

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Portal merupakan suatu rangka struktur pada bangunan gedung yang harus mempunyai kemampuan menahan beban-beban yang bekerja padanya, baik itu berupa beban mati, beban hidup maupun beban-beban sementara, untuk itu portal mempunyai fungsi sebagai tumpuan utama kekuatan bangunan dalam menjalankan fungsinya selama umur yang direncanakan, dalam keadaan aman, fungsional dan tetap memiliki nilai ekonomis dalam pembangunannya.

Pada saat terjadi gempa bangunan mengalami gerakan vertikal dan horisontal. Gaya gempa, baik dari arah vertikal maupun horisontal akan timbul dititik-titik massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang memadai. Oleh karena itu struktur umumnya jarang sekali runtuh akibat gaya gempa vertikal. Sebaliknya gaya gempa horisontal menyerang titik-titik lemah pada struktur yang kekuatannya tidak memadai dan langsung menyebabkan keruntuhan. Prinsip utama dalam perancangan tahan gempa ialah meningkatkan kekuatan struktur gaya lateral kesamping yang umumnya tidak memadai.

Dalam upaya meningkatkan kekuatan struktur akibat adanya gaya lateral ini, portal mempergunakan *bracing system* yang diharapkan dapat meningkatkan kekakuan portal secara keseluruhan, sehingga lendutan dan perpindahan lateral yang disebabkan oleh gaya lateral ini dapat dibatasi, selain itu juga untuk memperoleh suatu kestabilan struktur yang lebih baik. Oleh karena itu *design bracing system* yang direncanakan hendaknya dapat menyerap energi akibat beban lateral yang

terjadi, sehingga pengaku akan mengalami luluh terlebih dahulu sebelum portal mengalami kerusakan.

Dalam perencanaan sistem pengaku ini diperlukan suatu ketelitian dan perhatian yang tinggi khususnya pada perencanaan gedung bertingkat banyak, karena sistem pengaku ini memerlukan 1/3 dari biaya struktur bahkan akan lebih tinggi lagi apabila tidak direncanakan dengan baik (Englekirk, 1990).

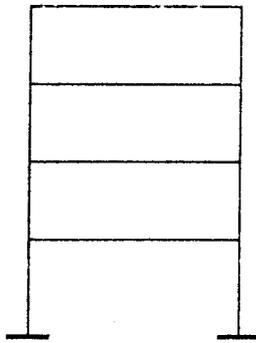
3.2 Jenis-jenis Sistem Pengaku pada Struktur Portal

Jenis-jenis sistem pengaku yang telah dikembangkan bertujuan untuk memperkaku rangka struktur baik dalam arah horisontal maupun pada arah vertikal. Jenis pengaku struktur baja yang umum digunakan untuk keperluan bangunan tinggi adalah kerangka dengan sistem kerangka terbuka (*open frame*), kerangka diperkaku secara konsentrik (*concentrically braced frame*) dan kerangka diperkaku secara eksentrik (*eccentrically braced frame*).

3.2.1 Kerangka dengan sistem *open frame*

Sistem kerangka terbuka harus bersifat kaku, sehingga tetap kuat, stabil dan aman selama umur pemakaian. Kekuatan maupun kestabilan portal ini dalam menahan beban lateral sangat tergantung pada kemampuan dari masing-masing elemennya. Pada sistem ini sambungan titik buhul dengan masing-masing elemen harus kaku, sehingga kemampuan portal secara menyeluruh dalam menahan beban-beban lateral yang bekerja akan mengalami peningkatan.

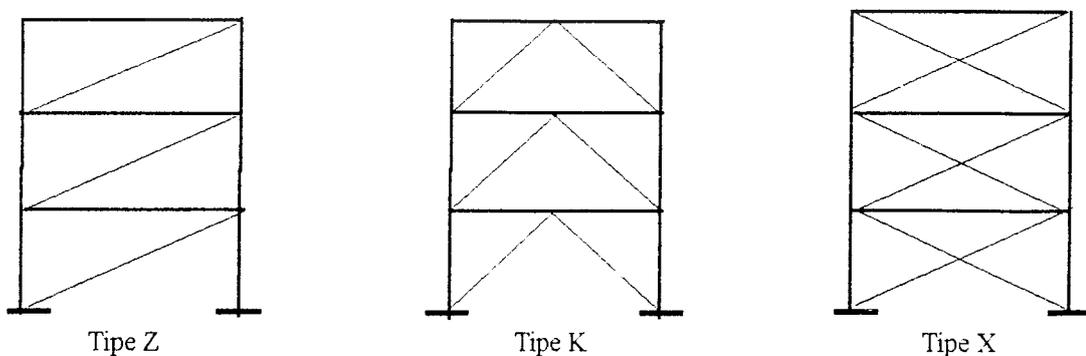
Kerugian dari sistem pengaku jenis ini untuk ketinggian tertentu tidak ekonomis karena akan terjadi simpangan yang semakin besar, sehingga memerlukan dimensi profil yang lebih besar. Oleh karena itu sistem ini akan menjadi lebih mahal dibandingkan dengan sistem yang lainnya. Adapun keuntungan yang diperoleh dari sistem pengaku jenis ini adalah lebih fleksibel dari segi arsitekturnya, terutama dalam hal pengaturan lobang-lobang pada dinding-dindingnya seperti ditunjukkan pada gambar 3.1.



Gambar 3.1 Portal baja dengan sistem kerangka terbuka

3.2.2 Kerangka dengan sistem pengaku konsentrik

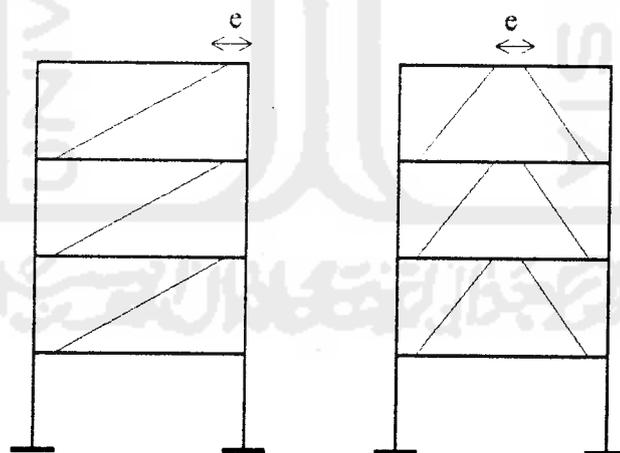
Sistem kerangka diperkaku konsentrik adalah kerangka struktur yang mempunyai sistem pengaku terletak pada diagonal setiap petak rangkanya. Rangka pengaku dengan batang-batang diagonal ini memiliki tiga tipe yaitu pengaku dengan tipe Z, X dan K. Pada sistem pengaku konsentrik tipe Z, batang-batang diagonal dapat berfungsi sebagai batang tarik ataupun batang tekan. Untuk jenis pengaku konsentrik tipe X terdapat dua batang diagonal yang saling bersilangan yang juga berfungsi sebagai batang tarik atau batang tekan tergantung dari pembebanannya. Salah satu kelemahan dari pengaku tipe X ini dapat mengganggu untuk penempatan pintu, jendela dan lain-lain. Untuk pengaku tipe K mempunyai keuntungan bagi balok portalnya karena balok akan memiliki tumpuan pada tengah bentangnya dan dapat membantu balok dalam menahan beban vertikal sehingga dapat mengurangi dimensi dari balok itu sendiri. Adapun untuk tipe Z, tipe K dan tipe X dapat ditunjukkan pada gambar 3.2.



Gambar 3.2 Portal dengan sistem kerangka diperkaku tipe konsentrik.

3.2.3 Kerangka dengan sistem pengaku eksentrik

Sistem kerangka diperkaku eksentrik (*eccentrically braced frame*) adalah suatu kerangka pengaku yang diletakkan secara diagonal, akan tetapi satu atau dua ujung batang pengaku akan terletak pada suatu jarak tertentu (terdapat eksentrisitas cukup pendek) dari titik-titik pertemuan antara balok dan kolomnya. Sistem ini akan memberikan keuntungan secara arsitektural yang lebih baik dari tipe dua sistem pengaku sebelumnya, karena pada sistem ini masih terdapat tempat yang cukup lapang untuk lubang-lubang yang umum dibutuhkan. Sistem kerangka diperkaku secara eksentrik ini mempunyai respon yang paling baik dalam analisa plastis ketika menerima beban lateral. Keberhasilan suatu sistem pengaku adalah terletak pada kemampuannya dalam menyerap energi yang sangat besar dan sangat konsisten sampai sejumlah putaran (*cycle*) yang cukup tinggi (K. David, 1988), (Balendra, T,dkk, 1987). Adapun sistem kerangka diperkaku secara eksentrik dapat ditunjukkan pada gambar 3.3.



Gambar 3.3 Portal dengan sistem kerangka diperkaku tipe eksentrik.

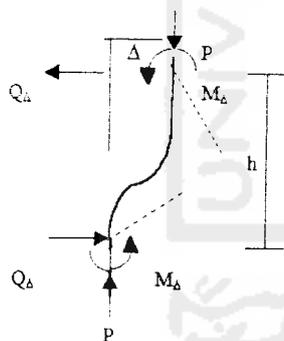
3.3 Simpangan (*Story Drift*)

Suatu portal diasumsikan sebagai suatu kolom yang akan mengalami lendutan apabila menerima beban lateral. Besar kecilnya lendutan tergantung dari beban vertikal dan gaya lateral yang terjadi.

Pada gambar 3.4 memperlihatkan gaya-gaya yang timbul pada batang kolom portal akibat lendutan lateral (ke samping) yang disebabkan oleh gaya horisontal. Momen (M_{Δ}) dan gaya geser (Q_{Δ}) adalah bagian dari momen dan gaya geser yang diperlukan untuk mengimbangi momen P_{Δ} . Syarat keseimbangan untuk keadaan pada gambar 3.4 adalah :

$$P_{\Delta} = Q_{\Delta} \cdot h + 2M_{\Delta} \quad (3.1)$$

Lendutan lateral Δ biasanya disebut dengan simpangan (*story drift*). Pada portal akan terjadi simpangan akibat dari beban lateral tanpa memandang komponen-komponen batangnya, namun cara mempertahankan keseimbangan terhadap momen P_{Δ} berlainan, tergantung pada kondisi pengekangan (*restraint*). Gedung dengan kerangka batang vertikal yang bertitik tumpu sendi, pada pembebanan lateral gedung tersebut tidak memiliki kontinuitas pada tumpuannya, sehingga momen tidak terjadi, sedangkan batang diagonal dan horisontal harus memikul semua gaya geser Q_{Δ} . Keseimbangan itu adalah :



$$Q_{\Delta} = \frac{P_{\Delta}}{h} \quad (3.2)$$

Gambar 3.4 Momen lentur sekunder akibat P_{Δ} pada portal

(Salmon&Johnson, 1993)

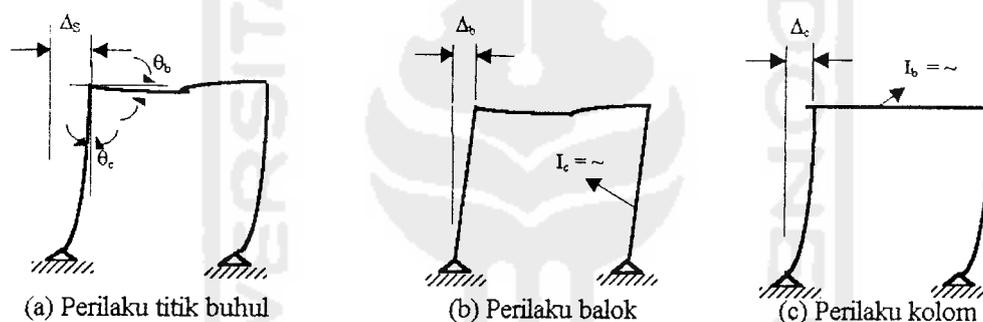
Sebaliknya, jika batang-batang disambung secara kaku tanpa batang diagonal, ketahanan (*resistance*) terhadap geser akan sangat kecil. Dengan mengabaikan daya tahan gesernya, maka :

$$M_{\Delta} = \frac{P_{\Delta}}{2} \quad (3.3)$$

Dalam analisa *drift* menurut Robert Englekirk (1994), portal dianggap sebagai balok kantilever yang karena beban horisontal akan mengalami deformasi arah lateral. Deformasi (Δ) yang terjadi ini secara umum meliputi dua komponen utama yaitu deformasi sebagai kontribusi dari geser (Δ_s) dan deformasi sebagai kontribusi dari lentur (Δ_f). Persamaannya dapat ditulis sebagai berikut :

$$\Delta = \Delta_f + \Delta_s \quad (3.4)$$

Pada portal bertingkat banyak, deformasi lateral yang terjadi meliputi deformasi lentur ditambah dengan deformasi geser. Untuk menghitung besar simpangan portal kontribusi geser (Δ_s) dihitung dengan menjumlahkan simpangan akibat lenturan balok dan kolom (Δ_b dan Δ_c) seperti ditunjukkan pada gambar 3.5.



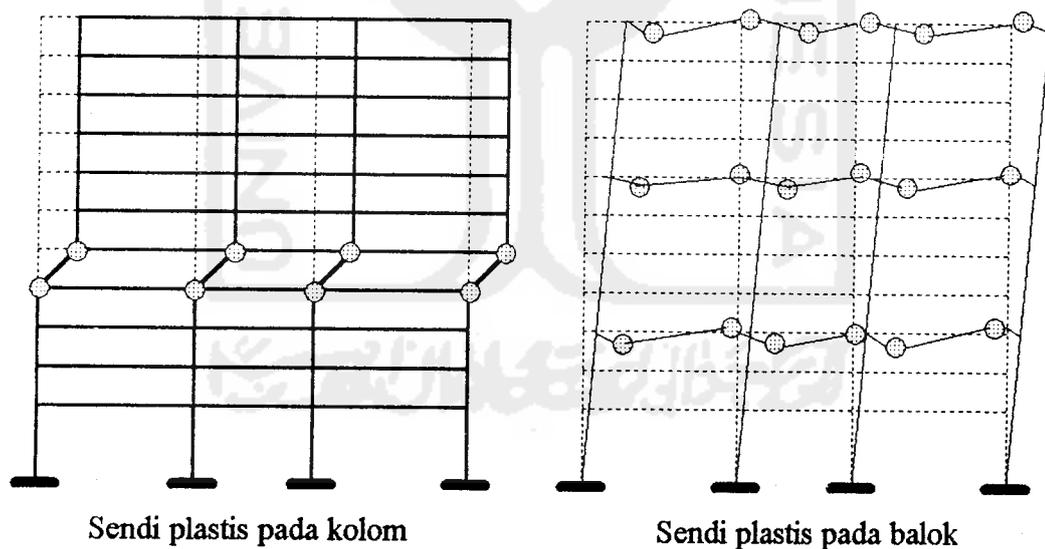
Gambar 3.5 Komponen deformasi geser pada portal

(Robert Englekirk, Steel Structures-Controlling Behavior Through Design, 1994)

Deformasi yang terjadi pada portal tersebut sebagai akibat bekerjanya gaya lateral. Hal ini mengakibatkan terjadi rotasi, baik pada balok maupun pada kolom ($\theta_b = \theta_c$) seperti pada gambar 3.5.(a). Sedangkan untuk menganalisa lendutan yang terjadi, maka dipakai anggapan bahwa kekakuan kolom adalah tak hingga untuk memperoleh simpangan balok (Δ_b) seperti ditunjukkan pada gambar 3.5.(b) dan anggapan bahwa kekakuan balok adalah tak hingga untuk memperoleh simpangan kolom (Δ_c) seperti ditunjukkan pada gambar 3.5.(c).

3.4 Desain Struktur Daktail

Pada desain struktur daktail dipergunakan prinsip balok lemah dan kolom yang diperkuat (*strong column weak beam*), maksudnya balok dibuat lebih lemah daripada kolom, agar apabila terjadi gaya gempa akan terbentuk sendi-sendi plastis pada baloknya. Balok akan runtuh terlebih dahulu dibandingkan kolomnya setelah balok itu bekerja menahan beban maksimum akibat gaya gempa. Hal ini berbeda dengan desain konvensional yang mempunyai prinsip bahwa sendi plastis dapat terjadi pada balok dan kolomnya. Sendi plastis pada kolom akan mengakibatkan kerusakan pada kolomnya sebelum balok bekerja secara maksimum, sehingga dapat mengakibatkan keruntuhan secara mendadak terhadap struktur karena kolom menerima gaya yang lebih besar daripada balok (balok menerima gaya aksial sedangkan kolom menahan gaya akibat momen dan juga gaya aksial akibat beban yang bekerja di atasnya). Pola keruntuhan struktur portal daktail dapat ditunjukkan pada gambar 3.6.



Gambar 3.6 Mekanisme keruntuhan struktur portal

3.5 Kombinasi Pembebanan

Menurut AISC *Load & Resistance Factor Design*, struktur gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap kombinasi beberapa pembebanan. Pembebanan berdasarkan kondisi bangunan di Indonesia sebagai berikut :

$$1,2.D + 1,6.L \quad (3.4.a)$$

$$0,9.D \pm 1,0.E \quad (3.4.b)$$

$$1,2D + 0,5.L \pm 1,0 E \quad (3.4.c)$$

dengan D adalah beban mati, L adalah beban hidup, E adalah beban gempa.

Adapun gaya-gaya yang bekerja pada struktur adalah :

- a. beban hidup pada atap,
- b. beban mati atap terdiri dari : balok atap, pelat, plafon,
- c. beban hidup pada lantai untuk apartemen = 250 kg/m^2 (PBI 1983),
- d. beban mati pada lantai yaitu : balok, pelat, plafon, tegel, pasir, spesi, dinding.

Faktor reduksi kekuatan menurut AISC/LRFD ditabelkan dalam tabel 3.1 sebagai berikut :

Tabel 3.1 Faktor reduksi kekuatan

No	Uraian	ϕ
1	regangan leleh	0,90
2	regangan patah	0,75
3	gaya tekan	0,85
4	lentur	0,90
5	geser leleh	0,90

3.6 Gaya Horisontal

Gaya horisontal adalah gaya yang terjadi pada arah horisontal gedung. Gaya horisontal tersebut bekerja pada arah tegak lurus bidang vertikal. Beban horisontal dapat berupa beban angin dan beban gempa. Dengan adanya gaya horisontal ini dapat menyebabkan konstruksi mengalami lendutan searah gaya lateral yang mengakibatkan terjadi simpangan. Apabila simpangan yang terjadi melebihi batas tegangan, struktur tersebut akan rusak dan tidak dapat memenuhi masa layannya. Gaya horisontal yang berupa beban gempa pada prinsipnya bukanlah suatu beban yang secara fisik bekerja pada bangunan, melainkan beban inersia yang diakibatkan oleh massa sendiri dikalikan dengan gaya gempa. Karena percepatan gempa bersifat dinamik dan bolak-balik, sehingga kekuatan portal dapat menanggulangi keadaan tersebut.

3.6.1 Gaya Geser (V)

Dalam menentukan gaya geser akibat beban gempa maka variabel yang diperhitungkan adalah :

1. *physical properties* struktur yang meliputi berat total struktur (W),
2. jenis lapisan tanah lokasi dan golongan daerah resiko gempa,
3. faktor keutamaan gedung (I),
4. faktor jenis struktur.

Gaya geser yang diperhitungkan akibat beban gempa adalah sebagai berikut :

$$V = C.I.K.W_t \quad (3.5)$$

Waktu getar alami untuk struktur portal baja adalah :

$$T = 0,085.H^{3/4} \quad (3.6)$$

dengan : C= Koefisien gempa dasar

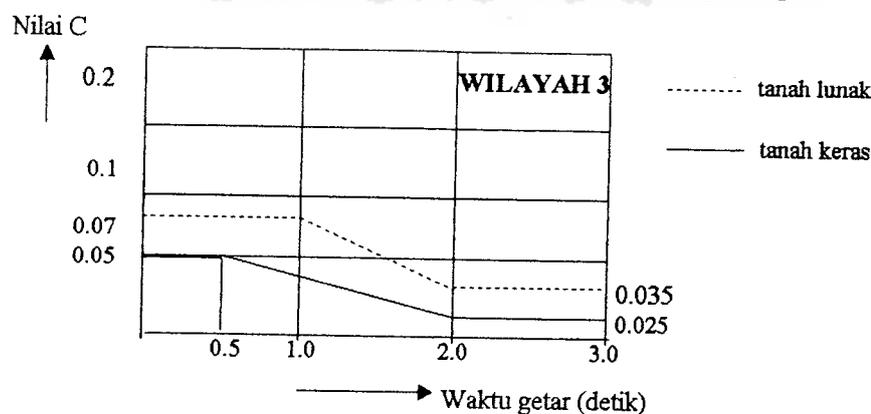
T= Waktu getar alami

H= Tinggi gedung

B= Lebar gedung

3.6.2 Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekwensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat seperti pada gambar 3.7.



Gambar 3.7 Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 3

Penentuan nilai C berdasarkan pada Pedoman Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987. Perhitungan nilai C berdasarkan jenis tanah dan waktu getar rencana pada gedung.

3.6.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Tingkat kepentingan suatu struktur terhadap bahaya gempa berbeda tergantung dari fungsinya. Oleh karena itu semakin penting struktur semakin besar perlindungan yang diberikan.

3.6.4 Faktor Jenis Bangunan (K)

Faktor jenis bangunan merupakan konstanta yang menggambarkan respon inelastik struktur akibat beban gempa, merupakan fungsi dari tipe struktur dan kemampuan daktilitas bahan dari komponen struktur yang berfungsi sebagai pemancar energi. Semakin besar faktor jenis bangunan semakin rendah kemampuan daktilitasnya.

3.6.5 Berat Total Bangunan (W)

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

3.6.6 Distribusi Gaya Geser Horisontal

Untuk $H/B < 3$, maka gaya geser horisontal (F_i) akibat beban gempa sepanjang tinggi gedung dihitung dengan persamaan (3.7.a). Jika $H/B > 3$, maka 90% beban didistribusikan keseluruh tingkat dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat atas, ditunjukkan pada persamaan (3.7.b) dan (3.7.c) sebagai berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.7.a)$$

$$F = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.7.b)$$

$$F_{atap} = 0,1V \quad (3.7.c)$$

3.6.7 Evaluasi Periode Getar Struktur dengan Menggunakan Metode *Raleigh*

Waktu getar alami struktur gedung T , menggunakan persamaan *Raleigh*, yaitu

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.8)$$

dengan W_i adalah berat struktur pada lantai, d_i^2 merupakan simpangan horisontal gedung pada lantai ke- i , g adalah percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$), F_i adalah gaya gempa pada lantai ke- i dan T *Raleigh* mendekati T rencana sebesar 80% - 120%.

3.7 Analisa Struktur

Analisa struktur dapat dihitung dengan mempergunakan metode-metode klasik seperti *Takabeya*, *Kani*, *Clapeyron* atau dengan mempergunakan metode sistematis seperti metode matrik dan *finite element*.

Pada analisa struktur dengan mempergunakan metode-metode tersebut dilakukan dengan cara manual. Dewasa ini sudah banyak *software* yang beredar seperti *ETABS*, *MicroFeap*, *SAP90* yang akan membantu perhitungan analisa struktur dengan cepat dan akurasinya cukup tinggi. Pada tugas akhir ini mempergunakan program komputer dengan *software SAP90*, yang menggunakan prinsip dasar *finite element*.

3.8 Desain Elemen Struktur Daktail

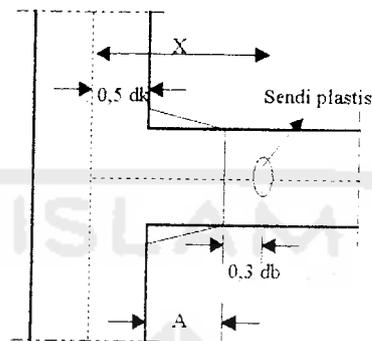
3.8.1 Perencanaan Balok

Momen yang dipergunakan untuk perencanaan balok pada metode daktail ini adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Hal ini untuk memenuhi mekanisme *strong column weak beam*, apabila terjadi gaya gempa, sehingga akan terbentuk sendi-sendi plastis pada baloknya.

Dalam perencanaan balok daktail ini ditentukan dahulu sendi plastis pada masing-masing bentangan balok dengan persamaan sebagai berikut :

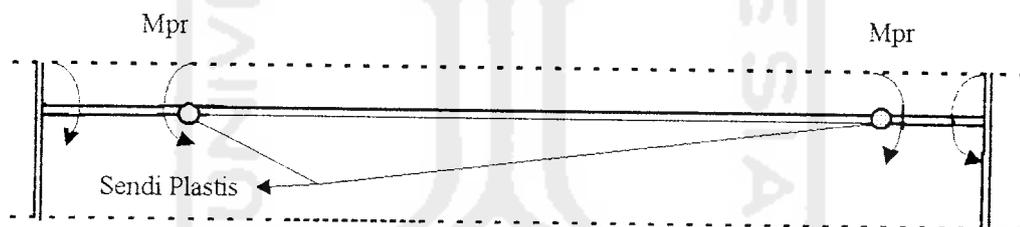
$$X = 0,5dk + A.cm + 0,3.db \quad (3.9)$$

X adalah sendi plastis dihitung dari as kolom, dk adalah tinggi profil kolom, A adalah panjang sambungan (asumsi), db adalah tinggi profil balok. Letak sendi plastis pada balok seperti terlihat pada gambar 3.8 sebagai berikut :



Gambar 3.8 Letak sendi plastis

Setelah sendi plastis didapat langkah selanjutnya menghitung momen yang terjadi pada sendi plastis. Momen akibat pembebanan dari analisa struktur SAP90 dilakukan pembagian section pada bentangan balok berdasarkan persamaan 3.9. Momen (M_{pr}) ini digunakan untuk mendesain baloknya seperti gambar 3.9 :



Gambar 3.9. Momen rencana dan letak sendi plastis

Langkah selanjutnya setelah momen rencana didapat adalah pemilihan profil dengan menggunakan tabel AISC/LRFD, digunakan rumus

$$S_x = \frac{M_u}{F_b} \qquad h = \frac{1}{24} L_b \qquad (3.10)$$

Selanjutnya kontrol nilai jari-jari r_y terhadap jari-jari minimum $r_{y \min}$, apabila $r_y \geq r_{y \min}$ berarti asumsi benar, nilai $r_{y \min}$ yaitu

$$r_{y \min} = L_b \sqrt{\frac{F_y}{300}} \qquad (3.11)$$

Pada kondisi $r_y \geq r_{y \min}$ maka M_n sama dengan M_p dan nilai M_n dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$M_n = M_p = \frac{\phi Z_x \cdot F_y}{M_r} \quad (3.12)$$

Jika $r_y \leq r_{y \min}$ berarti asumsi salah, sehingga r_y yang dipakai. Selanjutnya dilakukan perhitungan panjang efektif balok dengan persamaan sebagai berikut

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (3.13)$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{\left(1 + X_2 (F_y - F_r)^2\right)}} \quad (3.14)$$

dengan nilai-nilai dari X_1 dan X_2 dapat dicari dengan rumus

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E_s \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \quad (3.15)$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right) \quad (3.16)$$

Sedangkan nilai-nilai dari konstanta torsi dan konstanta *Warping* untuk baja profil I dihitung sebagai berikut

$$J = \frac{t_f^2}{3(2b_f \cdot t_f + d_w \cdot t_w - 0,75t_w)} \quad (3.17)$$

$$C_w = \frac{I_y^2}{4} \quad (3.18)$$

M_n pada kondisi $r_y \leq r_{y \min}$ ini juga perlu dikontrol panjang efektifnya, sehingga jika $L_p < L_b < L_r$ maka nilai M_n dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.19)$$

$$\text{dengan } M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x \quad (3.20)$$

Apabila nilai dari $L_b > L_r$, maka M_n dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_{cr} = C_b \cdot \pi \sqrt{\left(\frac{E_s \cdot I_y \cdot G \cdot J}{L_b} \right) + \left(\frac{(\pi \cdot E_s)^2 I_y \cdot C_w}{L_b} \right)} \leq M_p \quad (3.21)$$

3.8.2 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom ini didasarkan pada momen balok (M_{pr}), momen kolom dan panjang bentangan. M_{pr} adalah kapasitas penampang terhadap momen yang dikalikan dengan faktor reduksi β .

Perencanaan kolom duktail menggunakan prinsip *strong column weak beam* yaitu bahwa kolom yang direncanakan lebih kuat dibandingkan dengan baloknya. Perencanaan kolom ini memerlukan data momen kapasitas plastis balok yang terjadi pada sendi plastis, momen kapasitas plastis dapat dihitung dengan rumus

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.22)$$

Pada perencanaan metode duktail ini momen yang digunakan adalah momen balok pada sendi plastis dengan faktor β sebesar 1,1 (M bruneau, *Ductile Design of Steel Structure*) sehingga momen kapasitas plastis menjadi

$$M_{pr} = \beta M_p \quad (3.23)$$

maka momen kolom M_{col} menurut Burneu adalah sebagai berikut

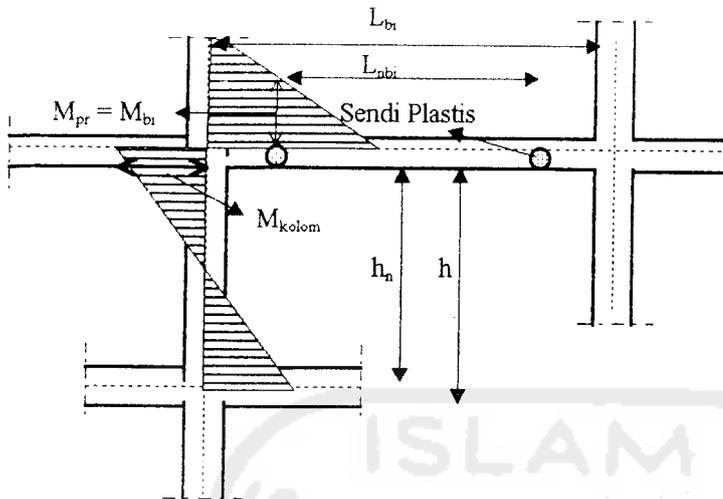
$$M_{col} = (DMF) \cdot (SM) \cdot M_{pr} \quad (3.24)$$

DMF adalah faktor pembesaran dinamis, karena dalam baja murni belum ada aturannya, sehingga diambil harga DMF beton yaitu sebesar 1,3 (SK-SNI-T-1991-03). Untuk SM dapat diestimasi dengan angka kekakuan kolom sehingga nilai SM adalah sebagai berikut

$$SM = \text{Safety Margin} = \alpha_{ki} \quad (3.25)$$

$$\alpha_{ki} = \frac{M_i}{M_{tot}} \quad (3.26)$$

dengan M_i adalah momen hasil analisa struktur dari elemen kolom ke-i, sedangkan M_{tot} adalah momen total. Selanjutnya momen yang dipergunakan untuk perencanaan adalah momen pada balok yang ditransfer ke tepi kolom bagian bawah seperti ditunjukkan pada gambar 3.10 sebagai berikut :



Gambar 3.10 Momen rencana kolom daktail

Penjabaran dari persamaan 3.24 menghasilkan persamaan sebagai berikut

$$M_{col} = \frac{h_n}{h} \alpha \cdot DMF \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} M_{ba} \right) \quad (3.27)$$

Nilai α dapat dicari dengan rumus

$$\alpha = \frac{M_{ka}}{M_{ka} + M_{kb}} \quad (3.28)$$

dengan h_n adalah tinggi bersih kolom, h adalah tinggi kolom, α adalah kekakuan tingkat, L_{bi} adalah bentang balok sebelah kiri, L_{nbi} adalah bentang balok antar sendi plastis balok kiri, L_{ba} adalah bentang balok sebelah kanan, L_{nba} adalah bentang balok antar sendi plastis balok kanan, M_{bi} adalah M_{pr} pada balok kiri, M_{ba} adalah M_{pr} pada balok kanan, M_{ka} adalah momen kolom bagian atas, M_{kb} adalah momen kolom bagian bawah.

Momen kolom yang didapat pada metode daktail ini yang selanjutnya dipakai untuk pemilihan profil pada tabel AISC/LRFD. Profil yang didapat dikontrol kapasitasnya akibat gaya-gaya dan momen yang terjadi. Panjang efektif kolom dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$GA = \frac{\sum \frac{I_{ca}}{L_{ca}}}{\sum \frac{I_{bb}}{L_{bb}}} \quad (3.29)$$

$$GB = \frac{\sum \frac{I_{cb}}{L_{cb}}}{\sum \frac{I_{bb}}{L_{bb}}} \quad (3.30)$$

Selanjutnya angka kekakuan (K) dapat dicari berdasarkan nomogram 3.1 pada AISC/LRFD hal 3-6 untuk portal bergoyang dengan pengaku. Untuk kapasitas tampang terhadap gaya-gaya luar yang bekerja dapat dihitung dengan persamaan

$$\lambda_c = \frac{k \cdot l}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} \quad (3.31)$$

Tegangan yang terjadi pada tampang tersebut

untuk $\lambda_c \leq 1,5$ maka $F_{cr} = 0,685 \lambda_c^2 \cdot F_y$ (3.32)

untuk $\lambda_c \geq 1,5$ maka $F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y$ (3.33)

Gaya aksial pada tampang tersebut

$$P_n = A_g \cdot F_{cr} \quad (3.34)$$

Untuk mengeliminasi faktor panjang efektif k terhadap kekuatan tekan P_n dalam AISC/LRFD menggunakan bentuk berikut ini untuk momen lentur dan gaya tekan

untuk $P_u / \phi_c P_n \leq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_c M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_c M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.35)$$

untuk $P_u / \phi_c P_n \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_c M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_c M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.36)$$

Jika dalam persamaan 3.35 & 3.36 tidak memenuhi syarat atau lebih besar dari 1 maka perencanaan diulangi.