dapat dilihat dalam **Tabel 3.4**. Kuat rencana plat dapat dihitung dengan keseimbangan gaya dalam dan dapat juga dengan rumus. Perencanaan plat menggunakan keseimbangan gaya dalam adalah sebagai berikut :

$$M_n = C_c.\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (3.36)$$

$$C_c = 0{,}85.f'_c.b.a \qquad (3.37)$$

dengan b adalah lebar plat yang ditinjau dalam 1 meter, d adalah tingi efektif plat lantai, a adalah tinggi beton desak.

Nilai a dapat dihitung dengan mensubtitusikan persamaan 3.37 ke dalam persamaan 3.36. Sebagaimana yang telah ditampilkan dalam Gambar 3.3, maka keseimbangan gaya dalam dapat dituliskan dalam persamaan 3.38 sebagai berikut :

$$A_s.f_y = 0{,}85.f'_c.b.a \qquad (3.38)$$

dengan A_s adalah luas tulangan tarik, f_y adalah tegangan leleh baja tulangan tarik satuan dalam MPa, f'_c adalah tegangan beton desak dengan satuan MPa, b adalah lebar pelat , dan a adalah tinggi beton desak.Luas tulangan yang dibutuhkan oleh plat dapat dihitung dengan persamaan 3.38 di atas. Langkah selanjutnya adalah mengkontrol rasio tulangan sesuai persamaan 3.39 berikut :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \geq \rho_{\min} = \frac{1{,}4}{f_y} \qquad (3.39)$$

dengan ρ adalah rasio luas tulangan tarik, f_y adalah tegangan leleh baja tulangan tarik, f'_c adalah tegangan beton desak, b adalah lebar pelat , dan d

adalah jarak dari pusat tulangan tarik ke tepi beton desak. Luas tulangan yang dibutuhkan oleh plat dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$A_s = \rho.b.d \qquad (3.40)$$

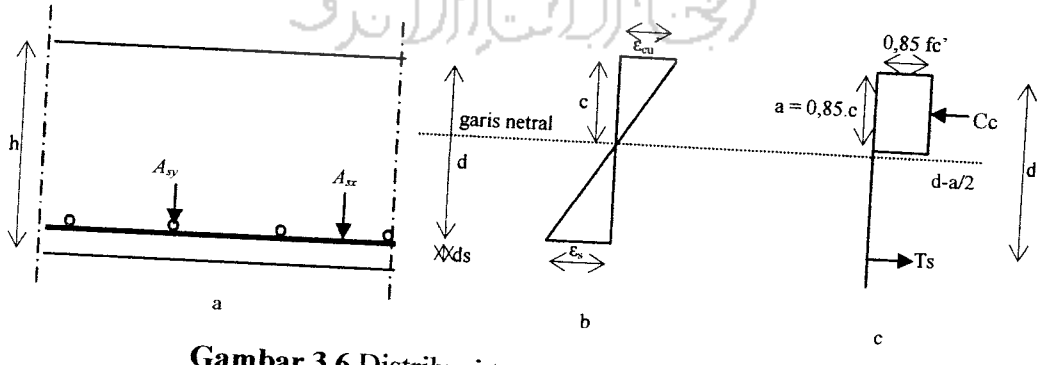
Jarak tulangan dapat dihitung dengan persamaan :

$$S = \frac{A_{1D}.1000}{A_s} \qquad (3.41)$$

dengan A_{1D} adalah luas tulangan satu tulangan pokok yang dipakai, 1000 adalah lebar plat yang ditinjau dalam satu meter. Jarak tulangan pokok tidak boleh lebih dari 20 cm atau 2 kali tebal plat lantai (*Pasal 14.5 ayat 1 PBI 1971*).

2) Plat Dua Arah

Desain plat dua arah menurut *pasal 13.4 ayat (2) PBI* 1971 adalah bila rasio antara lebar plat (L_y) dengan bentang plat (L_x) kurang dari 2,5 (dua setengah). L_y dan L_x dapat dilihat pada Gambar 3.5. Pola penyaluran beban plat ke balok berbentuk trapesium dengan sudut 45°. Pola penyaluran beban dapat dilihat pada Gambar 3.5



Gambar 3.6 Distribusi tegangan regangan plat lantai

SKSNI-T-15-1991-03 pasal 2.2.5 tebal plat dibatasi dengan persamaan sebagai berikut

$$h \leq \frac{L_n \cdot \left(0{,}8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36} \qquad (3.42)$$

$$h \leq \frac{L_n \cdot \left(0{,}8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9.\beta} \qquad (3.43)$$

dengan h adalah tebal plat lantai, Ln adalah panjang netto plat dalam sisi pendek (L_x) yang dapat dilihat dalam Gambar 3.5, β adalah rasio antara panjang netto plat pada sisi panjang dengan sisi pendek (L_y/L_x).

Tulangan susut dapat dihitung dengan persamaan 3.44 sebagai berikut :

$$A_{sst} = 0{,}002.b.h \qquad (3.44)$$

Momen ultimit (M_u) yang bekerja pada plat dapat dihitung dengan persamaan :

$$M_u = 0{,}001.q.L_x^2.x \qquad (3.45)$$

dimana M_u adalah momen ultimit yang bekerja, q adalah beban terbagi rata, L_x adalah lebar plat lantai yang dapat dilihat dalam Gambar 3.5, dan x adalah faktor pengali distribusi momen sesuai dengan *Tabel 13.3.1* dan *Tabel 13.3.2* yang dapat dilihat dalam Tabel 1 di Lampiran 2.

$$M_n = \frac{M_u}{\varphi} \qquad (3.46)$$

dengan M_u adalah momen ultimit plat, M_n adalah momen nominal plat, dan φ adalah faktor reduksi yang dapat dilihat dalam Tabel 3.4. Kuat rencana plat dapat dihitung dengan keseimbangan gaya dalam dan dapat juga dengan rumus. Perencanaan plat menggunakan keseimbangan gaya dalam adalah sebagai berikut :

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (3.47)$$

3.5.2 Perencanaan Balok

Balok adalah batang-batang yang direncanakan mampu menahan kombinasi momen lentur dan gaya geser. Dasar perencanaan tulangan balok menggunakan reidistribusi moment akibat kombinasi beban gempa, beban mati, beban hidup yang nilai moment positif > 0.5 x moment negatif ($M^+ > 0.5\ M^-$). Park dan Pauly (1975) mengatakan bahwa berdasarkan analisis tampang daktilitas potongan akan semakin besar pada pemakaian tulangan desak yang semakin besar. Apabila *requered strength* balok menurun maka *requered strength* kolom pada daerah kritik (M^-) juga akan mengecil. Tahapan perencanaan balok adalah sebagai berikut :

1) Redistribusi Moment

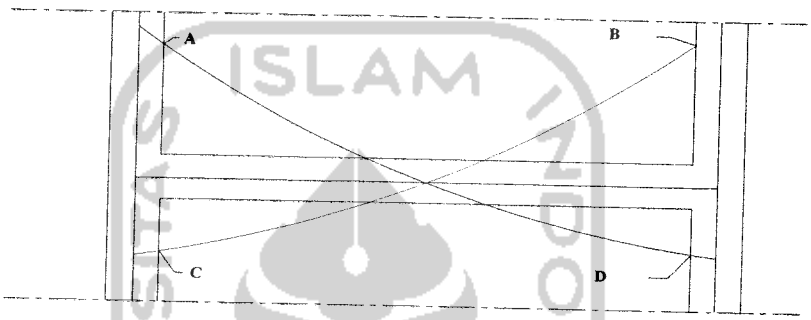
Struktur dengan dominasi beban gempa memiliki kondisi momen negatif M^- jauh lebih besar dibanding dengan momen positif M^+. Apabila perencanaan balok didasarkan pada keadaan tersebut, maka ukuran balok akan sangat besar untuk mencukupi kebutuhan M^- sedangkan pada M^+ hanya diperlukan ukuran yang relatif kecil. Ketidak seimbangan momen yang terjadi pada balok kanan dan kiri akan menimbulkan kelebihan tulangan lentur. Tulangan lentur yang berlebihan akan menyebabkan pembesaran momen kolom dan pondasi. Momen perlu untuk mendesain kolom sebanding dengan *momen perlu negatif* pada balok. Cara mengatasi permasalahan tersebut antara lain :

a. Mengurangi momen maksimum absolut (M^-) dan mengkompensasi ke *uncritical beam moment* (M^+).
b. Memberikan required strength $M^+ > 0{,}5.M^-$ elemen balok.
c. Menyamakan besarnya momen akibat kombinasi dengan beban gempa yang bekerja pada bolak-balik pada kanan dan kiri balok.
d. Mengurangi besarnya momen yang masuk dalam kolom dengan cara menggunakan momen muka kolom untuk mendesain balok.

Selisih momen hasil distribusi dibatasi maksimal 30% dari momen asli sebelum diredistribusi.

Syarat redistribusi momen pada analisis struktur dominasi beban gempa adalah sebagai berikut :

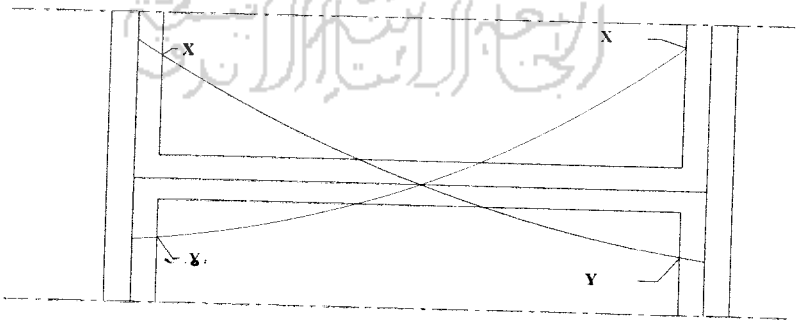
a. M+ > 0,5.M- (pasal 3.14.3.2.(2) SKSNI 1991)
b. ΣMsebelum redistribusi > ΣMsetelah redistribusi
c. Selisih momen awal dengan momen redistrtibusi dibatasi maksimum 30% dari momen awal (Paulay and Priestley, 1992)



Gambar 3.7 *Moment akibat gempa arah kanan dan kiri untuk dominasi beban gempa*

$$M^{+} = \frac{(A+B+C+D)-(2.X)}{2} = Y \qquad (3.53)$$

$$Y \geq (0{,}5.X) \rightarrow Trial\ and\ error \qquad (3.54)$$



Gambar 3.8 *Moment hasil redistribusi untuk dominasi beban gempa*

Dengan A, B, dan X adalah moment negatif balok (M^{-}) dan C, D, dan Y adalah moment positif balok (M^{+})

yang mana A_{s2} adalah luas tulangan yang dibutuhkan untuk menahan sisa momen nominal yang ditahan oleh tulangan sebelah.

3) Balok tulangan rangkap dengan baja desak belum leleh dan telah leleh

Menurut Gambar 3.11 c dan d dapat dituliskan keseimbangan gaya-gaya horizontal dalam persamaan

$$T_{s1}+T_{s2} = C_c.C_s \qquad (3.67)$$

Menurut Gambar 3.11 b dapat diketahui nilai regangan baja desak seuai persamaan

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c}.\varepsilon_c = \frac{a-\beta_1.d'}{a}.\varepsilon_c \qquad (3.68)$$

Persamaan 3.66 dapat dijabarkan dalam persamaan berikut ini

$$A_{st}.f_y = 0{,}85.f'_c.a.b + A_s'.\ \frac{a-\beta_1.d'}{a}.\varepsilon_c.E_s \qquad (3.69)$$

Persamaan 3.68 tersebut dapat menghasilkan persamaan tingkat tiga sehingga kedalaman beton desak *a* dapat dihitung. Nilai *a* dapat digunakan untuk mengkontrol nilai regangan baja desak dengan persamaan

$$\varepsilon_s' = \frac{a-\beta_1.d'}{a}.\varepsilon_c \qquad (3.70)$$

bila $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$ maka baja desak telah leleh sehingga $f_s' = f_y$ dan bila $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$ maka baja desak belum leleh sehingga f_s' ditentukan dalam persamaan

$$f_s' = \varepsilon_s'.E_s \qquad (3.71)$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan oleh material adalah jumlah M_{n1} dan M_{n2} sesuai persamaan berikut

$$M_{n1} = 0{,}85.f'_c.b.a.\ (d-a/2) \qquad (3.72)$$

$$M_{n2} = A_s'.f_s'.(d-d') \qquad (3.73)$$

4) Perencanaan Momen Kapasitas Balok

Dalam konsep desain kapasitas momen kapasitas balok menjadi momen rencana kolom. Momen kapasitas balok merupakan momen yang sesungguhnya terjadi pada balok setelah balok didesain sebagai balok tulangan rangkap.

Perhitungan momen kapasitas balok mengansumsikan tulangan tarik dan desak balok bekerja secara bersamaan. Balok mengalami gerakan bolak-balik sehingga perhitungan momen kapasitas dilakukan 2 kali yaitu saat tulangan tarik mengalami tarik dan saat tulangan tarik mengalami desak. Kedua momen kapasitas ini sering disebut sebagai M_{kap}^{+} dan M_{kap}^{-}.

Perhitungan momen kapasitas positif (M_{kap}^{+}) mengasumsikan tulangan atas sebagai tulangan tarik dan tulangan bawah sebagai tulangan desak. Perhitungan momen kapasitas negative (M_{kap}^{-}) mengasumsikan tulangan atas sebagai tulangan desak dan tulangan bawah sebagai tulagan tarik.

Diasumsikan tulangan desak telah leleh. Saat tulangan tarik mencapai kekuatan maksimum *(overstrength)* regangan baja desak masih di daerah *yield plateu* sehingga tegangan baja desak belum mencapai kekuatan maksimum. SKSNI 1991 memberikan nilai *overstrength factor* sebesar $\phi_0 = 1{,}25\ untuk\ fy < 400\ MPa$ dan $\phi_0 = 1{,}4\ untuk\ fy \geq 400\ MPa$. *SKSNI 1991 pasal 3.14.3 ayat 2* mensyaratkan kuat momen positif pada sisi muka dari join tidak boleh kurang dari setengan kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka dari join tersebut.

Keseimbangan gaya horizontal yang terdapat dalam balok seperti tergambar dalam Gambar 3.11 c dapat dinyatakan dalam persamaan 3.74 sebagai berikut :

$$T_s = C_s + C_c \qquad (3.74)$$

Gaya geser dapat dihitung dengan salah satu dari bebarapa acuan perencanaan. Dalam PBI 1971 tidak ada penjelasan mengenai perencanaan gaya geser balok sehingga gaya geser balok diambil langsung dari analisis struktur .

Dalam *pasal 3.14.7.1).(1) SKSNI T-15-1991-03* mensyaratkan pada daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis, gaya geser yang disumbangkan beton dianggap sama dengan nol. Besar gaya geser rencana yang harus ditahan strruktur adalah sebagai persamaan berikut :

$$V_u = 0{,}7.\frac{M_{kap.i} + M_{kap.a}}{L_n} + 1{,}05.(V_D + V_L) \qquad (3.84)$$

tetapi gaya geser tidak perlu lebih besar dari persamaan 3.85 berikut :

$$V_u = 1{,}05.(V_D + V_L + \frac{4}{K}.V_E) \qquad (3.85)$$

yang mana $M_{kap.i}$ adalah momen kapasitas balok ujung kiri, $M_{kap.a}$ adalah momen kapasitas balok ujung kanan, L_n adalah bentang bersih balok, V_D adalah gaya geser balok akibat beban mati, V_L adalah gaya geser balok akibat beban hidup, dan V_E adalah gaya geser akibat beban gempa.

Sedangkan RSNI 2002 memiliki persyaratan dalam menentukan gaya geser struktur lentur yang terdapat dalam *pasal 23.3 ayat 4 RSNI 2002*. Nilai gaya geser dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u.L}{2} \qquad (3.86)$$

yang mana M_{pr} adalah momen kapasitas balok $\frac{W_u.L}{2}$ adalah gaya geser yang diakibatkan oleh beban mati dan beban hidup sehingga persamaan 3.86 dapat ditulis kembali dalam persamaan 3.87 berikut :