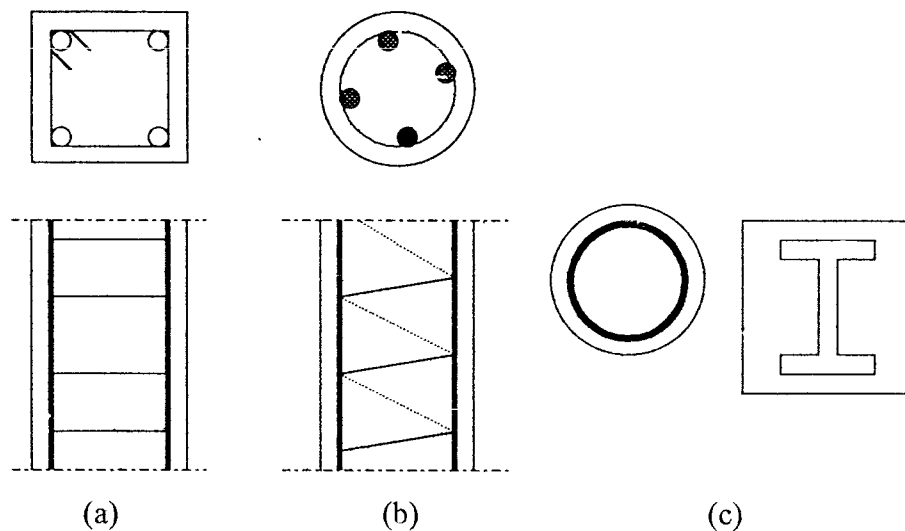


<b>Gambar 3.20</b>	Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok...	42
<b>Gambar 4.1</b>	Denah gedung.....	50
<b>Gambar 4.2</b>	Portal as A, B, dan C .....	51
<b>Gambar 4.3</b>	Portal as I s/d as VII .....	51
<b>Gambar 4.4</b>	Pembagian beban merata pada portal B .....	71
<b>Gambar 4.5</b>	Perhitungan beban merata ekivalen portal B .....	71
<b>Gambar 4.6</b>	Beban mati ekivalen portal B .....	73
<b>Gambar 4.7</b>	Beban hidup ekivalen portal B .....	74
<b>Gambar 4.8</b>	Pembagian beban merata pada portal C .....	74
<b>Gambar 4.9</b>	Perhitungan beban merata ekivalen portal C .....	75
<b>Gambar 4.10</b>	Beban mati ekivalen portal C .....	77
<b>Gambar 4.11</b>	Beban hidup ekivalen portal C .....	77
<b>Gambar 4.12</b>	Pembagian beban merata pada portal I .....	78
<b>Gambar 5.13</b>	Perhitungan beban merata ekivalen portal I .....	78
<b>Gambar 4.14</b>	Beban mati ekivalen portal I .....	81
<b>Gambar 4.15</b>	Beban hidup ekivalen portal I .....	82
<b>Gambar 4.16</b>	Pembagian beban merata pada portal II .....	82
<b>Gambar 4.17</b>	Perhitungan beban merata ekivalen portal II .....	83
<b>Gambar 4.18</b>	Beban mati ekivalen portal II .....	86
<b>Gambar 4.19</b>	Beban hidup ekivalen portal II .....	86
<b>Gambar 5.1</b>	Daerah sendi plastis dan non plastis pada penulangan geser balok .....	94

Adapun klasifikasi kolom menurut Nawy (1990) adalah sebagai berikut ini.

1. Berdasarkan bentuk dan susunan tulangan
  - a. Kolom segiempat atau bujursangkar, dengan tulangan memanjang dan tulangan sengkang.
  - b. Kolom bundar, dengan tulangan memanjang serta tulangan lateral yang berupa spiral.
  - c. Kolom komposit, yang terdiri atas beton dan profil baja struktural di dalamnya.

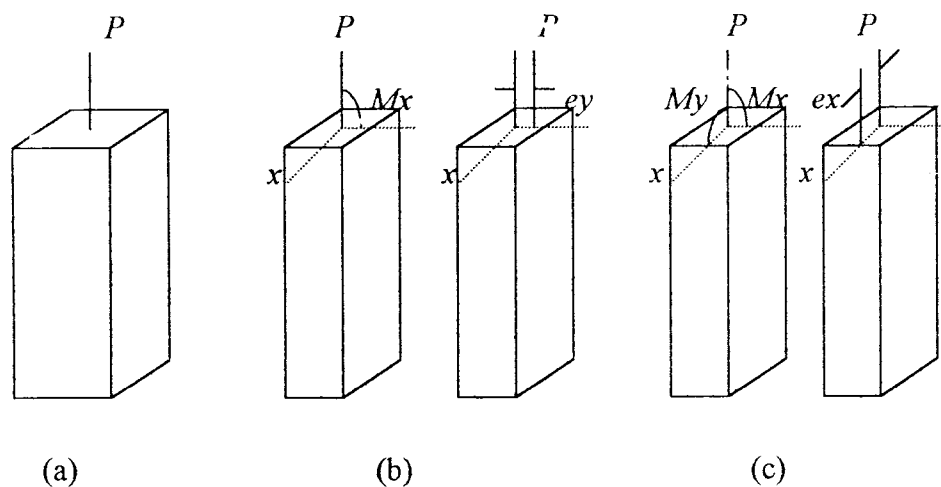


**Gambar 3.3**

Jenis kolom berdasarkan bentuk dan susunan tulang (Wang, 1986)  
 (disadur dari Istimawan, 1994)

2. Berdasarkan posisi beban yang bekerja terhadap penampang melintang
  - a. Kolom yang mengalami beban sentris, berarti tidak mengalami momen lentur seperti pada Gambar 3.4 (a).

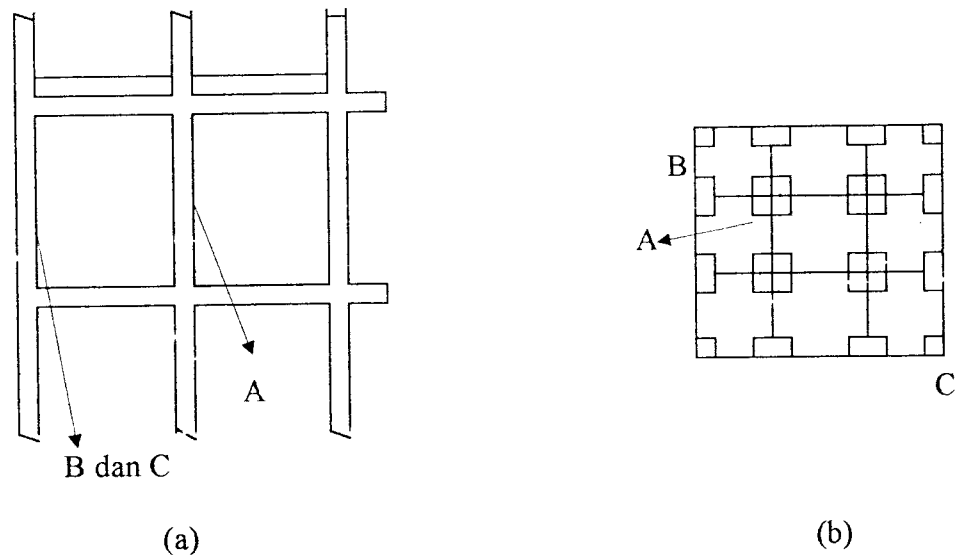
- b. Kolom dengan beban eksentris, yaitu selain mengalami beban aksial juga bekerja momen lentur. Momen ini dapat dikonversikan menjadi satu beban  $P$  dengan eksentrisitas  $e$  seperti pada Gambar 3.4 (b) dan (c). Momen lentur tersebut dapat bersumbu tunggal (uniaksial) dan dapat dilihat kolom A dan B pada Gambar 3.5 (a). Kolom dianggap bersumbu rangkap (biaksial) apabila lenturnya terjadi pada sumbu  $X$  dan  $Y$  seperti kolom pojok C pada Gambar 3.5 (b).
3. Berdasarkan panjang kolom
- a. Kolom pendek, apabila kolom runtuh karena kegagalan materialnya (yaitu lelehnya baja atau hancurnya beton).
- b. Kolom panjang, apabila kolom runtuh karena adanya faktor tekuk yang lebih besar.



**Gambar 3.4**

Jenis kolom berdasarkan posisi beban pada penampang melintang:

- (a) kolom dengan beban sentris; (b) beban aksial dengan momen satu sumbu (uniaksial); (c) beban aksial dengan momen dua sumbu (biaksial)  
 (disadur dari Ferguson, 1986)



**Gambar 3.5**

Posisi kolom : (a) tampak rangka, (b) denah : A, kolom interior yang mengalami lentur uniaksial tidak simetris; B, kolom eksterior lentur uniaksial; C, kolom pojok eksterior lentur biaksial (Nawy, 1990)

### 3.2 Perancangan Struktur Dengan Daktilitas Penuh

Penampilan (*performance*) struktur dengan beban gempa dirancang dibagi dalam dua kriteria yaitu “*damage control*” dan “*survival*”.

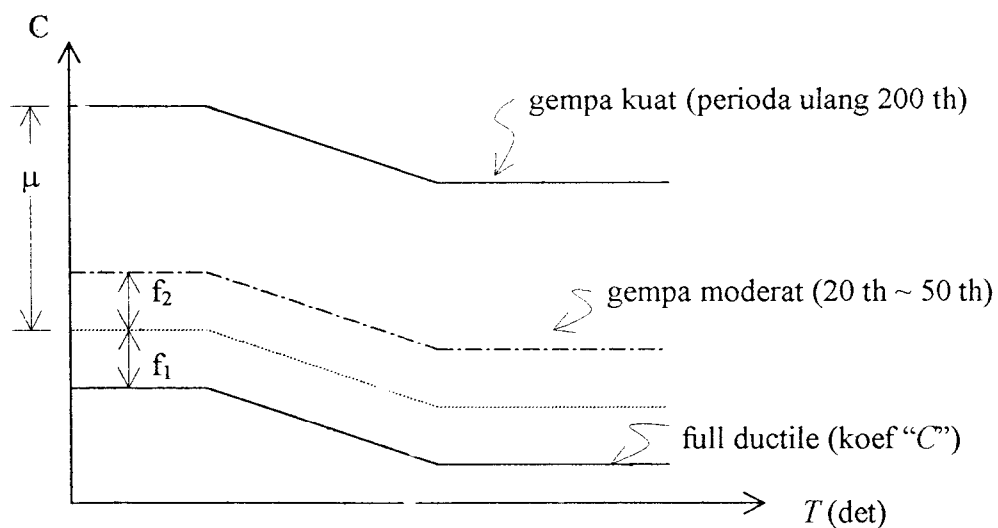
#### 3.2.1 Kriteria “*damage control*” (*Strength Design*)

Apabila struktur dilanda gempa dengan perioda ulang sesuai dengan umur rencana bangunan (gempa ringan), maka struktur dirancang untuk mampu menahan gempa ringan tersebut tanpa kerusakan pada komponen struktural dan non strukturalnya karena struktur masih dalam batas elastisnya. Kemampuan

struktur dalam batas elastik sebanding dengan nilai koefisien gempa dasar ( $C$ ) dapat dilihat pada gambar 3.6.

### 3.2.2 Kriteria “*survival*” (*Capacity Design*)

Bila gempa kuat rancang yang mungkin terjadi pada umur bangunan yang direncanakan membebani struktur, struktur dirancang untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa runtuh (*collapse*). Gempa kuat rancang dalam PPTGIUG’83 direncanakan untuk gempa dengan perioda ulang 200 tahun, sedangkan umur bangunan yang ditinjau kurang lebih 20 tahun sampai dengan 50 tahun. Struktur dirancang untuk dapat mendisipasikan energi dengan tingkat daktilitas rancang. Perancangan ini didasarkan atas konsep kekuatan perancangan kapasitas (*Capacity Design*).



**Gambar 3.6** Skets Koefisien gempa dasar ( $C$ )

(disadur dari Ulasan Pedoman Beton, 1989)

### 3.3.1 Beban geser dasar akibat gempa

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat gempa ( $V$ ). Besarnya beban geser rencana ( $V$ ) menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, 1987 dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (3.1)$$

dengan

$V$  = gaya geser dasar horizontal akibat beban gempa

$C$  = koefisien gempa dasar seperti yang ditentukan dari spektrum respon percepatan

$I$  = faktor keutamaan

$K$  = faktor jenis struktur

$W_t$  = berat total bangunan

### 3.3.2 Koefisien gempa dasar ( $C$ )

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien gempa dasar dapat ditentukan dari Gambar 3.8 untuk suatu wilayah gempa tertentu dengan menggunakan waktu getar alami struktur jenis portal beton yang dihitung dengan rumus :

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} \quad (3.2)$$

dengan

$T$  = waktu getar alami bangunan, dan

$H$  = tinggi bangunan.

Setelah waktu getar dihitung dengan rumus di atas, kemudian di cek dengan metode Rayleigh dengan rumus :

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.3)$$

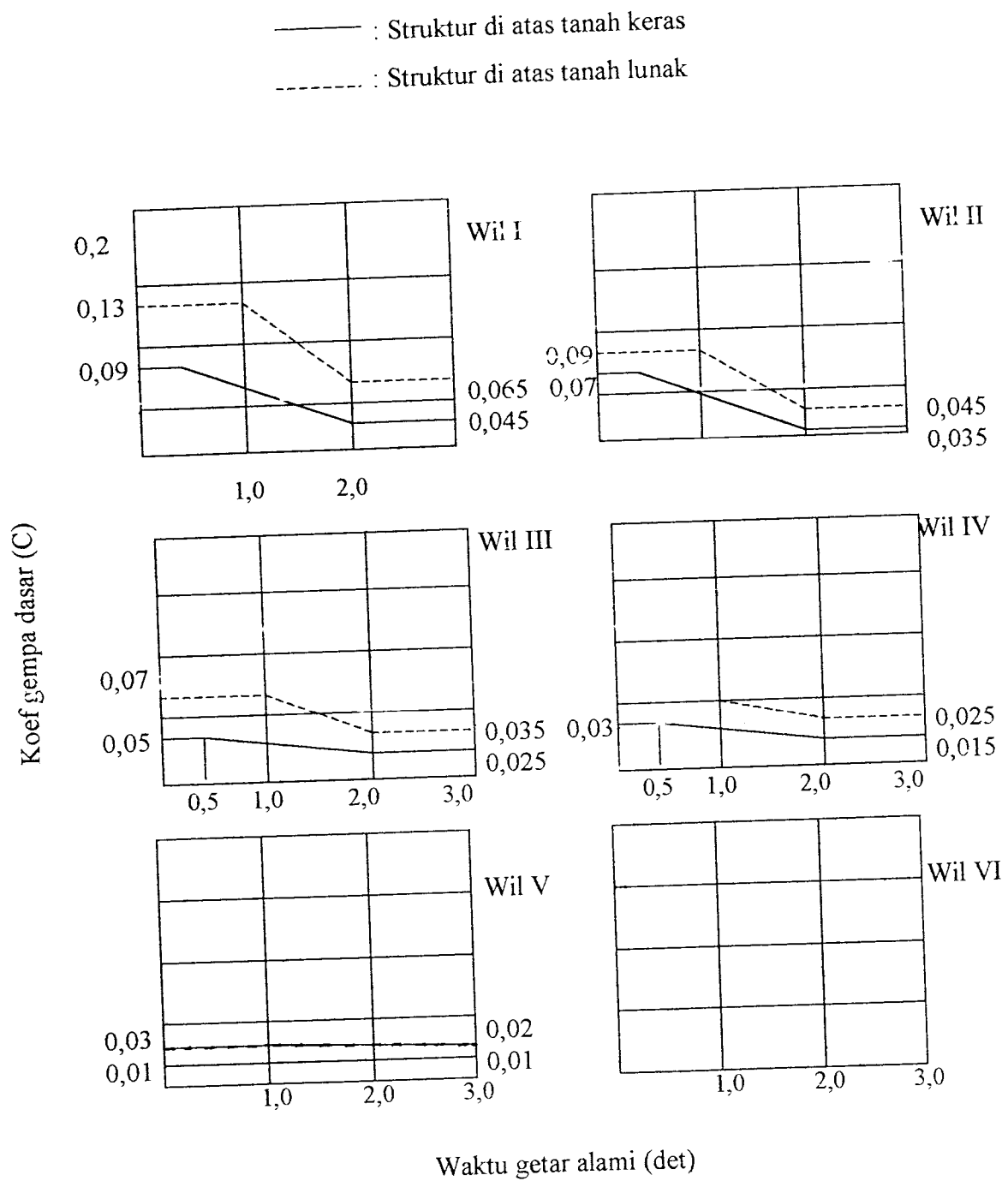
dengan

$W_i$  = berat bangunan di lantai ke  $-i$  (kN),

$d_i$  = defleksi tiap-tiap lantai (m),

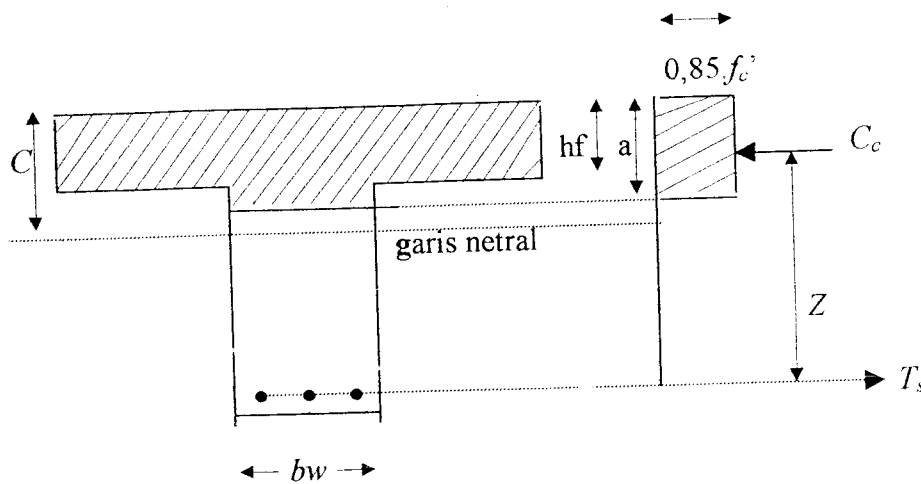
$g$  = percepatan gravitasi ( $m/dt^2$ ), dan

$F_i$  = gaya geser dasar horizontal total akibat gempa (kN).



**Gambar 3.8** Koefisien gempa dasar untuk berbagai wilayah gempa  
 (disadur dari PPKGURDG, 1987)





**Gambar 3.11** Penampang balok  $T$  sebagai satu kesatuan dengan sistem plat (disadur dari Nawy, 1990)

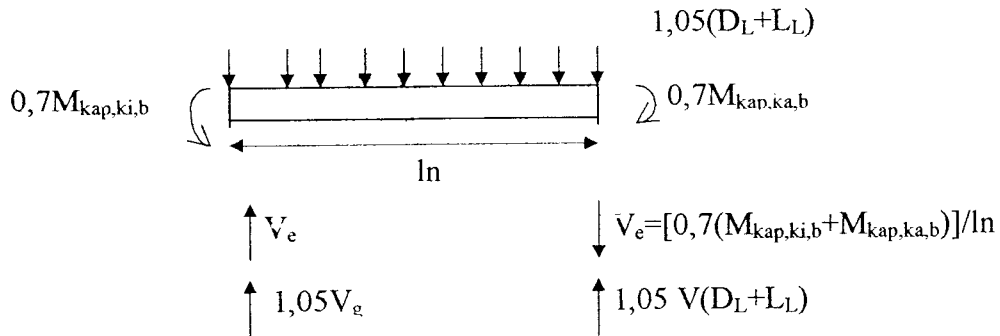
Lebar sayap (*flens*) efektif dari balok  $T$  ditentukan dengan mengambil nilai terkecil dari beberapa ketentuan berikut (SKSNI) :

1.  $\frac{1}{4}$  panjang balok,
2.  $b_w + 16.h_f$  (tinggi sayap / plat), dan
3. jarak pusat ke pusat antar balok.

Bila sayap hanya ada pada satu sisi maka lebar sayap efektif yang diperhitungkan tidak lebih besar dari seperduabelas panjang bentangan balok, atau enam kali tebal plat, atau  $\frac{1}{2}$  jarak bersih dengan balok disebelahnya.

Apabila  $T_s > C_c$ , maka balok berperilaku sebagai balok  $T$  murni dan daerah blok tegangan tekan akan meliputi seluruh sayap ditambah sebagian masuk ke daerah balok di bawah sayap, dan letak batas tepi bawah blok tegangan tekan ditentukan dengan :

$$a = \frac{T_s - C_c}{0,85.f_c'.b_w} + h_f \quad (3.32)$$



**Gambar 3.12** Persyaratan kuat geser balok (disadur dari Ulasan Pedoman Beton)

Nilai momen kapasitas balok diperhitungkan baik untuk kondisi positif di ujung kiri dan negatif di ujung kanan atau sebaliknya. Kombinasi nilai  $V_e$  dengan beban gravitasi  $V_g$  yang menghasilkan nilai terbesar dipakai untuk menentukan gaya geser rancang. Dalam penentuan kuat geser, nilai  $V_c$  (kontribusi beton) di daerah sendi plastis diasumsikan sama dengan nol.

Penulangan geser balok

$$V_u/\phi \leq V_c + V_s, \quad (3.39)$$

$$V_c = \sqrt{\frac{1}{6} f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (3.41)$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d/s \quad (3.42)$$

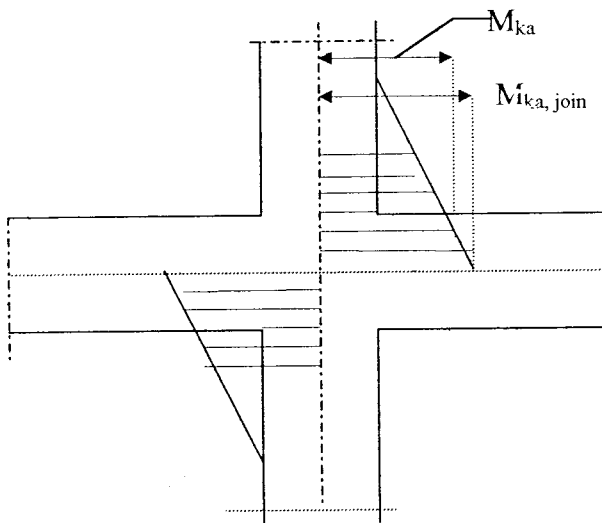
Dengan kuat geser beton pada daerah sendi plastis = 0 dan kuat geser beton pada daerah di luar sendi plastis,

$$V_c = \sqrt{\frac{1}{6} f'_c} \cdot bw \cdot d$$

Pada daerah sendi plastis, spasi maksimum tulangan geser tidak boleh melebihi nilai :

- $d/4,$

Penentuan momen kapasitas balok pada pusat join dilakukan dengan ekstrapolasi linier momen pada muka kolom ke pusat kolom.



**Gambar 3.15** Penentuan momen rencana kolom pada muka balok

Penentuan momen rencana kolom pada muka balok dilakukan dengan interpolasi linier momen pada pusat balok ke muka balok.

Berdasarkan Gambar 3.14, Gambar 3.15, Gambar 3.16 dan Gambar 3.15 maka diperoleh rumus :

$$M_{u,k} = \frac{h'_k}{h_k} \omega_d \alpha_k \cdot 0,7 \left( \frac{l_{ki}}{l'_{ki}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l'_{ka}} M_{kap,ka} \right) \quad (3.44)$$

atau dapat disingkat menjadi :

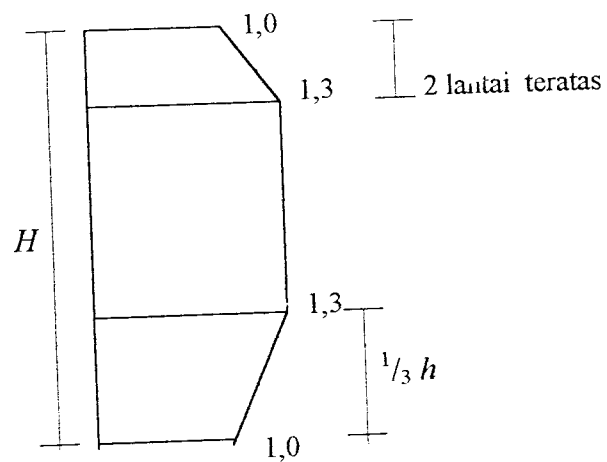
$$\Sigma M_{u,k} = 0,7 \omega_d \Sigma M_{kap,b} \quad (3.45)$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 (M_{o,k} + M_{e,k} + \frac{4,0}{5} M_{e,k}) \quad (3.46)$$

dengan

$\omega_d$  : faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan diambil dari Gambar 3.16, dan



**Gambar 3.16** Nilai  $\omega$  (Faktor Pengali Dinamis)

$\alpha_k$  : faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left( N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \quad (3.49)$$

dengan

$Rn$  = faktor reduksi yang ditentukan sebesar :

$$\begin{aligned} 1,0 & \quad \text{untuk } 1 < n < 4, \\ 1,1 - 0,025n & \quad \text{untuk } 4 < n < 20, \text{ dan} \\ 0,6 & \quad \text{untuk } n > 20. \end{aligned}$$

$n$  = jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau,

$l_b$  = bentang balok dari pusat ke pusat kolom,

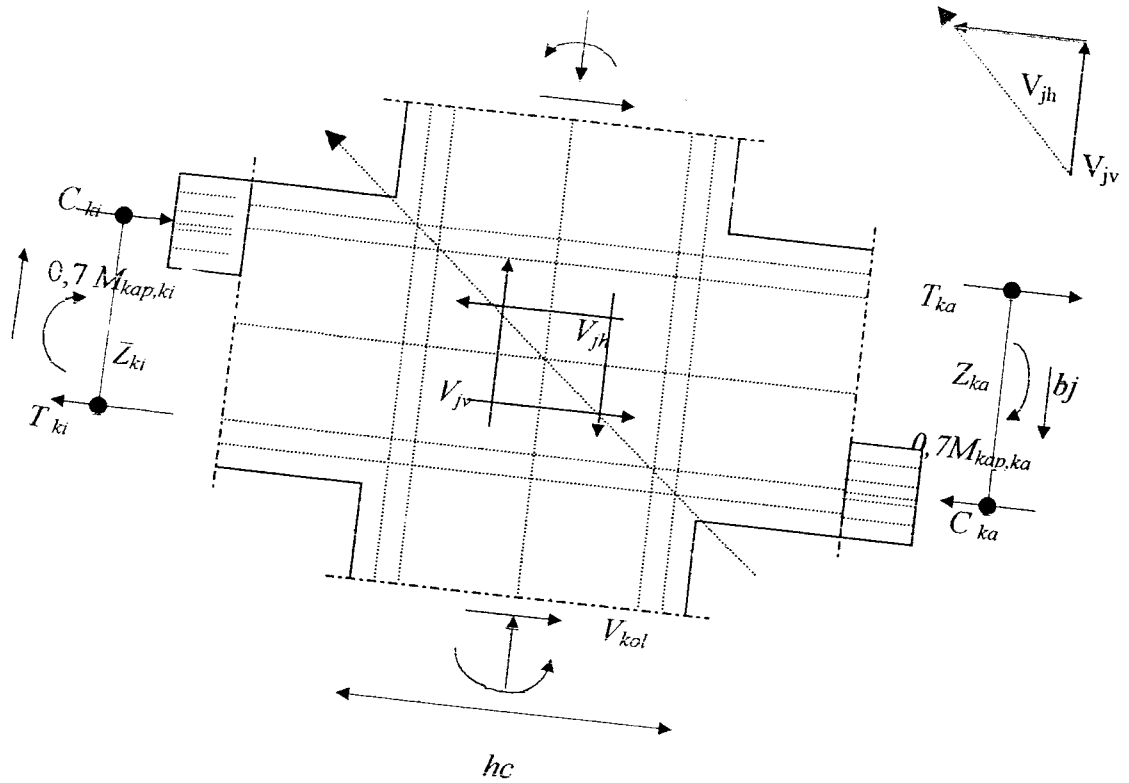
$N_{g,k}$  = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi, dan

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

Dalam segala hal, kuat lentur dan aksial rancang kolom portal harus dapat 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 tegak lurus pada arah tersebut dan diambil yang paling menentukan ).

### 3.8 Beban Geser Pada Kolom Portal

Kuat geser kolom portal ( $V_{u,k}$ ) dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut harus dihitung dengan cermat sebagai berikut :



**Gambar 3.20** Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok (disadur dari Ulasan Pedoman Beton, 1989)

Tegangan geser horizontal nominal pada titik buhul adalah

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{bj \cdot hc}$$

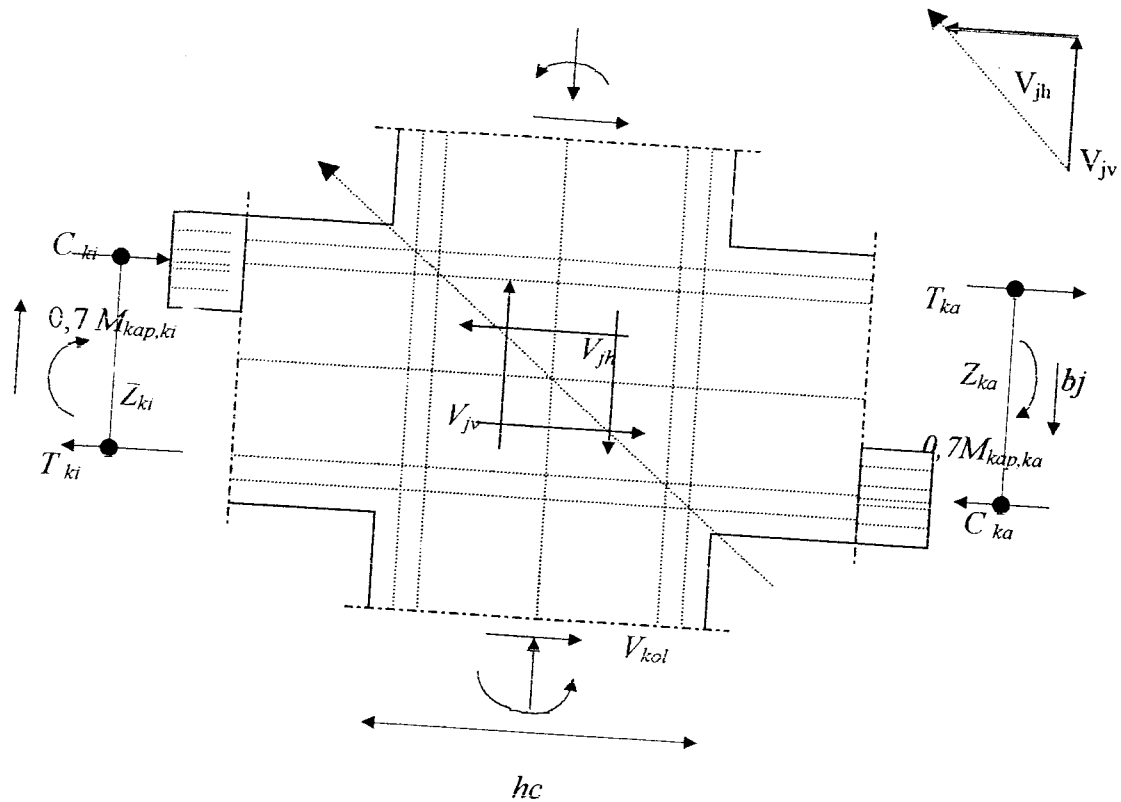
dengan

(3.57)

$bj$  = lebar efektif titik buhul (mm), dan

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

$V_{jh}$  tidak boleh lebih besar dari  $1,5 \cdot \sqrt{f'_c}$  (MPa).



**Gambar 3.20** Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok (disadur dari Ulasan Pedoman Beton, 1989)

Tegangan geser horizontal nominal pada titik buhul adalah

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{bj \cdot hc} \quad (3.57)$$

dengan

$bj$  = lebar efektif titik buhul (mm), dan

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

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

Gaya geser vertikal pada titik buhul ( $V_{fv}$ ) dapat dihitung dari

$$V_{fv} = V_{jh} \cdot \frac{bj}{h_k} \quad (3.64)$$

sedangkan tulangan geser vertikal titik buhul didapat dari

$$V_{sv} = V_{fv} - V_{cv} \quad (3.65)$$

menjadi

$$V_{cv} = A_{sc} \cdot \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left( 0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g f_c'} \right) \quad (3.66)$$

dengan

$A_{sc}'$  = luas tulangan longitudinal tekan ( $\text{mm}^2$ ), dan

$A_{sc}$  = luas tulangan longitudinal tarik ( $\text{mm}^2$ ).

Luas tulangan geser vertikal yang dibutuhkan pada titik buhul dalam daerah sepanjang lebar pertemuan efektif  $b_j$  ditentukan dengan persamaan :

$$A_{fv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \quad (3.67)$$

Tulangan geser titik buhul vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara (*intermediate bars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang-sengkang pengikat vertikal, dengan jarak maksimum antar tulangan yang diukur dari as ke as adalah 200 mm.

Titik buhul diantara batang-batang seperti panel pertemuan balok dan kolom sangat peka terhadap keretakan awal dibandingkan dengan batang yang didukungnya akibat kerusakan pada semuanya titik buhulnya.

Untuk menghindari hal itu maka perencanaan titik buhul dilakukan dengan konsep desain kapasitas dengan 2 mekanisme yang terjadi yakni mekanisme strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung titik buhul dan mekanisme





panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat diagonal beton daerah tarik titik buhul.

Dalam peraturan beton yang ada diseluruh dunia belum ada kesepakatan dalam perencanaan, yakni tentang ragam keruntuhan yang dapat diterima pada titik buhul balok-kolom. Ada yang mengharapkan titik buhul balok-kolom tetap dalam keadaan elastis, ada pula yang memperkenankan terjadinya kerusakan-kerusakan (*slip*) pada titik buhul balok-kolom asal perilakunya masih tetap daktail. Peraturan ACI memperkenankan terjadinya *slip* pada titik buhul balok-kolom dan dapat menerima konsekuensinya, sedangkan SK SNI T-15-1991-03 yang menggunakan perhitungan titik buhul balok-kolom berdasarkan CEB 1985 tidak memberikan ketentuan khusus tentang kemungkinan terjadinya *slip*.

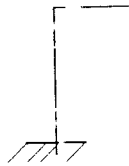
Secara ringkas kriteria perencanaan titik buhul balok-kolom untuk struktur beton bertulang portal terbuka harus memenuhi ketentuan yang diatur oleh SK SNI T-15-1991-03 sebagai berikut :

1. kekuatan titik buhul tidak boleh lebih kecil dari kekuatan komponen struktur yang dihubungkan,
2. titik buhul harus tetap dalam keadaan elastis karena kesulitan dalam perbaikan dan penurunan kemampuan memancarkan energi pada mekanisme keruntuhan titik buhul,
3. kekuatan kolom tidak boleh diperlemah oleh perilaku titik buhul yang berdekatan, dan
4. deformasi titik buhul tidak boleh memperbesar simpangan antar tingkat.

### A. Kontrol Waktu Getar Alami $T$ Pada Portal Arah $X$

#### 1) Kolom Tepi

##### ❖ Lantai 1



Kekakuan relatif kolom diperoleh setelah momen inersia dari balok dan kolom dihitung.

$$Kb = \frac{Ib}{L} \quad \text{dan} \quad Kk = \frac{Ik}{h}$$

dimana  $Kb$  : kekakuan relatif balok,

$Kk$  : kekakuan relatif kolom.

$Ib$  : momen inersia balok,

$Ik$  : momen inersia kolom,

$L$  : panjang balok, dan

$h$  : tinggi kolom.

maka :

$$Kb_1 = \frac{\frac{1}{12} \times 0,3 \times (0,5)^3}{6} = 0,0005 m^3$$

$$Kk = \frac{\frac{1}{12} \times 0,7 \times (0,7)^3}{3,5} = 0,0057 m^3$$

kemudian dihitung nilai-nilai  $K$  dan  $a$  sesuai dengan kondisi

atau letak kolom yang ditentukan.

$$Kb_1 = Kb_2 = Kb_3 = Kb_4$$

$$Kk = \frac{\frac{1}{12} \times 0,7 \times (0,7)^3}{3,5} = 0,0057 m^3$$

kemudian dihitung nilai-nilai  $K$  dan  $a$  sesuai dengan kondisi atau letak kolom yang ditentukan.

Untuk kolom tepi lantai 2,3,4,5,6,7,8,9, dan 10 :

$$K = \frac{Kb_1 + Kb_2 + Kb_3 + Kb_4}{2 \times Kk} = \frac{4 \times 0,0005}{2 \times 0,0057} = 0,175$$

$$a = \frac{K}{2 + K} = \frac{0,175}{2 + 0,175} = 0,08$$

Defleksi horizontal lantai  $i$  terhadap lantai dasar adalah :

$$\begin{aligned} a. \sum a \text{ lantai } 1 - 10. a_{ktepi} + 10. a_{ktengah} \\ = 10. 0,2661 + 10. 0,282 \\ = 5,481, \text{ dan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b. \sum a \text{ lantai } 2,3,4,5,6,7,8,9 \text{ dan } 10 &= 10. a_{ktepi} + 10. a_{ktengah} \\ &= 10. 0,042 + 10. 0,08 \\ &= 1,22. \end{aligned}$$

**Perhitungan waktu getar bangunan dalam arah  $X$ , untuk lantai 10**

Diketahui : dimensi balok induk = 30/50,

dimensi balok anak = 25/40,

dimensi kolom = 70/70,

$Lx = 6m, \quad h = 3,5m, \quad Ly = 4m, \text{ dan } Kk = 0,0057.$

Nilai  $D_{ijx}$  adalah elemen-elemen penahan beban lateral yang terdapat pada tingkat 10 :

$$\begin{aligned}\sum D_{ijx} &= \sum a_{(10)} \cdot Kk \\ &= 1,22 \cdot 0,0057 \\ &= 0,006954 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Inersia penampang kolom  $(12E/h^2)$ . 0,75 dengan 0,75 adalah faktor reduksi inersia, maka :

$$= \frac{12 \times 25742960}{3,5^2} \times 0,75 = 18913195,1 \text{ KN/m}^4$$

Untuk kekakuannya :

$$\begin{aligned}K_{ix} &= \sum D_{ijx} \cdot (12E/h^2) \cdot 0,75 \\ &= 0,006954 \cdot 18913195,1 \\ &= 131522,4 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Pada hitungan distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung didapat :

$$F_{i,x} = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V_x = 898,6449 \text{ kN}$$

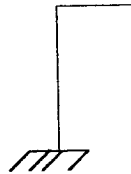
Dari Tabel 4.2 diperoleh nilai  $F_{i,x}$ , sedangkan nilai dari  $V_{ix}$  yakni total penjumlahan nilai  $F_{i,x}$  terhadap satu lantai di bawahnya (nilai  $F_{i,x}$  lantai 10 + nilai  $F_{i,x}$  lantai 9) adalah nilai dari  $V_{i,x}$  untuk lantai 9, yakni :  $V_{i,x} = F_{ix,10} + F_{ix,9}$

$$\begin{aligned}&= 898,6449 + 1509,731 \\ &= 2408,376 \text{ kN}\end{aligned}$$

## B. Kontrol Waktu Getar Alami $T$ Pada Portal Arah Y

### 1) Kolom Tepi

#### ❖ Lantai 1



Kekakuan relatif kolom diperoleh setelah momen inersia dari balok dan kolom dihitung.

$$Kb = \frac{Ib}{L} \quad \text{dan} \quad Kk = \frac{Ik}{h}$$

dimana  $Kb$  : kekakuan relatif balok,

$Kk$  : kekakuan relatif kolom,

$Ib$  : momen inersia balok,

$Ik$  : momen inersia kolom,

$L$  : panjang balok, dan

$h$  : tinggi kolom.

maka :

$$Kb_1 = \frac{\frac{1}{12} \times 0,3 \times (0,5)^3}{4} = 0,00078 m^3$$

$$Kk = \frac{\frac{1}{12} \times 0,7 \times (0,7)^3}{3,5} = 0,0057 m^3$$

kemudian dihitung nilai-nilai  $K$  dan  $\alpha$  sesuai dengan kondisi atau letak kolom yang ditentukan.

Nilai  $D_{ijy}$  adalah elemen-elemen penahan beban lateral yang terdapat pada tingkat 10 :

$$\begin{aligned}\Sigma D_{ijy} &= \Sigma a_{(10)} \cdot Kk \\ &= 1,844 \cdot 0,0057 \\ &= 0,0105108 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Inersia penampang kolom  $(12E/h^2) \cdot 0,75$  dengan 0,75 adalah faktor reduksi inersia, maka :

$$= \frac{12 \times 25742960}{3,5^2} \times 0,75 = 18913195,1 \text{ KN/m}^4$$

Untuk kekakuannya :

$$\begin{aligned}K_{iy} &= \Sigma D_{ijy} \cdot (12E/h^2) \cdot 0,75 \\ &= 0,0105108 \cdot 18913195,1 \\ &= 198792,81 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Pada hitungan distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung didapat :

$$F_{i,x} = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i} V_x = 898,6449 \text{ KN}$$

Dari Tabel 4.2 diperoleh nilai  $F_{i,x}$ , sedangkan nilai dari  $V_{ix}$  yakni total penjumlahan nilai  $F_{i,x}$  terhadap satu lantai di bawahnya ( nilai  $F_{i,x}$  lantai 10 + nilai  $F_{i,x}$  lantai 9) adalah nilai dari  $V_{i,x}$  untuk lantai 9, yakni :  $V_{i,x} = F_{ix,10} + F_{ix,9}$

$$\begin{aligned}&= 898,6449 + 1509,731 \\ &= 2408,376 \text{ kN}\end{aligned}$$

Sedangkan untuk defleksi relatif pada tiap-tiap tingkat dihitung dengan rumus :

$$\delta_i = \frac{V_{ix}}{K_{ix}}$$

Dimana :  $\delta_i$  : defleksi antar taraf lantai  $i$  dan taraf lantai  $i-1$ ,

$K_{ix}$  : kekakuan tingkat  $i$ , dan

$V_{ix}$  : gaya geser tingkat  $i$ , yang nilainya sama dengan jumlah semua beban horizontal terpusat yang menangkap pada taraf lantai-lantai yang berada di atas taraf  $i$  yang ditinjau.

$$\delta_i = \frac{898,6449}{198792,8} = 0,004521m$$

Adapun defleksi pada tiap-tiap lantai dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} d_{ix} &= \sum \delta_{ix} - \delta_{ix} \\ &= 0,256887 - 0,004521 \\ &= 0,252366 \text{ m} \end{aligned}$$

Setelah didapatkan nilai dari  $d_{ix}$ , maka waktu getar struktur dapat dicari dengan persamaan :

$$T_x = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_{ix}^2}{g \cdot \sum F_{ix} \cdot d_{ix}}}$$

Langkah ini kemudian ditabelkan untuk kesepuluh tingkat seperti pada Tabel 4.3, Tabel 4.4. Sedangkan untuk waktu getar struktur dapat dilihat pada Tabel 4.5.

**8. Distribusi akhir gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung**

a) Waktu getar dan koefisien gempa dasar

Perhitungan waktu getar dengan cara *T-Rayleigh* diperoleh hasil :

$$T_x = 2,70093 \text{ detik} \quad T_y = 2,220394 \text{ detik}$$

Berdasarkan waktu getar portal arah  $x$  ( $T_x$ ) dan  $y$  ( $T_y$ ) tersebut akan diperoleh koefisien gempa dasar berdasarkan tabel di bawah ini.

**Tabel 4.6** Koefisien gempa dasar berdasarkan waktu getar dengan cara *T-Rayleigh*

$K$	Zona	$C_x$	$C_y$
1	1	0,065	0,065
	2	0,045	0,045
	3	0,035	0,035
	4	0,025	0,025
	5	0,02	0,02

Karena koefisien gempa dasar  $C$  untuk periode bangunan dengan cara empiris dan dengan cara *T-Rayleigh* tidak sama, maka harus dilakukan perhitungan ulang gaya geser dasar dengan menggunakan nilai  $C_x$  dan  $C_y$  untuk masing-masing arah portal (arah  $X$  dan arah  $Y$ ).



b) Gaya geser dasar horizontal total akibat gempa

1) Gaya geser dasar arah  $X$  = Gaya geser dasar arah  $Y$

$$\begin{aligned}
 V_x &= C_x \cdot I \cdot K \cdot W_t \\
 &= 0,065 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 64979,21 \\
 &= 4223,649 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

**Tabel 4.7** Gaya Geser Dasar Horizontal

$K$	$I$	$W_t$	Zona	$C_x$	$V_x (kN)$	$C_y$	$V_y (kN)$
1	1	64979,21	1	0,065	4223,649	0,065	4223,649
			2	0,045	2924,064	0,045	2924,064
			3	0,035	2274,27	0,035	2274,27
			4	0,025	1624,48	0,025	1624,48
			5	0,02	1299,5842	0,02	1299,5842

Selanjutnya distribusi akhir dari gaya geser dasar horizontal disajikan dalam Tabel 4.8 dan Tabel 4.9.

♦ Beban titik akibat balok anak

$$\begin{aligned}
 \text{▪ plat} & : 1 \times 0,1 \times 24 \times 4 & = 9,6 \\
 \text{▪ plafon} & : 1 \times (0,11+0,07) \times 4 & = 0,72 \\
 \text{▪ balok anak} & : 0,25 \times 0,3 \times 24 & = 1,8 \\
 & & \hline
 q_{eq} & = 12,12 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pu & = 1,15 \times q_{eq} \times L_x \\
 & = 1,15 \times 12,12 \times 6 \\
 & = 83,628 \text{ kN} \approx 83,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban gravitasi pada balok lantai 1 s/d 9

♦ Beban mati untuk tiap m'

$$\begin{aligned}
 \text{▪ plat} & : 1 \times 0,12 \times 24 \times 4,88 & = 14,0544 \\
 \text{▪ plafon} & : 1 \times (0,11+0,07) \times 4,88 & = 0,8784 \\
 \text{▪ spesi} & : 1 \times 21 \times 0,02 \times 4,88 & = 2,0496 \\
 \text{▪ pasir} & : 1 \times 16 \times 0,05 \times 4,88 & = 3,904 \\
 \text{▪ tegel} & : 1 \times 24 \times 0,02 \times 4,88 & = \\
 & & 2,3424 \\
 \text{▪ balok induk} & : 0,3 \times 0,38 \times 24 & = 2,736 \\
 \text{▪ dinding} & : 3,5 \times 2,5 & = 8,75 \\
 & & \hline
 q_{eq} & = 20,6604 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & = 20,66 \text{ kN/m} \\
 \text{beban mati ekivalen}
 \end{aligned}$$

♦ Beban hidup untuk tiap m'

$$\begin{aligned}
 \text{▪ } q_h \text{ lantai} & = 2,5 \text{ kN/m} \\
 \text{▪ koefisien reduksi} & = 0,6 \text{ (PMI 83)}
 \end{aligned}$$

## **5.2 Gaya-Gaya Dalam Portal**

Perhitungan yang dilakukan pada Tugas Akhir ini adalah semua titik dalam portal, input data dan output SAP-90 (dalam kN-m) dapat dilihat pada lampiran. Sedangkan untuk hasil analisis gaya-gaya dalam portal akibat beban mati, beban hidup, beban gempa serta kombinasinya dapat dilihat pada Tabel 5.1, Tabel 5.2, Tabel 5.3, Tabel 5.4, Tabel 5.5, dan Tabel 5.6.

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$  maka tulangan baja tarik telah meluiuh tetapi tulangan baja tekan belum meluiuh. Dengan demikian ternyata anggapan pada langkah awal tidak benar, oleh karena itu maka letak garis netral  $c$  dicari kembali dengan persamaan berikut ini.

$$(0,85.f_c'.b.\beta_1)c^2 + (600A_s' - A_s.f_y)c - 600d'.A_s' = 0$$

$$(0,85.30.300.0,85)c^2 + (600.1472,7 - 3436,3.400)c - (600.70.1472,7) = 0$$

$$c^2 - 37,75 c + 9512,25 = 0$$

$$\text{Didapat } c = 142,33 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1.c = 0,85 \cdot 142,33 = 120,98 \text{ mm}$$

$$Nd_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b (d - 1/2a)$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 120,98 \cdot 300 \cdot (10^{-3}) \cdot (425 - 1/2 \cdot 120,98)$$

$$= 337,349 \text{ kN}$$

$$f_s = \frac{c - d'}{c} = \frac{142,33 - 70}{142,33} \cdot 600 = 304,91 \text{ MPa}$$

$$Nd_2 = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d')$$

$$= 1472,7 \cdot 304,91 \cdot (10^{-3}) \cdot (425 - 70) = 159,407 \text{ kN}$$

$$M_{nak} = Nd_1 + Nd_2$$

$$= 337,349 + 159,407$$

$$= 496,756 \text{ kN}$$

## 2. Momen nominal aktual positif

Pada perhitungan momen nominal aktual positif, digunakan asumsi balok  $T$ .

$$\text{Tulangan atas } 7D_{-25} = 3436,3 \text{ mm}^2$$

Luasan bawah 3D-25 = 1472,7 mm<sup>2</sup>

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{3436,3}{1472,7} = 2,3. \quad \text{diambil } \frac{\rho'}{\rho} = 1$$

Lebar efektif balok ditentukan dengan menentukan nilai terkecil dari :

- ◆  $\frac{1}{4}$  panjang bentang balok =  $\frac{1}{4} \cdot 6000 = 1500$  mm,
- ◆  $b_w + 16hf = 300 + 16 \cdot 120 = 2220$  mm, dan
- ◆ Jarak antar balok = 4000 mm.

Digunakan lebar efektif balok = 1500 mm

$$d = h - 70 = 430 \text{ mm}, hf = 120 \text{ mm}$$

$$Mu+ = 181,48 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_R &= 0,8 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot hf \cdot (d - \frac{1}{2}hf) \\ &= 0,8 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 1500 \cdot 120 \cdot (430 - \frac{1}{2} \cdot 120) \\ &= 1358,64 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

dengan demikian balok  $T$  diperhitungkan sebaagai balok persegi dengan

lebar  $b = 1500$  mm

$$\rho = \frac{1472,7}{430 \cdot 1500} = 0,0023$$

$$\begin{aligned} R_n &= (\rho + \frac{1}{2} \rho^2 \cdot m) \cdot f_y \\ &= (0,0023 + \frac{1}{2} \cdot (0,0023)^2 \cdot 15,68) \cdot 400 \\ &= 0,93 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= R_n \cdot b \cdot d^2 \\ &= 0,93 \cdot 1500 \cdot 430^2 \\ &= 257,84 \text{ kN.m} > Mu+ = 181,48 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada elemen balok lantai 1, di bawah ini.

$$M_{kap}^- = 620,95 \text{ kN.m} ; M_{kap}^+ = 322,3 \text{ kN.m}$$

$$V_D = 63,38 \text{ kN} ; V_L = 9,163 \text{ kN} ; V_E = 80,53 \text{ kN} , Ln = 5,3 \text{ m.}$$

$$V_{u,b1} = 0,7 \cdot \frac{620,95 + 322,3}{5,3} + 1,05 \cdot 80,53 = 200,75 \text{ kN}$$

$$V_{u,b2} = 1,05 \cdot (63,38 + 9,163 + \frac{4}{1} \cdot 80,53) = 414,4 \text{ N}$$

Dipakai  $V_{u,b} = 200,75 \text{ kN}$

Dengan cara yang sama didapat gaya geser terpakai dari semua balok yang ditunjukkan dalam Tabel 5.13 sampai dengan Tabel 5.18.

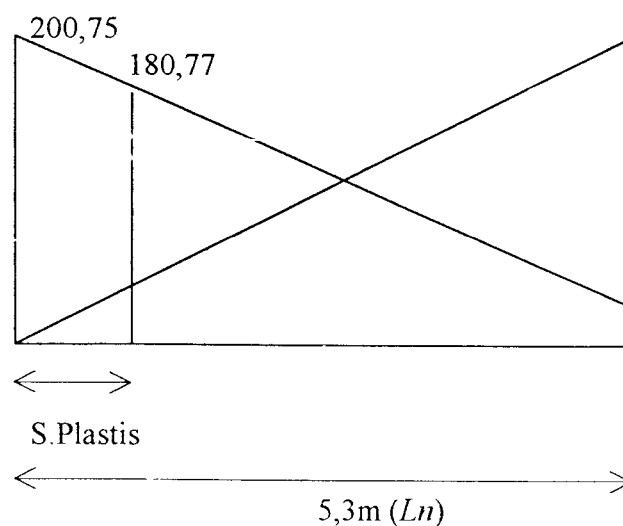
### 3. Penulangan Geser Balok

Ditinjau pada balok lantai 1.

#### a. Sepanjang daerah sendi plastis

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 200,75 \text{ kN} \quad V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{0,6} = \frac{200,75}{0,6} = 334,58 \text{ kN}$$



**Gambar 5.1** Daerah sendi plastis pada penulangan geser balok

$$V_{s,mak} \frac{2}{3} \sqrt{f_c' b d} = \frac{2}{3} \sqrt{30 \cdot 300 \cdot 425} = 465,564 kN$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2.1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 400 \cdot 425}{334,58} = 79,771 mm$$

Syarat :

$$S \leq 1/4 \cdot d = 1/4 \cdot 425 = 106,25 \text{ mm}$$

Dipakai  $\phi$  10-55 mm

#### b. Diluar daerah sendi plastis

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 180,77 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 425 = 116,39 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{0,6} - V_c = \frac{180,77}{0,6} - 116,39 = 184,89 kN$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2.1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 400 \cdot 425}{184,89} = 144,4 mm$$

syarat :

$$S \leq 1/2 \cdot d = 1/2 \cdot 425 = 212,5 \text{ mm}$$

Dipakai  $\phi$  10-100mm

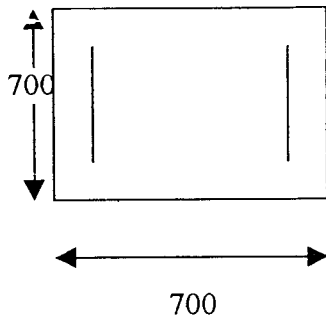
Dengan cara yang sama diperoleh dimensi dan spasi tulangan geser terpakai dari semua balok yang ditunjukkan dalam Tabel 5.19 sampai dengan Tabel 5.24.

## 5.2 Desain Kolom

Untuk mendesain kolom, perlu dihitung momen rencana dan momen maksimum terlebih dahulu.

$$N_{u,k} y_{bawah} = 1,05 \cdot [2835,735 - \left(\frac{4}{1}\right) \cdot 1079,86] = -32195 \text{ kN}$$

### 5.2.3 Penulangan Kolom



Sebagai contoh hitungan penulangan

kolom ditinjau pada kolom lantai 1.

$$N_{u,k} = 2940,2 \text{ kN}$$

$$M_{u,k} = 172,3 \text{ kN.m}$$

$$N_{n,k} = 4523,04 \text{ kN}$$

$$M_{n,k} = 265,07 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M_{n,k}}{N_{n,k}} = \frac{265,07}{4523,04} = 58,601 \text{ mm}$$

Direncanakan ukuran kolom 700/700, dengan rasio penulangan 1%.

$$A_s \text{ pada tiap sisi} = 0,5\% \cdot A_{tot}$$

$$= 0,5\% \cdot 700 \cdot 630$$

$$= 2205 \text{ mm}^2$$

Dicoba tulangan 5D25 pada masing-masing sisi ( $A_s = A_s' = 2454,5 \text{ mm}^2$ )

$$d = 700 - 70 = 630 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_{tot}} = \frac{2454,5}{700 \cdot 630} = 0,0056$$

$$cb = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 400} \cdot 630 = 378$$

$$ab = \beta_1 \cdot cb = 0,85 \cdot 378 = 321,3 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{cb - d'}{cb} \cdot 600 = \frac{378 - 70}{378} \cdot 600 = 488,89 > f_y = 400 \text{ MPa}$$



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

Distribusi momen kolom menjadi momen kolom atas dan momen kolom bawah dilakukan berdasarkan persamaan distribusi momen (Kusuma dan Andriono, 1994).

$$\alpha_{k-bawah} = \frac{M_{E,atas,k-bawah}}{M_{E,atas,k-bawah} + M_{E,bawah,k-atas}}, \quad \alpha_{k-atas} = \frac{M_{E,bawah,k-atas}}{M_{E,bawah,k-atas} + M_{E,atas,k-bawah}}$$

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai teratas yang diperbolehkan terjadi sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana dihitung berdasarkan momen kapasitas kolom..

Sebagai contoh hitungan ditinjau pada kolom lantai 1.

$$Mu,k \text{ atas} = 172,3 \text{ kN.m}$$

$$Mu,k \text{ bawah} = 1206 \text{ kNm (momen kapasitas kolom)}$$

$$V_D = 13,249 \text{ kN} ; V_L = 1,976 \text{ kN} ; V_{Ex} = 173,24 \text{ kN} ; V_{ey} = 326,66 \text{ kN}$$

$$V_{u,k} = \frac{(172,3 + 1206)}{3,25} = 424,2 \text{ kN}$$

$$V_{u,kx} = 1,05 \cdot (13,249 + 1,976 + \frac{4}{1} \cdot 173,24) = 743,58 \text{ kN}$$

$$V_{u,ky} = 1,05 \cdot (13,249 + 1,976 + \frac{4}{1} \cdot 326,66) = 1387,9 \text{ kN}$$

$$\text{Dipakai } V_{u,k} = 424,2 \text{ kN}$$

Dengan cara yang sama didapat gaya geser kolom terpakai lainnya yang ditunjukkan dalam Tabel 5.35 dan Tabel 5.36.

Z diasumsikan = 0,60 m

$$T = 0,7 \cdot \frac{M_{kap}}{z} = 0,7 \cdot \frac{882,64}{0,6} = 1029,747 \text{ kN}$$

$$V_{jh} = T - V_k = 1029,747 - 199,8 = 829,947 \text{ kN}$$

Kontrol tegangan geser horizontal :

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} = \frac{829,947}{0,7 \cdot 0,7} = 1,6937 \text{ MPa} < 1,5 \cdot \sqrt{f_c'} = 8,22 \text{ MPa}$$

Penulangan geser horizontal :

$$N_u = 2950,9 \text{ kN}; \frac{N_u}{A_g} = \frac{2940,2}{0,7 \cdot 0,7} = 6,00 \text{ MPa} > 0,1 \cdot f_c' = 3 \text{ MPa}$$

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left[ \left( \frac{N_u}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f_c' \right] \cdot b_j \cdot h_c} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{[6,00] - 0,1 \cdot 30} \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 565,84 \text{ kN}$$

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} = 829,947 - 565,84 = 264,06 \text{ kN}$$

$A_s$  perlu :

$$A_{sh} = \frac{V_{sh}}{f_y} = \frac{264,06}{400} = 660,15 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang rangkap  $\phi 12$ ,  $A_s = 452,39 \text{ mm}^2$

$$\Sigma \text{lapis perlu} = \frac{A_{sh}}{A_s} = \frac{660,15}{452,39} = 1,46$$

Dipakai 2 lapis sengkang rangkap  $\phi 12$ .

## 2. Penulangan Geser Vertikal

$$V_{cv} = \frac{A_s \cdot V_{jh}}{A_s} \cdot \left( 0,6 + \frac{N_u}{A_g \cdot f_c'} \right) = 829,947 \cdot \left( 0,6 + \frac{2940,2}{700 \cdot 700 \cdot 30} \right) = 663,93 \text{ kN}$$

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} = 829,947 - 663,93 = 165,97 \text{ kN}$$

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} = \frac{165,97}{400} = 414,925 \text{ mm}^2$$

Tulangan kolom terpasang = 3D<sub>25</sub> ;  $A_s = 1472,7 \text{ mm}^2 > A_{jv}$ .

Dengan cara yang sama didapat penulangan geser pertemuan balok kolom lainnya yang ditunjukkan dalam Tabel 5.39 dan Tabel 5.40.

### 6.1.4 Tulangan Geser Kolom

Diameter dan spasi tulangan geser kolom terpakai sepanjang daerah  $l_o$  maupun di luar daerah  $l_o$  dapat dilihat pada tabel tulangan geser kolom.

**Tabel 6.8** Tulangan geser kolom portal as A-I s/d A-IV

Klm	Daerah $l_o$					Di luar daerah $l_o$					Ket
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	
1	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	Lt 1
4	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	Lt 1
22	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 75	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 75	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 100	Lt 2
25	$\phi 10$ 5	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 30	Lt 2
43	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 100	Lt 3
46	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 25	Lt 3
64	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 75	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 75	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 100	Lt 4
67	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 45	$\phi 10$ 45	$\phi 10$ 45	Lt 4
85	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 75	Lt 5
88	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 50	Lt 5
106	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 70	Lt 6
109	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	Lt 6
127	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 50	Lt 7
130	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 100	Lt 7
148	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 45	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 40	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 30	Lt 8
151	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 100	Lt 8
169	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 30	$\phi 10$ 45	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 75	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 35	Lt 9
172	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 40	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 100	Lt 9
190	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 25	$\phi 10$ 35	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 50	Lt 10
193	$\phi 10$ 10	$\phi 10$ 15	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 20	$\phi 10$ 40	$\phi 10$ 50	$\phi 10$ 55	$\phi 10$ 100	$\phi 10$ 100	Lt 10

**Tabel 6.9** Tulangan geser kolom portal as B-I s/d B-IV

Klm	Daerah Io					Di luar daerah Io					Ket
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	
8	φ12 5	φ12 10	φ12 10	φ12 15	φ12 20	φ12 10	φ12 15	φ12 30	φ12 50	φ12 100	Lt 1
11	φ12 5	φ12 5	φ12 10	φ12 15	φ12 15	φ12 5	φ12 10	φ12 20	φ12 50	φ12 100	Lt 1
29	φ12 5	φ12 10	φ12 15	φ12 20	φ12 25	φ12 10	φ12 25	φ12 50	φ12 100	φ12 100	Lt 2
32	φ12 5	φ12 5	φ12 10	φ12 15	φ12 15	φ12 5	φ12 10	φ12 20	φ12 45	φ12 100	Lt 2
50	φ12 10	φ12 10	φ12 15	φ12 25	φ12 25	φ12 15	φ12 35	φ12 50	φ12 100	φ12 100	Lt 3
53	φ12 5	φ12 5	φ12 10	φ12 15	φ12 15	φ12 5	φ12 10	φ12 20	φ12 45	φ12 100	Lt 3
71	φ12 10	φ12 15	φ12 15	φ12 25	φ12 30	φ12 20	φ12 50	φ12 100	φ12 100	φ12 50	Lt 4
74	φ12 5	φ12 5	φ12 10	φ12 15	φ12 20	φ12 5	φ12 15	φ12 20	φ12 50	φ12 100	Lt 4
92	φ12 10	φ12 15	φ12 15	φ12 25	φ12 30	φ12 25	φ12 60	φ12 100	φ12 100	φ12 50	Lt 5
95	φ12 5	φ12 5	φ12 10	φ12 15	φ12 20	φ12 10	φ12 15	φ12 25	φ12 50	φ12 100	Lt 5
113	φ12 10	φ12 20	φ12 20	φ12 30	φ12 35	φ12 35	φ12 100	φ12 100	φ12 50	φ12 50	Lt 6
116	φ12 5	φ12 10	φ12 10	φ12 20	φ12 25	φ12 10	φ12 20	φ12 40	φ12 100	φ12 100	Lt 6
134	φ12 10	φ12 20	φ12 20	φ12 35	φ12 35	φ12 60	φ12 100	φ12 100	φ12 50	φ12 45	Lt 7
137	φ12 5	φ12 10	φ12 15	φ12 20	φ12 30	φ12 15	φ12 30	φ12 50	φ12 100	φ12 70	Lt 7
155	φ12 20	φ12 30	φ12 30	φ12 50	φ12 50	φ12 100	φ12 95	φ12 50	φ12 40	φ12 35	Lt 8
158	φ12 10	φ12 15	φ12 20	φ12 30	φ12 35	φ12 25	φ12 50	φ12 50	φ12 50	φ12 50	Lt 8
176	φ12 30	φ12 30	φ12 45	φ12 45	φ12 50	φ12 75	φ12 50	φ12 40	φ12 30	φ12 30	Lt 9
177	φ12 15	φ12 15	φ12 30	φ12 45	φ12 50	φ12 100	φ12 100	φ12 50	φ12 35	φ12 35	Lt 9
200	φ12 35	φ12 55	φ12 50	φ12 100	φ12 100	φ12 50	φ12 40	φ12 30	φ12 25	φ12 25	Lt 10

Spasi tulangan geser kolom di daerah zona 1 lebih rapat dibandingkan zona lainnya. Hal ini dikarenakan gaya geser yang terjadi pada kolom di zona 1 paling besar dibandingkan zona lainnya sehingga untuk menahan gaya geser yang besar diperlukan spasi tulangan geser yang rapat.

**Tabel 6.11** Jumlah lapis tulangan geser horizontal pertemuan balok kolom portal as B-I dan as B-IV

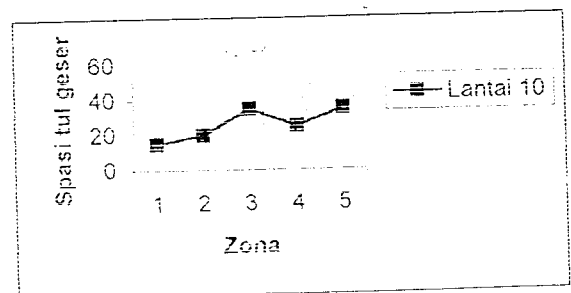
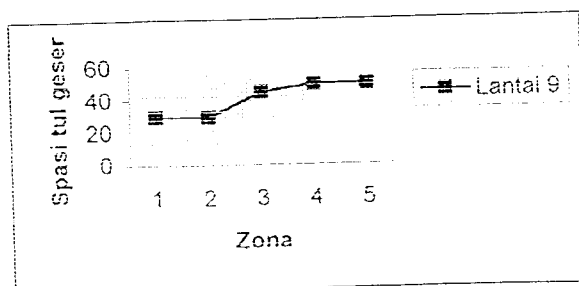
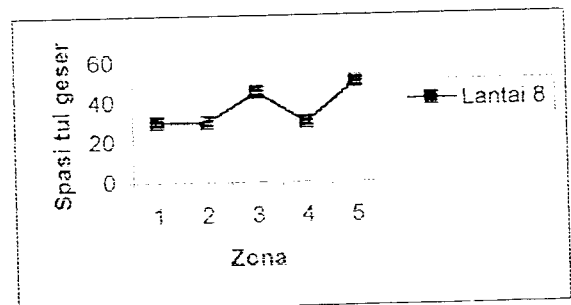
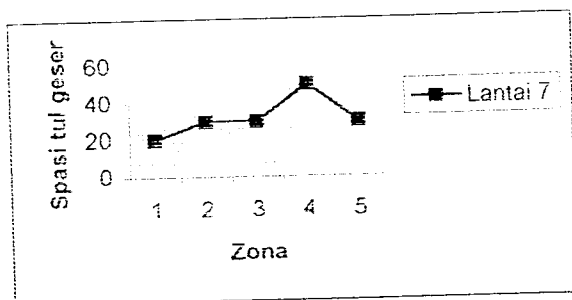
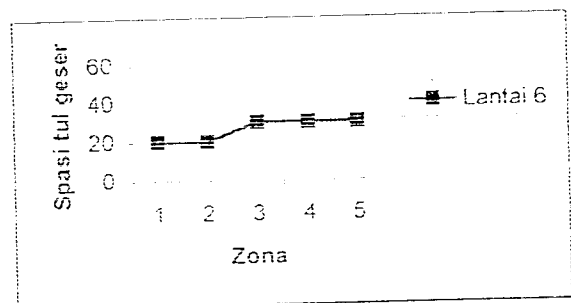
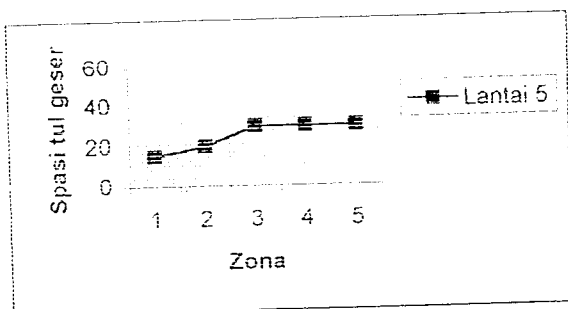
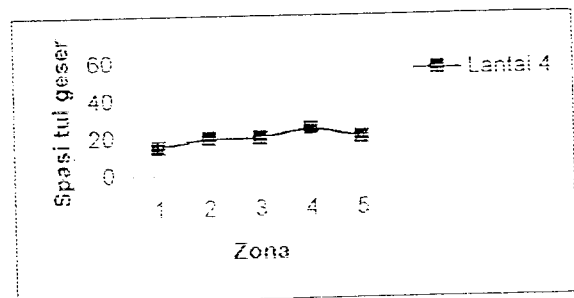
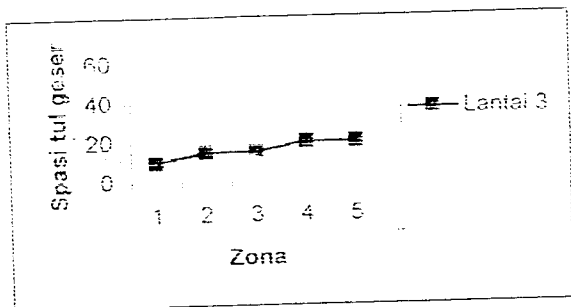
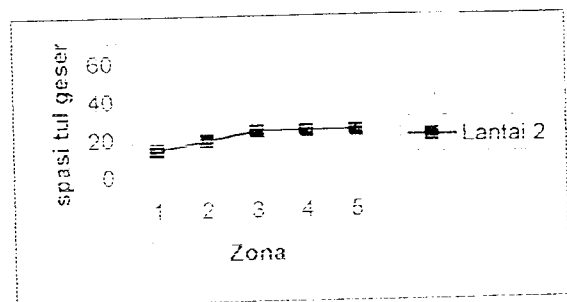
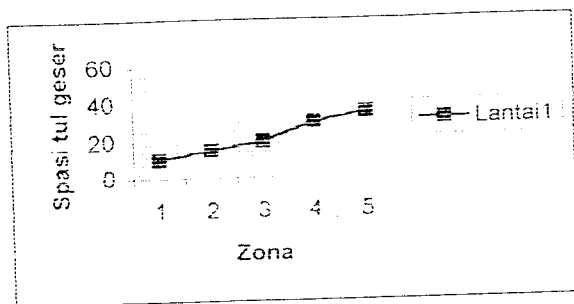
Ko- lom	Letak	$\Sigma$ lapis tul geser horz dgn kombinasi momen balok					KET
		Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	
1	Tepi	4	3	4	4	1	kolom lt 1
4	Tengah	1	4	2	2	2	kolom lt 1
22	Tepi	4	4	4	4	4	kolom lt 2
25	Tengah	1	5	2	2	2	kolom lt 2
43	Tepi	5	4	5	5	5	kolom lt 3
46	Tengah	2	5	3	3	3	kolom lt 3
64	Tepi	5	5	5	5	5	kolom lt 4
67	Tengah	1	6	3	3	3	kolom lt 4
85	Tepi	6	5	6	6	6	kolom lt 5
88	Tengah	2	6	4	4	4	kolom lt 5
106	Tepi	6	5	6	6	6	kolom lt 6
109	Tengah	2	7	4	4	4	kolom lt 6
127	Tepi	7	6	7	7	7	kolom lt 7
130	Tengah	3	8	5	5	5	kolom lt 7
148	Tepi	8	7	8	8	8	kolom lt 8
151	Tengah	4	10	5	5	6	kolom lt 8
169	Tepi	6	6	6	6	7	kolom lt 9
172	Tengah	4	8	8	8	8	kolom lt 9
190	Tepi	5	5	5	5	5	kolom lt 10
193	Tengah	3	8	5	5	5	kolom lt 10

### 6.1.6 Momen Kapasitas Balok Dan Momen Nominal Kolom

Sesuai dengan konsep *strong column weak beam* dengan *beam sway mechanism* yang diinginkan adalah pada balok, maka tentunya kekuatan kolom harus lebih besar dibandingkan balok untuk menjamin terbentuknya mekanisme goyang pada balok tersebut. SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan dalam perhitungan momen ultimit kolom dengan berdasarkan pada momen kapasitas kolom, dengan demikian momen ultimit kolom dan momen kapasitas balok akan berbanding lurus.

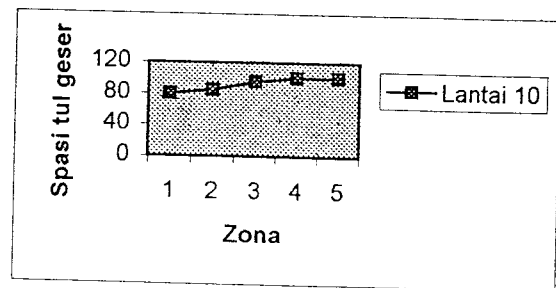
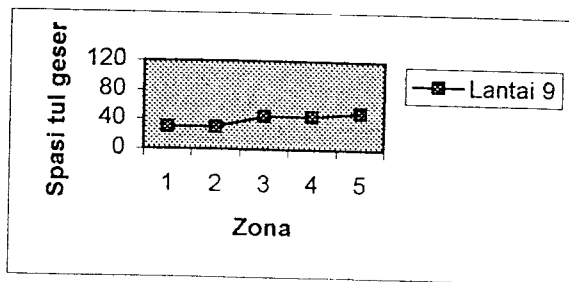
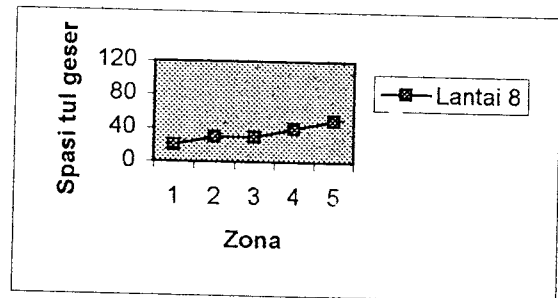
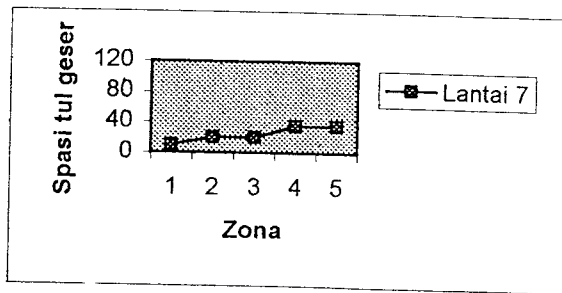
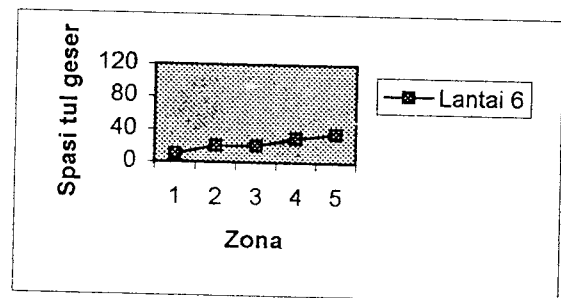
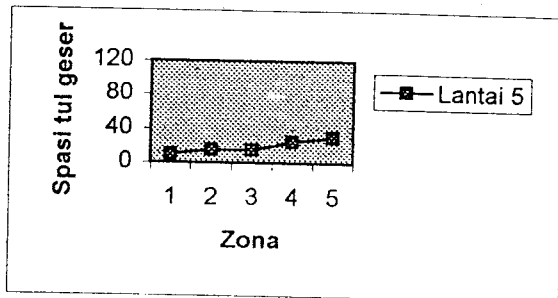
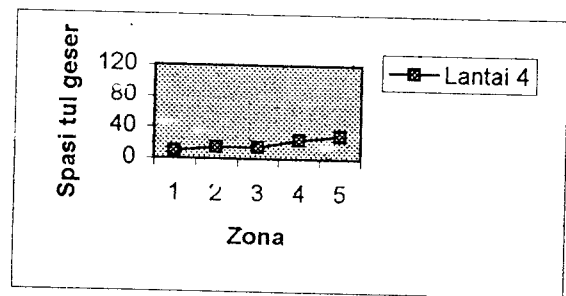
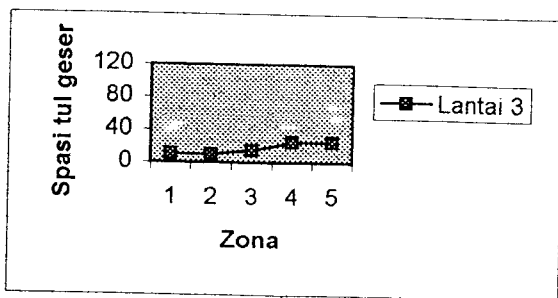
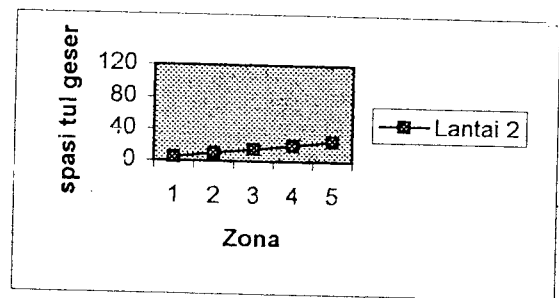
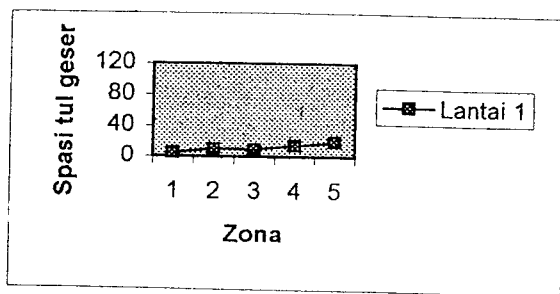
**Tabel 6.12** Momen kapasitas balok dan momen nominal kolom as A-I dan as A-IV

Lt	Zona 1		Zona 2		Zona 3		Zona 4		Zona 5		KET
	<i>M<sub>kap,b</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>nk</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>kap,b</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>nk</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>kap,b</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>nk</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>kap,b</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>nk</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>kap,b</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>nk</sub></i> (kNm)	
1	620.9	2231.3	540.6	800.53	327.66	635.06	457	469.59	372	386.9	Tepi
1	620.9	1049.2	540.6	824.97	327.66	648.25	457	600.78	372	544.73	Tengah
2	697.6	1299.8	540.6	1086	457	972.51	457	972.51	457	972.5	Tepi
2	697.6	2213.3	540.6	1719.8	457	1577.9	457	1577.9	540.6	1719.8	Tengah
3	769.9	1484.6	540.6	1152.9	540.6	1152.9	457	1032.5	457	1032.5	Tepi
3	697.6	1633.8	540.6	1262	540.6	1262	540.6	1259.6	457	1159	Tengah
4	697.6	885.05	540.6	739.45	540.6	739.45	457	662.19	457	662.19	Tepi
4	697.6	1249.6	540.6	965.22	457	886.5	457	886.5	457	886.5	Tengah
5	697.6	1206.1	540.6	641.63	457	574.58	457	574.58	457	574.58	Tepi
5	697.6	1621.2	540.6	895.1	457	822.1	372	747.17	457	822.1	Tengah
6	620.9	1365.5	540.6	744.81	457	666.83	372	666.83	457	666.83	Tepi
6	620.9	1756.9	540.6	987.26	457	906.74	457	906.74	457	906.74	Tengah
7	620.9	1439.3	540.6	785.05	457	702.86	457	463.45	457	702.86	Tepi
7	620.9	1976.2	540.6	1110.5	457	1019.9	457	1019.9	372	926.98	Tengah
8	620.9	1219.9	540.6	665.39	457	595.72	372	524.22	372	524.22	Tepi
8	620.9	2292.8	540.6	1284.2	457	1179.5	372	1072	372	1072	Tengah
9	620.9	1039.3	540.6	566.85	372	446.58	372	446.58	372	446.58	Tepi
9	620.9	2994	540.6	1312.7	372	1095.8	372	1095.8	372	1095.8	Tengah
10	620.9	1010.7	540.6	814.65	372	716.63	372	618.6	372	569.59	Tepi
10	620.9	1816.9	540.6	573.98	372	446.43	372	971.34	372	865.64	Tengah



Gambar 6.4 Perbandingan spasi tulangan geser (mm) semua zona untuk tiap-tiap lantai (as A)





Gambar 6.5 Perbandingan spasi tulangan geser (mm) semua zona untuk tiap-tiap lantai (as B)