

## BAB VI

# TATA CARA PERENCANAAN STRUKTUR BETON UNTUK BANGUNAN TAHAN GEMPA

### 6.1. LANDASAN TEORITIS

#### A. Tinjauan Kuat Geser Senggang Alternatif dan Senggang Konvensional pada Balok Beton Bertulang

Beton merupakan elemen struktur bangunan yang telah dikenal dan banyak dimanfaatkan sampai saat ini. Beton banyak mengalami perkembangan, baik dalam pembuatan campuran maupun dalam pelaksanaan konstruksinya. Salah satu perkembangan beton yaitu pembuatan kombinasi antara material beton dan baja tulangan menjadi satu kesatuan konstruksi yang dikenal sebagai beton bertulang.

Beton bertulang banyak diterapkan pada bangunan-bangunan seperti: gedung, jembatan, perkerasan jalan, bendungan, tandon air dan berbagai konstruksi lainnya. Beton bertulang pada bangunan gedung terdiri dari beberapa elemen struktur, misalnya balok, kolom, plat lantai, pondasi, *sloof*, ring balok, ataupun plat atap.

Beton bertulang sebagai elemen balok harus diberi penulangan yang berupa penulangan lentur (memanjang) dan penulangan geser. Penulangan lentur dipakai untuk menahan pembebanan momen lentur yang terjadi pada balok. Penulangan geser (penulangan sengkang) digunakan untuk menahan pembebanan geser (gaya lintang) yang terjadi pada balok.

Ada beberapa macam tulangan sengkang pada balok, yaitu sengkang vertikal, sengkang spiral, dan sengkang miring. Ketiga macam tulangan ini sudah lazim diterapkan dan sangat dikenal, yang dikenal sebagai tulangan sengkang konvensional (Wahyudi, 1997).

Tulangan tipe ini mempunyai konsep perhitungan bahwa bagian tulangan sengkang yang berfungsi menahan beban geser adalah bagian pada arah vertikal (tegak lurus terhadap sumbu batang balok), sedangkan pada arah

horizontal (di bagian atas dan bawah) tidak diperhitungkan menahan beban gaya yang terjadi pada balok. Beban geser balok menyebabkan terjadinya keretakan geser, yang pada umumnya dekat dengan tumpuan balok beban gesernya besar. Kondisi ini menjalar ke arah vertical horizontal menuju tengah bentang balok.

Keretakan geser menyebabkan terbelahnya balok menjadi dua bagian yang dipisahkan oleh garis keretakan geser tersebut, yaitu bagian bawah retak geser dan bagian atas retak geser.

Keretakan ini semakin lama semakin besar, sehingga kedua bagian balok akan terbelah. Berdasarkan kejadian ini, bagian tulangan sengkang pada arah vertikal adalah tulangan yang berhubungan langsung dengan keretakan geser tersebut. Tulangan ini mencegah terbelahnya balok akibat adanya keretakan geser, karena berfungsi untuk mengikat antara bagian balok di bawah retak geser dan bagian balok di atas retak geser.

Retak geser pada balok tidak akan terjadi jika direncanakan dengan tepat agar mampu menahan gaya geser tersebut (Kennet, 1997). Berdasarkan uraian tersebut penelitian ini dilakukan untuk mengkaji lebih lanjut tentang keberadaan bagian tulangan sengkang pada arah horizontal, apakah memang perlu ada dan dipasang, ataukah tidak perlu ada dan tidak perlu dipasang. Apabila tidak perlu ada, maka penulangan sengkang dengan konsep ini dapat memberikan manfaat positif, berupa efisiensi bahan/biaya. Konsep penulangan sengkang ini diistilahkan sebagai sengkang alternatif.

Beton terbuat dari agregat kasar, agregat halus, dan semen yang bereaksi dengan air sebagai bahan perekat, yang harus dicampur dan diaduk dengan benar dan merata agar dapat diperoleh mutu beton yang baik. Umumnya pengadukan bahan beton dilakukan dengan menggunakan mesin, kecuali jika hanya untuk mendapatkan beton mutu rendah, maka pengadukan dapat dilakukan tanpa menggunakan mesin pengaduk. Nilai *slump* digunakan sebagai petunjuk ketepatan jumlah pemakaian air, yang berhubungan dengan faktor air semen yang ingin dicapai. Waktu yang digunakan untuk pengadukan beton tergantung pada kapasitas isi mesin pengaduk, jumlah adukan, jenis serta susunan butir bahan penyusun, serta nilai *slump* yang ingin dicapai.

Umumnya waktu tersebut tidak kurang dari 1,50 menit dimulai saat pengadukan, dan hasil adukannya menunjukkan susunan warna yang merata. Nilai kuat tekan beton relatif tinggi bila dibandingkan dengan kuat tariknya, sehingga beton merupakan bahan bersifat getas. Nilai kuat tariknya hanya berkisar 9% -15% dari kuat tekannya (Neville, 1987).

## **B. Kuat Beton terhadap Gaya Tekan dan Gaya Tarik**

Kuat tekan beton diwakili oleh tegangan tekan maksimum  $f_c'$  dengan satuan N/mm<sup>2</sup> atau MPa. Kuat tekan beton umur 28 hari nilainya berkisar antara kurang lebih 10 MPa - 65 MPa.

Struktur beton bertulang umumnya menggunakan beton dengan kuat tekan berkisar antara 17 MPa – 30 MPa, sedangkan beton prategangan menggunakan beton dengan kuat tekan lebih tinggi, berkisar antara 30 MPa-45 MPa.

Beton *ready mix* sanggup mencapai nilai kuat tekan 62 MPa digunakan untuk keadaan dan keperluan struktur khusus, dan untuk memproduksi beton kuat tekan tinggi tersebut umumnya dilaksanakan dengan pengawasan ketat dalam laboratorium (Kusuma, 1997). Pasal 3.3.2 SK SNI T-15-1991-03 menetapkan bahwa, regangan kerja maksimum yang diperhitungkan di serat tepi beton tekan terluar adalah 0,003 sebagai batas hancur.

Regangan kerja maksimum 0,003 tersebut boleh jadi tidak konservatif untuk beton kuat tinggi dengan nilai  $f_c'$  antara 55 MPa - 80 MPa. Nilai kuat tekan dan tarik beton tidak berbanding lurus. Setiap usaha perbaikan mutu kekuatan tekan hanya disertai peningkatan kecil nilai kuat tariknya.

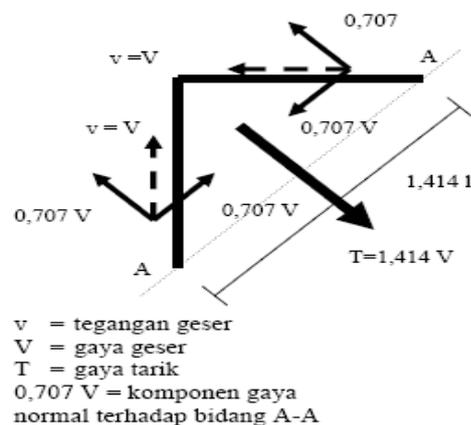
Suatu perkiraan kasar yang dapat dipakai, bahwa nilai kuat tarik beton normal hanya berkisar antara 9% - 15% dari kuat tekannya. Kuat tarik beton yang tepat sulit untuk diukur. Nilai pendekatan yang diperoleh Dipohusodo (1994) dari hasil pengujian berulang kali mencapai kekuatan 0,50- 0,60 kali  $f_c'$  , sehingga untuk beton normal digunakan nilai  $0,57 f_c'$  .

### C. Kuat Geser Balok

Balok yang terlentur pada saat bersamaan juga menahan gaya geser akibat lenturan. Kondisi kritis geser akibat lentur ditunjukkan dengan timbulnya tegangan-regangan tarik tambahan di tempat tertentu pada komponen struktur terlentur. Apabila gaya geser yang bekerja pada struktur beton bertulang cukup besar hingga di luar kemampuan beton, maka perlu dipasang baja tulangan tambahan untuk menahan geser tersebut.

Tegangan geser dan lentur timbul di sepanjang struktur yang menahan gaya geser dan momen lentur, sehingga penampang mengalami tegangan di antara garis netral dan serat tepi penampang. Komposisi tegangan tersebut di suatu tempat akan menyesuaikan diri secara alami dengan membentuk keseimbangan tegangan geser dan tegangan normal maksimum dalam suatu bidang yang membentuk sudut kemiringan terhadap sumbu balok (Asroni, 1997).

Lingkaran Mohr digunakan untuk menunjukkan bahwa tegangan normal maksimum dan minimum akan bekerja pada dua bidang yang saling tegak lurus satu sama lainnya. Bidang tersebut dinamakan bidang utama dan tegangan yang bekerja disebut tegangan utama (Asroni, 2001) seperti dapat dilihat pada Gambar 6.1.



**Gambar 6.1. Tegangan pada balok terlentur**

Menurut Dipohusodo (1994), tegangan tarik dengan variasi besar dan kemiringan, baik sebagai akibat geser saja/gabungan dengan lentur, akan timbul di setiap tempat sepanjang balok, yang harus diperhitungkan dalam analisis dan perencanaan.

Kejadian geser pada balok beton tanpa tulangan, umumnya kerusakan terjadi di daerah sepanjang kurang lebih tiga kali tinggi efektif balok, dan dinamakan bentang geser. Retak akibat tarik diagonal merupakan salah satu cara terjadinya kerusakan geser. Bentang geser yang lebih pendek, kerusakan timbul sebagai kombinasi dari pergeseran, remuk dan belah, sedangkan untuk balok beton tanpa tulangan dengan bentang geser lebih panjang, retak akibat tegangan tarik lentur akan terjadi terlebih dahulu sebelum retak karena tarik diagonal.

Terjadinya retak tarik lenturan pada balok tanpa tulangan merupakan peringatan awal kerusakan geser. Retak miring akibat geser di badan balok beton bertulang dapat terjadi tanpa disertai retak akibat lentur di sekitarnya, atau dapat juga sebagai kelanjutan proses retak lentur yang telah mendahuluinya. Retak miring pada balok yang sebelumnya tidak mengalami retak lentur dinamakan sebagai retak geser badan.

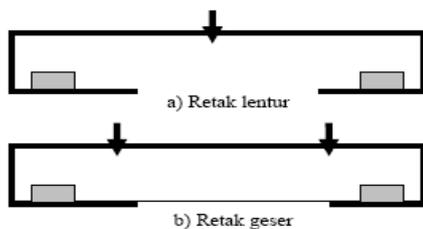
Kejadian retak geser badan jarang dijumpai pada balok beton bertulang biasa dan lebih sering pada balok beton prategangan berbentuk huruf I dengan badan tipis dan *flens* (sayap) lebar. Retak geser badan juga dapat terjadi di sekitar titik balik lendutan atau di tempat terjadinya penghentian tulangan balok struktur bentang menerus. Retak miring yang terjadi sebagai proses kelanjutan dari retak lentur yang telah timbul sebelumnya dinamakan sebagai retak geser lentur. Retak jenis terakhir ini dapat dijumpai baik pada balok beton bertulang biasa maupun prategangan.

Proses terjadinya retak lentur umumnya cenderung merambat dimulai dari tepi masuk ke dalam balok dengan arah hampir vertikal. Proses tersebut terus berlanjut tanpa mengakibatkan berkurangnya tegangan sampai tercapainya suatu kombinasi kritis tegangan lentur dan geser di ujung salah satu retak terdalam, yang terjadi tegangan geser cukup besar dan mengakibatkan terjadinya retak miring.

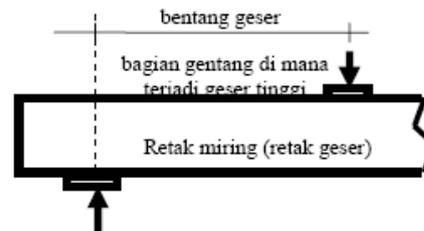
Tulangan baja pada balok beton bertulangan lentur arah memanjang bertugas sepenuhnya menahan gaya tarik yang timbul akibat lenturan. Apabila beban yang bekerja terus meningkat, tegangan tarik dan geser juga akan meningkat, sedangkan tulangan baja yang diperuntukkan menahan momen lentur di dalam balok letaknya tidak pada tempat terjadinya tegangan tarik

diagonal, sehingga untuk itu diperlukan tambahan tulangan baja untuk menahan tegangan tarik diagonal tersebut di tempat yang sesuai (Dipohusodo, 1994).

Retak miring pada balok beton bertulang lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 6.2, sedangkan perilaku balok tanpa penulangan geser dapat dilihat pada Gambar 6.3.



**Gambar 6.2. Retak miring pada balok beton bertulang**



**Gambar 3. Perilaku balok tanpa penulangan geser**

Menurut Dipohusodo (1994), mekanisme perlawanan geser dalam komponen struktur beton bertulang adalah sebagai berikut:

- 1) Adanya perlawanan geser beton sebelum terjadi retak.
- 2) Adanya gaya ikatan antar agregat (pelimpahan geser antar permukaan butir) ke arah tangensial di sepanjang retakan, yang serupa dengan gaya gesek akibat saling ikat antar agregat yang tidak teratur di sepanjang permukaan beton kasar.
- 3) Timbulnya aksi pasak tulangan memanjang sebagai perlawanan terhadap gaya transversal yang harus ditahan.
- 4) Terjadinya perilaku pelengkung pada balok yang relatif lebih tinggi, di mana segera setelah terjadi retak miring, beban yang dipikul oleh susunan reaksi gaya tekan yang membentuk busur melengkung dengan pengikatnya (tali busur) adalah gaya tarik di sepanjang tulangan memanjang yang ternyata memberikan cadangan kapasitas cukup tinggi.
- 5) Adanya perlawanan penulangan geser yang berupa sengkang vertikal ataupun miring (untuk balok bertulangan geser). Ada beberapa cara penulangan geser yang dapat dilakukan dengan memperhatikan pola retak yang terjadi, yaitu dengan cara pemasangan sengkang vertikal, pemasangan jaringan kawat baja las yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial,

pemasangan sengkang miring atau diagonal, pemasangan batang tulangan miring diagonal yang dapat dilakukan dengan cara membengkokkan batang tulangan pokok balok di tempat-tempat yang diperlukan, atau pemasangan tulangan spiral (Dipohusodo, 1994).

#### D. Perencanaan Penulangan Geser

Perencanaan geser untuk komponen struktur terlentur didasarkan pada anggapan bahwa beton menahan sebagian dari gaya geser, sedangkan kelebihan/kekuatan geser di atas kemampuan beton untuk menahannya dilimpahkan kepada tulangan baja geser.

Cara yang umum dilaksanakan dan lebih sering dipakai untuk penulangan geser adalah menggunakan sengkang, selain pelaksanaannya lebih mudah juga menjamin ketepatan pemasangannya.

Penulangan dengan sengkang hanya memberikan andil terhadap sebagian pertahanan geser karena formasi/arah retak yang miring. Cara penulangan demikian terbukti mampu memberikan sumbangan untuk peningkatan kuat geser ultimit komponen struktur yang mengalami lenturan. Persamaan (3.4-3) SK SNI T-15-1991-03, untuk komponen struktur yang menahan geser dan lentur saja, memberikan kapasitas kemampuan beton (tanpa penulangan geser) untuk menahan gaya geser adalah  $V_c$ ,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d \quad (1)$$

atau menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V_c = \frac{1}{7} (\sqrt{f'c} + 120 \rho_w \left( \frac{V_u d}{M_u} \right)) b_w d \quad (2)$$

dengan  $M_u$  adalah momen terfaktor yang terjadi bersamaan dengan gaya geser terfaktor maksimum  $V_u$  pada penampang kritis, sedangkan batas atas faktor pengali dan  $V_u$  adalah sebagai berikut :

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 0 \quad (3)$$

$$V_c \leq (0.30 \sqrt{f'c}) b_w d \quad (4)$$

dengan :

$V_c$  = kuat geser beton (N)

$f_c'$  = kuat tekan beton (N/mm<sup>2</sup>)

$b_w$  = lebar efektif penampang balok (mm)

$p_w$  = ratio luas tulangan lentur dengan luas penampang balok

$M_u$  = momen akibat beban luar yang bekerja (Nmm)

Kuat geser ideal beton dikenakan factor reduksi kekuatan  $\phi = 0,60$ , sedangkan kuat geser rencana  $V_u$  didapatkan dari hasil penerapan factor beban, nilai  $V_u$  lebih mudah ditentukan dengan menggunakan diagram gaya geser. Meskipun secara teoritis tidak perlu penulangan geser apabila  $V_u \leq \phi V_c$ , peraturan mengharuskan untuk selalu menyediakan penulangan geser minimum pada semua bagian struktur beton yang mengalami lenturan (meskipun hasil perhitungan tidak memerlukannya), kecuali untuk plat dan fondasi plat, struktur balok beton rusuk seperti yang ditentukan dalam Pasal 3.1.11 SK SNI T-15-1991-03, balok yang tinggi totalnya tidak lebih dari 250 mm, atau 2,5 kali tebal flens, atau 1,5 kali lebar badan balok, diambil yang lebih besar, dengan rumus:

$$V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c \text{ (dengan } \phi = 0,60) \quad (5)$$

Ketentuan tulangan geser minimum tersebut untuk menjaga apabila timbul beban yang tak terduga pada komponen struktur yang akan mengakibatkan kerusakan (kegagalan) geser. Sedangkan pada tempat yang memerlukan tulangan geser minimum, jumlah luasnya ditentukan dengan Pasal 3.4-14 SK SNI T-15-1991-03 sebagai berikut :

$$A_v = \frac{1}{3} \left( b_w \frac{S}{f_y} \right) \quad (6)$$

dengan:

$A_v$  = luas penampang tulangan geser total dengan jarak spasi antar tulangan  $s$ , untuk sengkang keliling tunggal  $A_v=2A_s$ , dengan  $A_s$  luas penampang batang tulangan sengkang (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  = lebar balok, untuk balok persegi =  $b$  (mm)

$S$  = jarak pusat ke pusat batang tulangan geser ke arah sejajar tulangan pokok memanjang (mm)

$f_y$  = kuat luluh tulangan geser (MPa)

Apabila gaya geser yang bekerja  $V_u$  lebih besar dari kapasitas geser beton  $\phi V_c$ , maka diperlukan penulangan geser untuk memperkuatnya. Apabila gaya geser yang bekerja di sembarang tempat sepanjang bentang lebih besar dari  $\frac{1}{2} \phi V_c$ , peraturan mengharuskan memasang paling tidak tulangan geser minimum yang disyaratkan. Pasal 3.4.1 dan Pasal 3.4.2 SK SNI menyatakan dasar perencanaan tulangan geser adalah:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (8)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (9)$$

$$\text{sehingga, } V_u \leq \phi V_c + \phi V_s \quad (10)$$

dengan:

$V_u$  = beban geser terfaktor (N)

$\phi$  = faktor reduksi kuat geser

$V_c$  = kuat geser beton (N)

$V_n$  = kuat geser ideal atau nominal (N)

$V_s$  = kuat geser nominal yang dapat disediakan oleh tulangan geser (N)

Nilai  $V_s$  untuk sengkang tegak (vertikal), dapat dihitung dengan menggunakan Pasal 3.4.17 SK SNI, yaitu:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad (11)$$

Menggunakan konsep tegangan geser SK SNI T-15-1991-03 dan dengan beberapa substitusi, maka didapatkan:

$$\text{Tegangan geser} = \frac{V_u}{\phi b_w d} = \frac{(\phi(V_c + V_s))}{\phi(b_w d)} \quad (12)$$

Persamaan tersebut dapat ditulis:

$$\text{Tegangan geser} = \left(\frac{V_c}{b_w d}\right) + \left(\frac{V_s}{b_w d}\right) \quad (13)$$

$\left(\frac{V_c}{b_w d}\right)$  = kapasitas tegangan geser beton,

$\left(\frac{V_s}{b_w d}\right)$  = kelebihan tegangan geser di atas kapasitas beton yang harus didukung

oleh tulangan baja geser pada balok, sehingga gaya tarik diagonal adalah:

Luas daerah tempat bekerjanya tegangan yang harus ditahan oleh tulangan geser adalah

$$1,414Sb_w\left(\frac{V_s}{b_w \cdot d}\right) \quad (14)$$

komponen vertikal gaya tarik diagonal :

$$0,707(1,414sb_w)\left(\frac{V_s}{b_w \cdot d}\right) = sb_w\left(\frac{V_s}{b_w \cdot d}\right) = V_s \frac{S}{d} \quad (15)$$

$A_v f_y$  adalah kapasitas tarik ultimit sengkang. Karena ke arah vertikal harus terjadi keseimbangan, maka:

$$A_v f_y = V_s \frac{S}{d}$$

sehingga,  $V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$  (16)

untuk tulangan sengkang miring sesuai dengan Pasal

(8) 3.4-18 SK SNI T-15-1991-03:

$$(9) \quad V_s = A_v f_y (\sin \alpha + \sin \alpha) \left(\frac{d}{s}\right) \quad (17)$$

(10)  $s$  adalah jarak spasi pusat ke pusat antar sengkang arah horisontal sejajar tulangan pokok memanjang.

Menentukan jarak spasi tulangan sengkang menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\text{sengkang vertikal } s \text{ perlu} = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (18)$$

$$\text{sengkang miring } s \text{ perlu} = (1,414) \left(\frac{A_v f_y d}{V_s}\right) \quad (19)$$

Kedua persamaan tersebut digunakan untuk menghitung jarak maksimum antar sengkang didasarkan pada kuat bahan yang diperlukan. Kuat tulangan geser nominal yang diperlukan  $V_s$  dapat ditentukan dari diagram gaya geser terfaktor  $V_u$ , dan Pasal 3.4-1 dan Pasal 3.4-2 yang selanjutnya diperoleh:

$$V_s \text{ perlu} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi} = \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c$$

### **E. Teknologi Bangunan Konvensional, Bangunan Batu-Bata dengan Struktur Beton Bertulang**

Konsep hunian tahan gempa adalah bangunan yang dapat bertahan dari keruntuhan akibat getaran gempa, serta memiliki fleksibilitas untuk meredam getaran. Prinsipnya pada dasarnya ada dua: kekakuan struktur dan fleksibilitas peredaman.

Prinsip Kekakuan struktur rumah menjadikan struktur lebih solid terhadap guncangan. Terbukti, bahwa struktur kaku seperti beton bertulang bila dibuat dengan baik dapat meredam getaran gempa dengan baik. Hal ini berarti memperhatikan sungguh-sungguh struktur yang dibuat pada saat pembangunan agar dapat lebih kuat dan lebih kaku. Kekakuan struktur dapat menghindarkan kemungkinan bangunan runtuh saat gempa terjadi. Kolom-kolom dan balok pengikat harus kuat dan ditopang oleh pondasi yang baik pula.

Prinsip Fleksibilitas: Adanya kemungkinan struktur bangunan dapat bergerak dalam skala kecil, misalnya dengan menggunakan prinsip hubungan roll pada tumpuan-tumpuan beban. Yang dimaksud hubungan tumpuan roll adalah jenis hubungan pembebanan yang dapat bergerak dalam skala kecil untuk meredam getaran. Ini adalah salah satu contoh saja.

Prinsip penggunaan bahan material yang ringan dan 'kenyal': yaitu menggunakan bahan-bahan material ringan yang tidak lebih membahayakan bila runtuh, dan lebih ringan sehingga tidak sangat membebani struktur yang ada. Contohnya struktur kayu yang dapat menerima perpindahan hubungan antar kayu dalam skala gempa sedang.

Prinsip massa yang terpisah-pisah: yaitu memecah bangunan dalam beberapa bagian struktur yang lebih kecil, sehingga struktur ini tidak terlalu besar, terlalu panjang karena bila terkena gempa harus meredam getaran lebih besar.

Sistem pondasi yang ada saat ini yaitu pondasi tradisional dengan bahan batu kali harus diperhatikan dengan baik; antara lain diusahakan memiliki kemampuan meredam getaran dengan memberikan celah untuk bergerak pada hubungan antara pondasi dengan sloof, pondasi dengan kolom. Cara ini juga

bisa didukung dengan memberikan bahan seperti pecahan kaca diantara pondasi dan sloof.

Untuk dinding, sebenarnya dinding rumah2 tradisional banyak yang sudah sesuai untuk menghadapi gempa, antara lain dinding dari bahan bambu maupun tanaman lainnya. Dinding semacam ini dapat menerima getaran gempa dengan sangat baik. Bahkan rumah-rumah joglo kuno dapat bertahan dengan baik saat gempa.

Untuk kondisi dewasa ini, bahan seperti lembaran komposit (misalnya dinding Hebel), gypsum dan bahan ringan lainnya dapat dengan baik bertahan saat gempa karena ringan dan kuatnya. Selain itu kondisi bahan lembaran solid ini dapat digabungkan dengan fleksibilitas penyambungan dengan kolom-kolom untuk meredam getaran.

Jika memakai batu bata, usahakan agar terdapat penguatan lebih banyak dengan menggunakan kolom-kolom praktis sebagai pengaku. Jangan pernah meletakkan beban atap langsung pada dinding bata. Dinding bata juga perlu untuk diberi angkur pada kolom setiap jarak susunan 8 bata. Dinding bata yang diberi angkur dapat bertahan lebih baik saat gempa karena ditahan oleh kolom dan tidak ambruk.

Jenis atap yang ringan menggunakan kayu dapat dimaksimalkan ketika menghadapi gempa dengan membuat angkur pada ring balok, dimana angkur ini diberi celah untuk bergerak dengan sistem hubungan roll. Jenis atap yang cukup baik adalah atap yang ringan, menggunakan penutup atap ringan seperti lembaran komposit, namun bahan ini kurang diminati karena secara tampilan kurang bagus dibandingkan penutup atap genteng.

Beton harus diperkuat agar tidak mudah ambruk, secara keseluruhan, kolom dan balok beton menyangga keseluruhan bangunan, karenanya bila struktur ini tidak kuat menahan gempa, maka keseluruhan bangunan juga tidak kuat. Usahakan untuk membagi bangunan dalam beberapa kelompok struktur, misalnya menggunakan prinsip dilatasi (pemisahan struktur) antara satu massa dengan massa bangunan lain. Contohnya; memisahkan area ruang keluarga dengan area kamar-kamar secara struktural (meskipun secara organisasi ruang tetap menyatu).

Rancangan interior sebaiknya disesuaikan bila kita concern terhadap masalah gempa ini. Pilihlah jenis furniture yang ringan dan tidak menghalangi saat dibutuhkan evakuasi gempa.

Pada dasarnya bahan-bahan bangunan yang ada saat ini dapat ditingkatkan lagi mutunya dalam menghadapi gempa, serta diperlukan inovasi dalam pengadaan material baru yang dapat menunjang keamanan saat gempa, seperti konstruksi yang ringan, fleksibel dan kuat. Yang paling penting diperhatikan melihat tren saat ini adalah; membuat bangunan dengan cara membangun yang lebih baik, seperti memperkuat dinding dengan angkur, kolom-kolom praktis, dan sebagainya.

Ongkos membangun rumah tahan gempa secara relatif tidak banyak berbeda dengan rumah yang ada saat ini, hanya kualitas sambungan, joint antar pembebanan, jenis material yang mendukung (ringan, kuat dan fleksibel) dapat diperbanyak dan diaplikasikan dalam bangunan. Malahan saat ini terdapat material-material baru fabrikasi yang secara struktural telah teruji melalui laboratorium dan memiliki kualitas lebih baik daripada material konvensional.

Pada dasarnya yang perlu dilakukan adalah meningkatkan kualitas rancangan dan bangunan terhadap gempa melalui cara-cara membangun dan jenis material. Uang yang dikeluarkan tentunya untuk membeli material-material tersebut.

## **6.2. PEMBAHASAN**

### **A. Penulangan Struktur Beton untuk Bangunan Tahan Gempa**

Pada prinsipnya, ketentuan perencanaan dan pelaksanaan penulangan struktur bangunan beton bertulang yang direncanakan tahan terhadap gempa diberikan untuk gaya rencana akibat gerak gempa yang ditentukan berdasarkan dissipasi energy di dalam daerah nonlinier dari respons struktur yang dimaksudkan.

Dalam hal ini, beban lateral rencana dasar akibat gerak gempa untuk suatu daerah harus diambil sesuai ketentuan yang ditetapkan dalam SK SNI 1726-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan gempa untuk Rumah dan Gedung. Dalam standar tersebut ditentukan bahwa gedung-gedung dengan

segenap komponen struktur penahan gempa harus direncanakan dan dibuat detailnya sedemikian rupa sehingga keseluruhannya mampu memberikan perilaku daktail sepenuhnya.

Ketentuan tersebut didasarkan pada kenyataan bahwa secara ekonomi tidaklah lazim untuk merencanakan struktur gedung sedemikian kuat sehingga tahan terhadap gempa secara elastic. Sehubungan dengan hal tersebut, peraturan menetapkan suatu taraf gempa rencana yang menjamin struktur gedung tidak rusak sewaktu menahan gempa kecil atau sedang. Sedangkan sewaktu menahan gempa kuat yang ebih jarang terjadi, struktur mampu mempertahankan perilaku perubahan bentuk secara daktail dengan memancarkan energy dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur melalui pola rencana yang terkendali sehingga tidak mengakibatkan keruntuhan fatal.

Falsafah dasar tersebut diberlakukan untuk segenap komponen struktur gedung, yang apabila berhasil diterapkan akan menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis yang letaknya menyebar sewaktu struktur secara keseluruhan mengalami pengaruh-pengaruh gaya gempa yang melampaui perhitungan gempa rencana.

## **B. Pemencaran Energi dan Tingkat Daktilitas**

Tujuan untuk mengendalikan dan mempertahankan perilaku elasto-plastis dalam struktur pada waktu menahan gaya gempa merupakan dasar untuk teknik pencadangan energi yang dipakai dalam perencanaan struktur daktail, di mana perilaku struktur yang memuaskan setelah melampaui batas elastic harus tetap terjamin dengan baik. Dengan sendirinya hal demikian berbeda dengan dasar-dasar yang digunakan pada respons elastic, di mana seluruh energy potensial yang tersimpan dikembalikan menjadi energi kinetik seluruhnya.

Apabila system struktur telah ditentukan, tempat-tempat yang direncanakan bagi sendi-sendi plastis untuk pemncaran energy harus ditentukan dan dibuatkan detailnya sedemikian rupa sehingga komponen struktur yang bersangkutan benar-benar berperilaku daktail. Mekanisme terbentuknya sendi palstis dikendalikan dan diarahkan agar timbul di tempat-tampat yang direncanakan

dengan cara meningkatkan kuat komponen-komponen struktur yang bersebelahan.

Komponen-komponen struktur lain tersebut harus diberi cukup cadangan kekuatan untuk menjamin berlangsungnya mekanisme pemencaran energy selama gempa berlangsung. Sebagai contoh, di dalam mekanisme goyangan rangka portal dengan sendi-sendi plastis yang terbentuk dalam balok-balok, jumlah kekuatan kolom-kolom pada suatu titik buhul harus dibuat lebih besar dari kekuatan baloknya untuk memaksa terjadinya sendi plastis di dalam balok.

Dengan demikian, mekanisme goyangan portal dengan sendi-sendi plastis terbentuk dalam balok-balok hendaknya selalu diusahakan sejauh keadaan memungkinkan, karena memberikan keuntungan-keuntungan sebagai berikut :

- a. Pemencaran energi berlangsung tersebar dalam banyak komponen,
- b. Bahaya ketidakstabilan struktur akibat efek  $P-\Delta$  hanya kecil,
- c. Sendi-sendi plastis di dalam dapat berfungsi dengan sangat baik, yang memungkinkan berlangsungnya rotasi-rotasi plastis besar, dan
- d. Daktilitas balok yang dituntut untuk mencapai tingkat 4 pada umumnya dengan mudah dapat dipenuhi.

Sedangkan di lain pihak, dengan menggunakan balok-balok kuat dan lebih kaku, mekanisme goyangan portal dengan sendi-sendi plastis terbentuk pada kolom-kolom dari satu tingkat yang pada umumnya hanya diizinkan untuk rangka struktur rendah, karena alasan-alasan sebagai berikut :

- a. pemencaran energi berlangsung terpusat di dalam sejumlah kecil komponen struktur kolom, yang mungkin tidak memiliki cukup daktilitas karena besarnya gaya-gaya aksial yang bekerja bersamaan,
- b. daktilitas yang dituntut pada kolom-kolom untuk mencapai tingkat daktilitas tinggi akan sulit dipenuhi dan
- c. Simpangan besar yang terjadi pada struktur mengakibatkan timbulnya efek  $P-A$  yang merupakan kondisi berbahaya bagi stabilitas struktur.

Daktilitas pada suatu struktur pada hakekatnya adalah perbandingan antara simpangana maksimum rencana dengan simpangan luluh awal pada komponen struktur yang ditinjau.

### C. Struktur Rangka dengan Beban Lentur dan Beban Aksial Kecil

Komponen yang di maksud adalah komponen rangka yang bertugas menahan gaya gempa dan diproporsikan terutama untuk menahan lentur dengan gaya tekan aksial terfaktor yang bekerja pada komponen tersebut di batasi tidak lebih dari :

$$\frac{A_g \cdot f_c'}{10}$$

Apabila nilai tersebut di lampau berarti beban tekan aksial lebih dominan dan komponen digolongkan sebagai struktur. Engan mempertimbangkan perilaku yang berbeda pada komponen struktur langsing, maka untuk komponenn struktur lentur yang dimaksud diberikan pula batasan geometri. Bentang bersih komponen tidak kurang dari 4x tinggi efektifnya, kecuali untuk balok perangkai dinding geser. Rasio lebar terhadap tinggi komponen tidak kurang dari 0,30 untuk struktur rangka dengan tingkat daktilitas 3 dan 0,25 untuk tingkat daktilitas 2, sedangkan lebar komponen tidak kurang dari 250 mm untuk tingkat daktilitas 3 atau 200 mm untuk tingkat daktilitas 2 dan harus lebih lebar dari komponen penumpunya.

#### Proporsi penulangan

a). Untuk sembarang penampang komponen struktur lentur, jumlah tulangan memanjang di bagian atas maupun bawah tidak boleh kurang dari :

$$1,4 \frac{b_w \cdot d}{f_y} \text{ Dan rasio penulangan } \rho \leq \frac{b_w \cdot d}{f_y}$$

Untuk kepentingan konstruksi paling tidak harus disediakan dua batang tulangan menerus pada masing – masing kedua sisi atas dan bawah.

Sambungan lewatan pada tulangan lentur hanya dilaksanakan dengan memasang tulangan sengkang tertutup. Jarak maksimum anatar tulangan melintang yang meliliti sambungan lewatan tidak lebih dari  $d/4$  atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan dalam daerah joint ( pertemuan ) dalam jarak 2x tinggi komponen dari muka joint dan pada lokasi dimana analisis menunjukkan terjadinya luluh lentur akibat perpindahan lateral inelastis dari rangka. Sambungna las dan mekanikal yang memenuhi syarat

boleh digunakan untuk penyambungan tulangan. Pelaksanaannya pada tiap lapis tulangan tidak lebih dari pengaturan berselang - selang dan memenuhi syarat spasi jarak penyambungan. Sehubungan dengan proporsi penulangan memanjang, kuat momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari setengah kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka joint tersebut. Pada sembarang penampang komponen struktur, kuat momen positif maupun negatif tidak boleh kurang dari seperempat keua momen maksimum yang terdapat pada kedua ujung joint.

- b). Pada sepanjang  $2x$  tinggi ( atau  $h$  untuk tingkat daktilitas 2 ) diukur dari muka komponen pendukung ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur harus dipasang sengkang tertutup. Demikian pula untuk sepanjang  $2x$  tinggi komponen pada kedua sisi dari suatu penampang dimana mungkin berlangsung luluh lentur sehubungan dengan perpindahan inelastis dari rangka.

Jarak spasi maksimum sengkang tidak boleh lebih dari :

1.  $\frac{1}{4}$  tinggi efektif komponen,  $\frac{1}{4} d$
2. 8 kali ( atau 10 kali untuk tingkat daktilitas 2 ) diameter batang tulangan memanjang terkecil,
3.  $24x$  diameter batang tulangan sengkang,
4. 200mm untuk tingkat daktilitas 3, dan 300 mm untuk tingkat daktilitas 2
5. untuk tingkat daktilitas 3 :

$$1600 \frac{f_y \cdot A_{s,1}}{(A_{s,a} + A_{s,b}) f_y}$$

Untuk daktilitas 2:

$$3 \frac{f_y \cdot A_{s,1}}{b_w}$$

di mana

$A_{s,1}$  = luas satu kaki tulangan melintang (sengkang),  $\text{mm}^2$

$A_{s,a}$  = luas tulangan memanjang atas,  $\text{mm}^2$

$A_{s,b}$  = luas tulangan memanjang bawah,  $\text{mm}^2$

$f_y$  = kuat luluh tulangan memanjang, Mpa

#### D. Struktur Rangka dengan Beban Lentur dan Beban Aksial Besar

Bila pada komponen struktur rangka yang menahan beban lentur dan aksial yang ditimbulkan oleh bebap gempa dengan besar gaya tekan aksila terfaktor melebihi nilai :

$$\frac{A_g \cdot f_c'}{10}$$

Maka dimensi penampang terpendeknya tidak boleh kurang dari 300 mm (untuk tingkat daktilitas 3 ) atau 250 mm ( untuk daktilitas 2 ). Rasio dimensi pendek penampang terhadap dimensi yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0,40. Sedangkan perbandingan tinggi kolom terhadap dimensi pendek penampangnya tidak boleh lebih besar dari 25. Untuk kolom yang menahan momen yang dapat berbalik tanda, perbandingannya tidak boleh lebih dari 16, sedangkan untuk kolom kantilever tidak lebih dari 10.

Untuk struktur rangka dengan tingkat daktilitas 3, kuat lentur minimum harus memenuhi persamaan – persamaan sebagai berikut.

$$\sum M_{u,k} \geq 0,70 \omega_d \sum M_{kap}$$

$$\sum M_{u,k} < 1,05 \sum (M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k})$$

$$\sum M_{kap,b} = \phi_0 M_{nak,b}$$

$\sum M_{u,k}$  = jumlah momen rencana kolom pada pusat joint ( pertemuan ). Kuat lentur kolom harus dihitung unutm gaya aksial terfaktor yang konsisiten dengan arah gaya lateral dengan arah gaya lateral yang ditinjau.

$\omega_d$  = koefisien pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terbentuknya sendi plastis pada struktur rencana keseluruhan = 1,3.

$\sum M_{kap,b}$  = jumlah momen kapasitas balok pada pusat joint, yang berhubungan dengan kapsitas lentur actual balok ( jumlah luas tulangan yang sebenarnya terpasang ).

$M_{D,k}$  = momen pada kolom akibat beban mati

$M_{L,k}$  = momen pada kolom akibat beban hidup.

- $M_{E,k}$  = momen pada kolom akibat beban gempa dasar ( tanpa faktor pengali tambahan)
- K = faktor jenis struktur, suatu konstanta yang menggambarkan kemampuan respons inelastik struktur akibat bekerjanya beban gempa.
- $\phi_0$  = faktor penambahan kekuatan. Faktor untuk memperhitungkan pengaruh penambahan kekuatan maksimal tulangan terhadap kuat luluh yang ditetapkan, ditentukan 1,25 untuk baja dengan  $f_y < 400$  Mpa dan untuk 1,40 untuk  $f_y > 400$  Mpa.
- $M_{nak,b}$  = kuat momen lentur nominal terhadap luas tulangan sebenarnya pada penampang balok yang di tinjau.

Kemudian gaya aksial rencana  $N_{u,k}$  yang bekerja pada kolom di hitung sebagai berikut.

$$N_{u,k} = \frac{0,70R_v \sum M_{kap,b}}{\ell_b} + 1,05N_{g,k}$$

$$N_{u,k} < 1,05(N_{g,k} + \frac{4,0}{R} N_{E,k})$$

Di mana  $R_v$  adalah faktor reduksi yang dihitung dari:

$$R_v = 1,0 \quad \text{untuk } 1 < n \leq 4$$

$$R_v = 1,1 - 0,025n \quad \text{untuk } 4 < n \leq 20$$

$$R_v = 0,60 \quad \text{untuk } n > 20$$

$n$  adalah jumlah lantai banyak di atas kolom yang ditinjau.

$\ell_b$  = bentang balok diukur dari pusat joint (pertemuan)

$N_{g,k}$  = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat joint

$N_{E,k}$  = gaya aksial akibat beban gempa pada pusat joint

Sedangkan untuk struktur rangka dengan tingkat daktilitas 3, kuat lentur minimum kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$M_{u,k} \geq 1,05 \sum (M_{D,k} + M_{L,k} + \omega_d KM_{E,k})$$

Gaya aksial rencana yang bekerja pada kolom sebagai berikut:

$$N_{u,k} \geq 1,05 \sum (N_{D,k} + N_{L,k} + \omega_d KN_{E,k})$$

**Proporsi penulangan :**

a). Rasio penulangan  $\rho$ , tidak boleh kurang dari 0,01 tidak lebih dari 0,06 dan pada daerah sambungan tidak lebih dari 0,08. Sambungan lewatan hanya digunakan di luar daerah sendi plastis potensial dan harus diproporsikan sebagai sambungan tarik. Sehubungan dengan proporsi penulangan memanjang, kuat momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari setengah kuat momen negative yang disediakan pada muka joint tersebut. Pada sembarang penampang komponen struktur, kuat momen positif maupun negative tidak boleh kurang dari seperempat kuat momen maksimum yang terdapat pada kedua ujung joint. Sambungan dengan pengelasan dan mekanikal yang memenuhi syarat boleh di gunakan sembarangan tempat asal pengaturan penyambungan batang memanjang pada suatu penampang tidak lebih dari pengaturan berselang-seling dan jarak antar sambungan 600 mm.

b). tulangan transversal boleh terdiri dari sekang tertutup tunggal atau majemuk, atau menggunakan kait silang penutup diameter dan jarak spasi sama dengan diameter dan spasi yang ditetapkan untuk sengkang tertutup. Tulangan melintang (transversal) harus dipasang dengan jarak spasi tidak melebihi seperempat dimensi terkecil komponen, 8 x diameter tulangan pokok memanjang (tingkat daktilitis 3) atau 10 x untuk tingkat daktilitas 2, dan 100 mm (untuk tingkat daktilitas 3) atau 200 mm (untuk tingkat daktilitas 2). Jarak spasi kait silang ataupun kaki sengkang tertutup majemuk tidak boleh lebih dari 350 mm.

Pada setiap muka joint dan pada kedua sisi setiap penampang yang berpotensi mengalami luluh lentur akibat berlangsungnya perpindahan lateral inelastic dari rangka harus dipasang tulangan transversal di sepanjang  $l_0$  dari muka yang di tinjau.

Panjang  $l_0$  tidak boleh kurang dari :

1. tinggi komponen dimensi struktur, untuk  $Nu,k < 0,30 Agfc'$
2. satu setengah kali tinggi komponen dimensi struktur, untuk  $Nu,k < 0,30 Agfc'$
3. seperempat bentang bersih komponen struktur

4. 450 mm

Apabila gaya tekan aksial terfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa yang bekerja pada kolom nilainya melampaui  $0,10 A_g f_c'$  dan kolom berfungsi sebagai struktur penyangga komponen kaku terputus, misalnya dinding, agar dapat mengembangkan respons inelastis maka pada seluruh tinggi kolom yang berfungsi tersebut di atas harus di beri tulangan transversal. Tulangan transversal tersebut harus menerus masuk ke dalam komponen struktur kaku terputus paling tidak sejarak panjang penyaluran batang tulang pokok memanjang terbesar di dalam kolom. Apabila ujung bawah kolom berakhir pada suatu komponen dinding maka pemasangana tulangan transversal harus dipasang menerus paling kurang masuk sejauh 300 mm ke dalam daerah pondasi.

#### E. Ketentuan Kuat Geser

Gaya geser rencana komponen struktur terlentur dengan beban aksial kecil, semisal komponen balok dan sebagainya dengan tingkat daktilitas 2, dihitung sebagai berikut :

$$V_{u,b} = 1,05 \sum (V_{D,b} + V_{L,b} \pm \frac{4,0}{K} V_{E,b})$$

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

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

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

K = faktor jenis struktur ( $K > 2,0$ )

Untuk komponen struktur rangka dengan tingkat daktilitas 3, dengan yang terutama dibeban lentur seperti tersebut diatas, gaya geser rencana harus diperhitungkan dari pertimbangan mengenai gaya statis berupa gaya gravitasi pada bagiannya di antar sisi – sisi muka kolom. Dengan demikian, sesuai dengan konsep perencanaan kapasitas memperhitungkan pula terjadinya sendi–sendi plastis pada kedua ujung, dengan menggunakan tanda momen yang berlawanan.

Gaya geser rencana dihitung dari:

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{\ell_n} + 1,05V_g$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari:

$$V_{u,b} = 1,05 \sum (V_{D,b} + V_{L,b} \pm \frac{4,0}{K} V_{E,b})$$

dengan,  $M_{kap}$  = momen kapasitas (momen nominal aktual) di sendi plastis pada satu ujung atau bidang muka kolom.

$M'_{kap}$  = momen kapasitas pada ujung lainnya.

$\ell_n$  = bentang bersih komponen.

Sedangkan gaya geser rencana komponen struktur terlentur dengan beban aksial besar, kolom misalnya, dengan tingkat daktilitas 2, dihitung sebagai berikut:

$$V_{u,k} = 1,05 \sum (V_{D,k} + V_{L,k} \pm \omega_d V_{E,k})$$

Dengan  $\omega_d$  = faktor terbesar dinamis = 1,3

Untuk komponen struktur rangka dengan tingkat daktilitas 3, dan beban kombiansi lentur dan gaya aksial, kuat geser rencana harus ditentukan berdasarkan terjadinya sendi plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu dengan komponen tersebut.

Kuat geser rencana dihitung sebagai berikut:

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h_n}$$

dan dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,05 \sum (V_{D,k} + V_{L,k} \pm \frac{4,0}{K} V_{E,k})$$

$M_{u,katas}$  = Momen rencana komponen pada ujung atas, pada bidang muka balok,

$M_{u,kbawah}$  = Momen rencana komponen pada ujung bawah, pada bidang muka balok

$H_n$  = tinggi bersih komponen yang ditinjau.

## **F. Penyederhanaan Cara Perhitungan Struktur untuk Bangunan Tahan Gempa**

Dalam kenyataannya, peraturan gempa modern makin lama makin kompleks dan makin sukar dimengerti maupun diimplementasikan. Hal ini tentunya tidak lepas dari kompleksnya masalah bangunan tahan gempa dan "misteri" dari peristiwa gempa itu sendiri. Banyak hal dan teori yang telah dapat dipelajari tentang peristiwa gempa, sehingga pengetahuan kita tentang kegempaan telah mengalami banyak kemajuan, namun ternyata masih banyak pula hal-hal mengenai gempa, termasuk pengaruh gempa terhadap bangunan yang masih kita belum mengerti sepenuhnya. Keinginan kita untuk mengadopsi pengetahuan baru yang kita pelajari dari setiap peristiwa baru akibat gempa, menjadikan peraturan gempa menjadi semakin kompleks.

Oleh karena itu timbul pemikiran, apakah untuk bangunan gedung yang sederhana dan tidak tinggi, tidak dapat diterapkan peraturan yang lebih sederhana? Kita sadar bahwa bukan cara analisis yang canggih saja yang dapat menjamin keandalan bangunan tahan gempa. Justru pendetailan rencana dan pelaksanaannya kurang lebih yang sering lebih menyebabkan kegagalan bangunan tahan gempa.

Cara analitis bangunan tahan gempa yang sederhana mungkin saja sedikit menyebabkan biaya konstruksi relatif lebih mahal. Namun keuntungan kecepatan perencanaan dan lebih fokusnya perencana pada rencana pendetailan dan pelaksanaan, dapat memberikan manfaat melebihi tambahan biaya yang harus dikeluarkan.

Agar menjadi sederhana dan mudah, cara perencanaan yang disederhanakan ( lihat Commentary Chapter 4, NEHRP 2003 ) seyogianya tidak memerlukan perhitungan sebagai berikut:

1. Penggunaan faktor "redundancy"
2. Waktu getar alami bangunan (T)
3. Pengecekan deformasi bangunan
4. Perkiraan pengaruh P-A
5. Pengaruh torsi

Untuk memastikan hal-hal tersebut serta mengetahui batas-batas bangunan macam apa yang dapat direncanakan dengan cara yang disederhanakan, maka dicoba menganalisis berbagai kasus struktur bangunan dengan berbagai konfigurasi. Dari studi kasus-kasus tersebut, kiranya dapat secara garis besar ditentukan hal-hal yang dapat diabaikan peninjauannya.

Dalam waktu yang relatif singkat tidak mungkin dikaji seluruh kasus berbagai konfigurasi sistim bangunan gedung rendah. Studi ini merupakan studi permulaan (preliminary), sehingga tentunya dibutuhkan studi lebih mendalam agar cara tersebut dapat secara resmi ditentukan dalam peraturan.

Sebagai dasar batasan bangunan dalam lingkup bahasan tulisan ini, sementara dibatasi bangunan gedung beton tulang beraturan (regular) dengan ketinggian sampai 4 tingkat sehingga tulisan ini tidak mencakup bangunan gedung konstruksi baja. Mungkin dalam praktek sukar sekali hanya merencanakan bangunan gedung yang benar-benar beraturan, maka dalam studi kasus akan ditinjau beberapa konfigurasi sistim struktur yang mungkin menyebabkan sedikit torsi maupun melebihi batas bangunan gedung beraturan.

Pembahasan tentang hal model yang akan dipakai sebagai peraturan yang disederhanakan adalah model "simplified design" dari ASCE 7-02/05, tetapi diterapkan sesuai SNI- 1726-2002. Alasannya terutama adalah karena ketentuan yang disederhanakan tersebut sudah merupakan ketentuan resmi, sehingga clause-clause yang berlaku tentunya juga sudah melewati pengkajian dan penelitian yang cukup mendalam. Selanjutnya karena ingin diterapkan di Indonesia, maka kerangka peraturan gempa dan peraturan bangunan lain yang terkait dan berlaku di Indonesia tetap diikuti.

## **1. Batasan dan Isu Penyederhanaan**

Penyederhanaan cara perhitungan berarti mengurangi sebanyak mungkin hal-hal yang perlu ditinjau. Agar cara perhitungan yang disederhanakan masih menghasilkan perencanaan yang aman, maka bentuk, konfigurasi struktur dan sistim konstruksinya, maupun cara perhitungannya dll harus berada dalam koridor yang dapat menghasilkan struktur bangunan yang aman. Hal ini tentunya menyebabkan kemungkinan biaya bangunannya lebih mahal dibanding cara

perhitungan yang sangat teliti dan menjelimit. Untuk jenis bangunan tertentu, penambahan biaya bangunan dapat relatif kecil.

Mengacu pada ketentuan ASCE 7-02 /05, cara perhitungan sederhana ini hanya diperuntukkan bangunan gedung dengan syarat:

Konstruksi beton bertulang dari 1 s/d 4 tingkat dengan bentuk atau konfigurasi yang termasuk bangunan regular (beraturan). Dalam studi kasus ini, penulis hanya meninjau sistim struktur rangka kaku beton bertulang yang pertemuan balok kolomnya dapat menahan momen.

Konstruksi baja tidak termasuk dalam kategori bangunan yang dapat dihitung dengan cara yang disederhanakan karena perencanaan konstruksi baja umumnya termasuk "controlled by consideration of drift". (lihat Commentary NEHRP 2003 hal 59 ).

Agar sistem rangka kaku mempunyai "redundancy" tertentu, maka pada tiap arah sumbu utama bangunan; struktur memiliki minimum 3 buah kolom dan tributari garis beban untuk per-kolom < 4m. Dengan demikian, tersedianya "redundancy" tidak perlu ditinjau. Oleh karena ketinggian dibatasi 4 tingkat dan pada tiap arah sumbu utama bangunan mempunyai minimum 3 kolom, diperkirakan waktu getar alami ( T ) dari sistim struktur dengan kekakuan tersebut, berada dibawah 0,6 detik ( T < 0.6 detik ). Sehingga sesuai SNI 1726 - 2002, gaya geser dasar dapat dihitung dengan :

$$V_b = \frac{2.5A_o W_t}{R} \quad \text{dimana} \quad A_o = \text{percepatan tanah max. akibat gempa}$$

Selanjutnya dibatasi bahwa bangunan yang dihitung dengan cara disederhanakan tidak dibangun di atas tanah lunak. Mengingat keterbatasan ukuran elemen konstruksi, agar pendetailan tulangnya umumnya tidak terlalu sulit dalam pelaksanaan, maka nilai R yang dipilih adalah R=5 .

Kategori struktur yang dihitung dengan cara disederhanakan adalah struktur yang cukup kaku dan umumnya tidak dikontrol oleh deformasi antar tingkat. Untuk struktur kategori tersebut, kita tidak perlu melakukan perkiraan deformasi maupun peninjauan pengaruh P-A dalam cara perhitungan yang disederhanakan ini. Terakhir karena cara pembangunan bangunan struktur konstruksi beton bertulang di Indonesia umumnya menggunakan lantai pelat beton monolit, maka

lantai bangunan akan merupakan diafragma yang kaku. Bangunan gedung dengan diafragma kaku yang tidak simetris pada kedua sumbu utamanya, umumnya akan mengalami torsi pada waktu terjadi gempa. Hal ini mungkin tidak praktis untuk dicegah sama sekali, sehingga dalam studi kasus akan ditinjau sistem struktur yang bagaimana akibat torsi tidak terlalu signifikan dalam penentuan dimensi maupun penulangan kolomnya. Hal-hal yang disebut di atas ini akan dibahas lebih lanjut pada bagian belakang tulisan ini.

Ada 2 kombinasi beban yang ditentukan dalam struktur beton yang masih berlaku di Indonesia yaitu:

$$1,05(D+L\pm Ex\pm 0.3Ey) \quad (1) \text{ dan}$$

$$0,9 D \pm E \quad (2)$$

Cara kombinasi (1) agak berbeda dengan kombinasi beban negara-negara lain. Peraturan Amerika (ASCE 7-05) menggunakan rumus kombinasi beban untuk hal itu sbb:

$$1,2D\pm 1,0E+L+0,25 \quad (1a)\text{ dan}$$

$$0,9 D \pm 1,0 E + 1,6H \quad (2a)$$

Oleh karena beban salju (S) tidak ada di Indonesia, dan dalam hal yang ditinjau  $H = 0$  maka paduan rumus kombinasi tersebut menjadi :

$$1,2D\pm 1,0E + L \quad (1b) \text{ dan}$$

$$0,9D\pm 1,0E \quad (2b)$$

atau  $1,2 D \pm 1,0 E + 1,2 L$  jika dianggap besaran  $L = S$

Peraturan negara-negara maju lain seperti Inggris, Canada dll lebih mendekati rumus 1 Amerika Serikat. Rumus kombinasi beban (1) Indonesia bermakna relatif memberi perhatian yang lebih besar / berat dari akibat gempa. Meskipun pada dasarnya beban gempa E adalah beban maksimum yang diperhitungkan pada struktur, namun masih diberi faktor beban 1,05 atau tambahan 5%. Hal ini dipakai sebagai salah satu konsiderasi dari cara perhitungan sederhana yang akan disarankan.

Seperti dibahas oleh Ishiyama [11] , pembagian distribusi gaya gempa yang benar dalam perhitungan dapat mencegah kerusakan pada tingkat-tingkat tertentu bangunan. Dalam studi pemodelan kasus-kasus yang dilakukan penulis, jelas bahwa distribusi cara Statik Ekuivalen SNI 1726-02 yang merupakan

"inverted triangular distribution" (distribusi berupa segitiga terbalik) untuk bangunan rendah menyebabkan beda gaya gempa dibagian atas jauh lebih besar daripada dibagian bawahnya. Pada cara penyederhanaan menurut ASCE 7-05, koefisien pembagian distribusi gaya gempa tiap tingkat sama, sehingga besarnya gaya gempa tiap tingkat hanya tergantung dari  $W_t$ .

Besarnya gaya gempa dasar adalah  $\sum F_i$ , di mana  $F_i = F \frac{2.5A_o}{R} W_t$

Pembagian distribusi yang oleh para ahli dianggap paling mendekati kenyataan adalah yang didapat dari analisis dinamik. Pembagian distribusi gaya gempa sesuai analisis dinamis merupakan distribusi diantara distribusi cara statik ekuivalen SNI 1726-02 dan distribusi cara penyederhaan cara ASCE 7-02 / 05.

Pada peristiwa gempa, dianggap detail penulangan beton yang dapat menyebabkan sistem struktur dapat berlaku "inelastis" sangat penting, namun sebaliknya detail penulangan agar hubungan elemen struktur berperilaku inelastis penuh akan sangat sukar pada dimensi elemen struktur beton yang ukurannya relatif kecil. Oleh karena itu, yang akan disarankan adalah R tengah, yaitu  $R = 5$  untuk rangka kaku penahan momen yang dijadikan model dalam analisis. Syarat pendetailannya harus diusahakan dapat memenuhi model yang dipakai dalam perhitungan.

## 2. Dasar Penyederhanaan Perhitungan dan Studi Kasus

Berbeda dengan ASCE 7-05 dimana yang dicari koefisien gaya gempa per tingkat ( $F$ ) untuk menentukan besar gaya gempa pada tiap tingkat ( $F_i$ ), dengan metode yang disederhanakan ini, dicari koefisien gaya geser per tingkat ( $k_i$ ) untuk menghitung gaya geser per tingkat ( $V_i$ ) dan kemudian baru ditentukan besar gaya gempa yang terjadi ( $F_i$ ) pada masing-masing tingkat.

Besar gaya geser pada tingkat  $i$  ditentukan dengan rumus:

$$V_i = k_i \frac{2.5A_o}{R} \sum W_t$$
 Dimana  $V_i$  = gaya geser pada tingkat  $i$  R

$K$  = koefisien gaya geser pada tingkat  $i$

$R$  = faktor modifikasi diambil = 5

$ZW_{ti}$  = jumlah kumulatif berat bangunan sampai tingkat ke  $i$  dihitung mulai dari tingkat paling atas.

$$\text{Jika } R = 5 \rightarrow V_i = k_i \frac{A_o}{2} \sum W_t = k_i (0,5A_o) \sum W_{ti}$$

Sesuai tabel 11 ditentukan  $k_j$ :  
- Untuk lantai tingkat 1,  $k_i = 1.0$   
- Untuk lantai tingkat 2,  $k_i = 1.2$   
- Untuk lantai tingkat 3,  $k_i = 1.3$   
- Untuk lantai tingkat 4,  $k_i = 1.4$

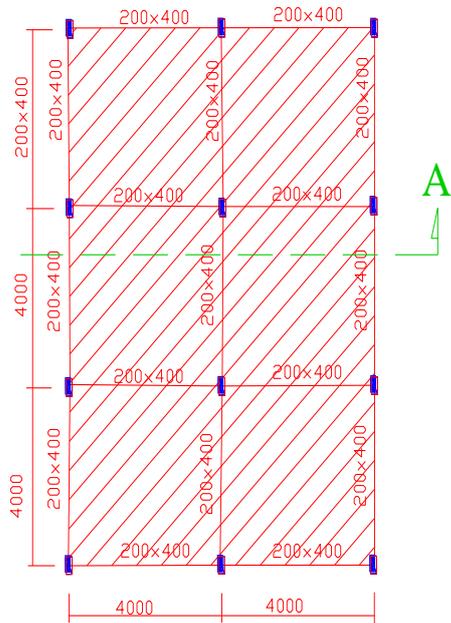
Kemudian dengan program struktur 3 dimensi, dihitung gaya-gaya dalam yang bekerja pada elemen-elemen struktur serta perhitungan pusat massa dan pusat kekakuan tiap lantai. Selama dalam arah sumbu utama besarnya jarak antara kedua pusat tersebut kurang dari 15% B (B = lebar minimum denah bangunan/ lantai), maka perhitungan gaya-gaya dalam tidak perlu dikoreksi dan gaya-gaya dalam dari elemen struktur dapat dipakai untuk desain penampang dan tulangnya. Alasan pengambilan besaran  $k_i$  ini adalah hasil perbandingan antara analisis dinamis yang diskalakan, analisis yang disederhanakan (simplified) dan analisis statik ekuivalen seperti terlihat pada gambar 1 sampai 7. Syaratnya adalah agar cara perhitungan yang disederhanakan masih aman dibanding cara perhitungan statik ekuivalen atau cara dinamis dengan respons spektrum yang diskalakan dengan gaya gempa dasar (  $0,8 V^{\wedge}Vd$ ). Berlainan dengan ASCE 7-02 / 05, dimana koefisien F hanya dibandingkan dengan besar gaya geser dasar, penulis juga memeriksa story shear pada masing-masing tingkat dari ketiga cara analisis tersebut. Seperti dibahas dalam Ishiyama pada referensi No.11., distribusi gaya gempa sepanjang ketinggian gedung.

Untuk mengkalibrasi apakah rumus sederhana dalam kenyataannya cukup aman, dilakukan studi hasil perhitungan pada beberapa sistim struktur. Semua sistim struktur dicoba mendekati sistim struktur yang dipakai dalam praktek dengan batasan-batasan yang telah dibahas sebelumnya. Perhitungan tidak sampai pada pengecekan kebutuhan penulangan, karena hal itu dengan sendirinya pasti akan dilakukan pada setiap perhitungan. Jadi jika tulangnya tidak cukup untuk ditampung dalam dimensi , maka dimensi struktur akan diperbesar

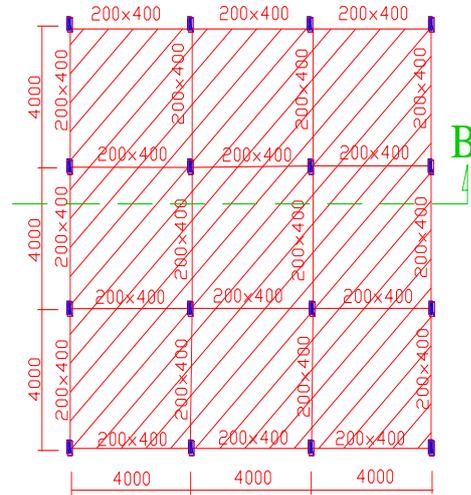
### **3. Metode Analisis dan Model yang Digunakan**

Variabel yang digunakan dalam analisis adalah jumlah tingkat (dari 1 tingkat hingga 4 tingkat), tinggi antar tingkat ( 3 meter, 3.5 meter, dan 4 meter), dan 7 macam model bangunan, seperti yang terlihat pada gambar dibawah ini.

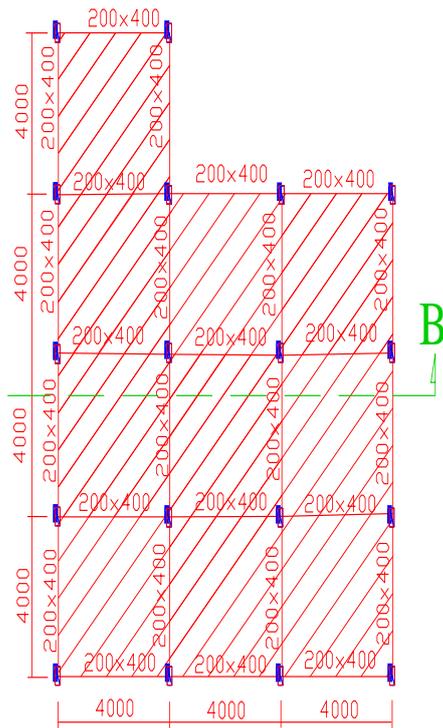
Model-model yang digunakan adalah sebagai berikut:



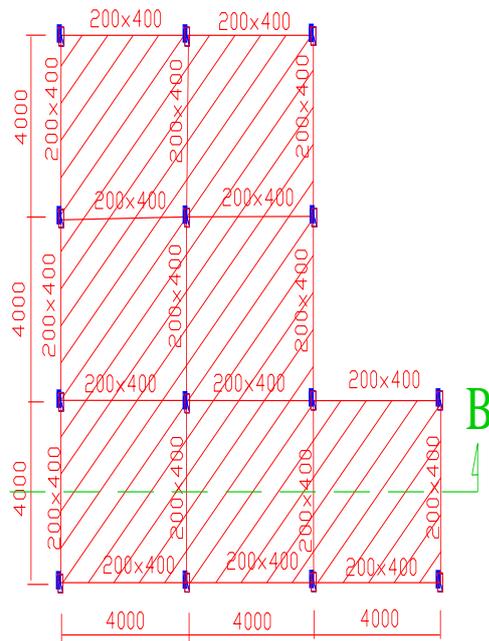
Gambar 1 Denah Model 1



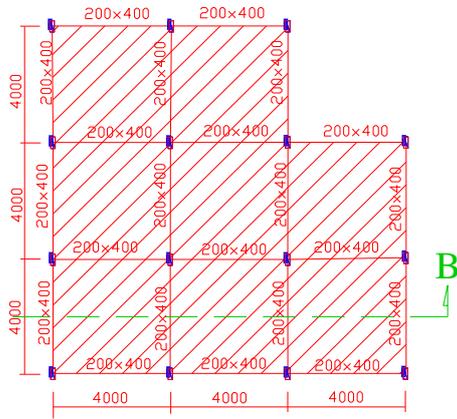
Gambar 2 Denah Model 2



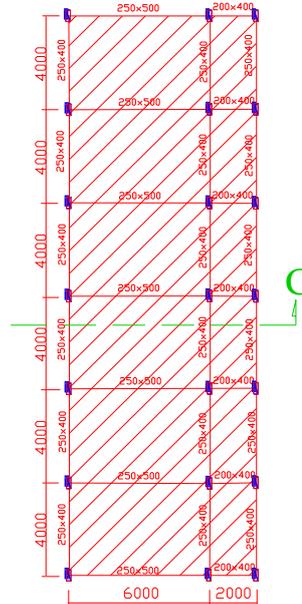
Gambar 3 Denah Model 3



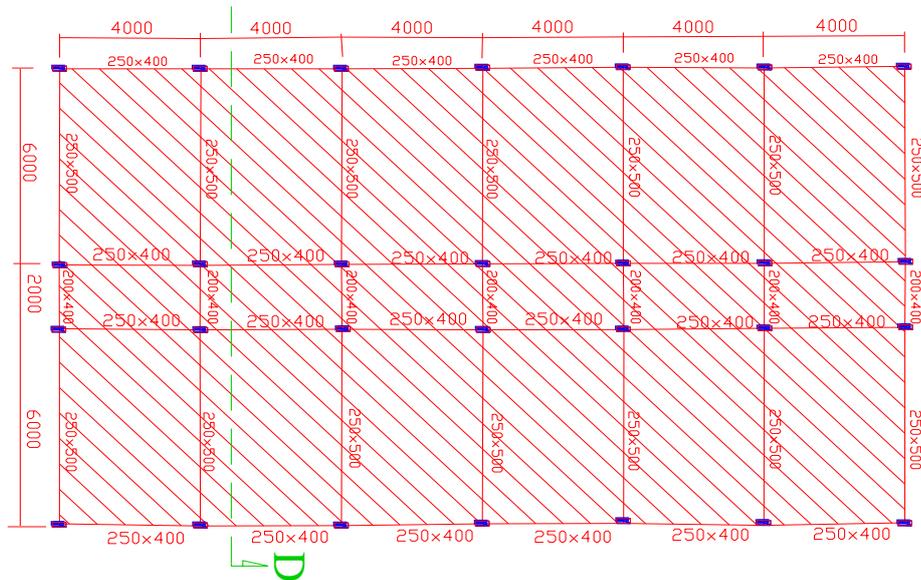
Gambar 4 Denah Model 4



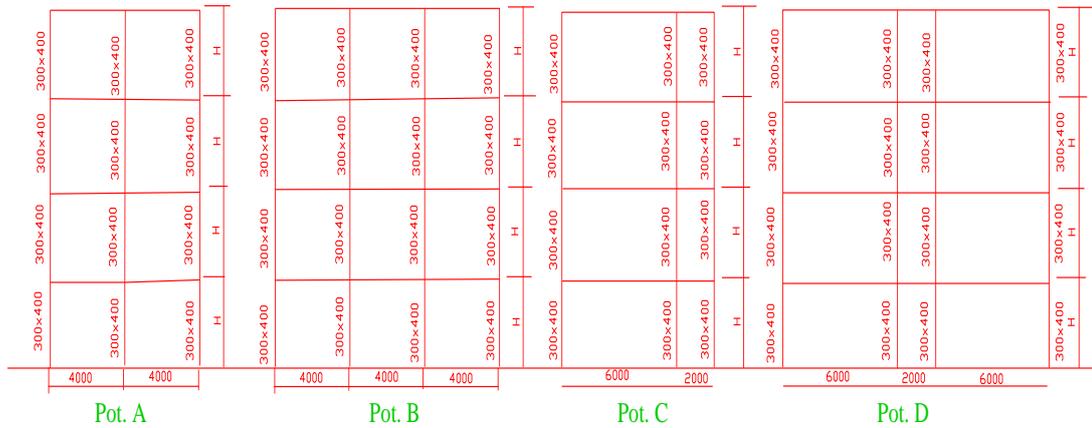
Gambar 5 Denah Model 5



Gambar 6 Denah Model 6



Gambar 7 Denah Model 7



Gambar 8 Potongan tipikal bangunan dari model yang dianalisis

Tabel 1 Pemodelan yang ditinjau dalam studi kasus

JUMLAH TINGKAT	TINGGI ANTAR TINGKAT	MODEL BANGUNAN
1		1
		2
2	3	3
		4
3	3.5	5
		6
4	4	7
		8

Pada setiap model dilakukan tiga analisis, yakni analisis statik ekuivalen, analisis modal respon spektrum yang diskalakan dan analisis yang disederhanakan ( simplified ). Analisis dilakukan sampai menghasilkan gaya geser tingkat yang akan diterapkan pada struktur, kemudian nilai dari gaya geser akibat modal respon spektrum yang diskalakan akan dibandingkan dengan gaya geser yang didapatkan dari  $\frac{2.5A_o}{2} W_{t_i}$ , sehingga didapatkan suatu konstanta  $k_i$ .

Dalam pemodelan ini, komponen struktur seperti tangga tidak dimodelkan dalam analisis yang dilakukan penulis.

Sebagai contoh, studi kasus diambil pada bangunan model ke 2 yang terletak pada tanah sedang diwilayah gempa 3, maka dicari besarnya beban gaya gempa per tingkat berdasarkan statik ekuivalen dan respon spektrum, didapatkan hasil analisis sebagai berikut:

**Tabel 2 Tabel analisis statik ekuivalen**

Nama Lantai	Floor to Floor	hi	Wi	Wi.hi	Fi	Story Shear
	(m)	(m)	(kgf)		(kgf)	(kgf)
	(1)	(2)	(3)	(4) = (3) x (2)	(5)	(6)
4	3.5	14	66,405.52	929,677.33	11,885.94	11,885.94
3	3.5	10.5	74,475.64	781,994.21	9,997.81	21,883.76
2	3.5	7	74,475.64	521,329.48	6,665.21	28,548.96
1	3.5	3.5	74,475.64	260,664.74	3,332.60	31,881.57
TOTAL		289,832.44	2,493,665.75		31,881.57	

**Tabel 3 Tabel analisis respon spektrum yang diskalakan**

Nama Lantai	Fi	Story Shear	0.8 Story Shear	MRS S.Shear	Scaled MRS	Fi
	(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgf)
	(5)	(6)	(7) = 0.8 x (6)	(8)	(9)= FS x (8)	(10)
Metode static ekuivalen				Metode dinamis		
4	11,885.94	11,885.94	9,508.76	8,169.94	8,855.53	8,855.53
3	9,997.81	21,883.76	17,507.01	15,405.54	16,698.32	7,842.79
2	6,665.21	28,548.96	22,839.17	20,630.96	22,362.24	5,663.92
1	3,332.60	31,881.57	25,505.25	23,530.64	25,505.25	3,143.01
Base shear =		31,881.57	FS =faktor skala dari gaya geser = (7)/(8)= 1.08			

**Tabel 4 Tabel analisis mencari faktor ki**

Nama Lantai	MRS S.Shear	Scaled MRS	Fi	Story Shear	Faktor k.
	(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgf)	
	(8)	(9)	(10) = 2.5Ao/R*Wt	(11)	(12) = (9)/(11)
Metode dinamis			Metode Simplified		1.160
4	8,169.94	8,855.53	7,636.64	7,636.64	
3	15,405.54	16,698.32	8,564.70	16,201.33	
2	20,630.96	22,362.24	8,564.70	24,766.03	
	23,530.64	25,505.25	8,564.70	33,330.73	0.765

Dan dengan langkah yang sama, dicari untuk keseluruhan model, didapatkan hasil sebagai berikut

**Tabel 5 Faktor nilai k, pada bangunan 1 tingkat**

FTF* (m)	Lantai	Model							MAXIMUM
		1	2	3	4	5	6	7	
3	1	0.878	0.885	0.886	0.878	0.956	0.957	0.957	
3.5	1	0.957	0.957	0.956	0.957	0.956	0.957	0.957	
4	1	0.957	0.957	0.956	0.957	0.956	0.957	0.957	

**Tabel 6 Faktor nilai k, pada bangunan 2 tingkat**

FTF* (m)	Lantai	Model							MAXIMUM
		1	2	3	4	5	6	7	
3	2	1.155	1.153	1.153	1.152	1.153	1.120	1.136	1.155
	1	0.891	0.892	0.891	0.890	0.891	0.916	0.903	0.916
3.5	2	1.157	1.155	1.155	1.155	1.156	1.121	1.140	1.157
	1	0.892	0.893	0.893	0.892	0.893	0.916	0.903	0.916
4	2	1.160	1.157	1.157	1.157	1.158	1.123	1.142	1.160
	1	0.894	0.895	0.894	0.893	0.895	0.917	0.904	0.917

**Tabel 8 Faktor nilai k, untuk bangunan 4 tingkat**

FTF* (m)	Lantai	Model							MAXIMUM
		1	2	3	4	5	6	7	
3	4	1.259	1.256	1.257	1.253	1.256	1.200	1.153	1.259
	3	1.134	1.134	1.134	1.131	1.134	1.094	1.040	1.134
	2	0.997	0.998	0.998	0.995	0.998	0.975	0.919	0.998
	1	0.842	0.843	0.843	0.841	0.843	0.843	0.784	0.843
3.5	4	1.164	1.160	1.162	1.159	1.159	1.103	1.147	1.164
	3	1.033	1.031	1.031	1.031	1.031	0.996	1.018	1.033
	2	0.904	0.903	0.903	0.904	0.903	0.884	0.894	0.904
	1	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765
4	4	1.189	1.185	1.188	1.184	1.184	1.127	1.176	1.189
	3	1.035	1.033	1.034	1.034	1.034	1.000	1.022	1.035
	2	0.901	0.900	0.900	0.901	0.900	0.882	0.891	0.901
	1	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765

\*FTF = Floor to Floor (Tinggi antar tingkat)

**Tabel 9 Maksimum dari seluruh faktor nilai**

TINGKAT	1 TINGKAT			2 TINGKAT			3 TINGKAT			4 TINGKAT		
	FTF	FTF	FTF 4m	FTF 3m	FTF	FTF 4m	FTF 3m	FTF	FTF 4m	FTF 3m	FTF	FTF 4m
4										1.259	1.164	1.189
3							1.219	1.226	1.158	1.134	1.033	1.035
2				1.155	1.157	1.160	1.056	1.057	0.992	0.998	0.904	0.901
1	0.957	0.957	0.957	0.916	0.916	0.917	0.889	0.889	0.810	0.843	0.765	0.765

•FTF = Floor to Floor (Tinggi antar tingkat)

**Tabel 10 Ringkasan dari seluruh nilai k.**

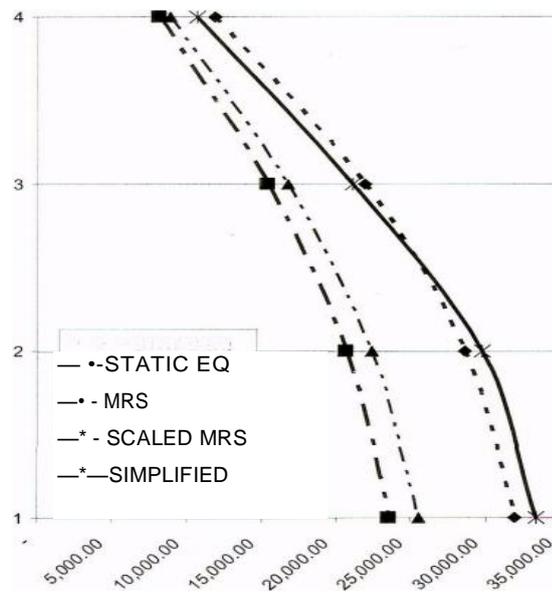
TINGKAT	Jumlah Tingkat				MAX
	1	2	3	4	
4				1.259	1.26
3			1.226	1.134	1.23
2		1.160	1.057	0.998	1.16
I	0.956	0.917	0.889	0.843	0.96

Dari hasil analisis di atas, dapat disimpulkan besarnya nilai  $k_i$  yang akan digunakan dalam analisis adalah sebagai berikut:

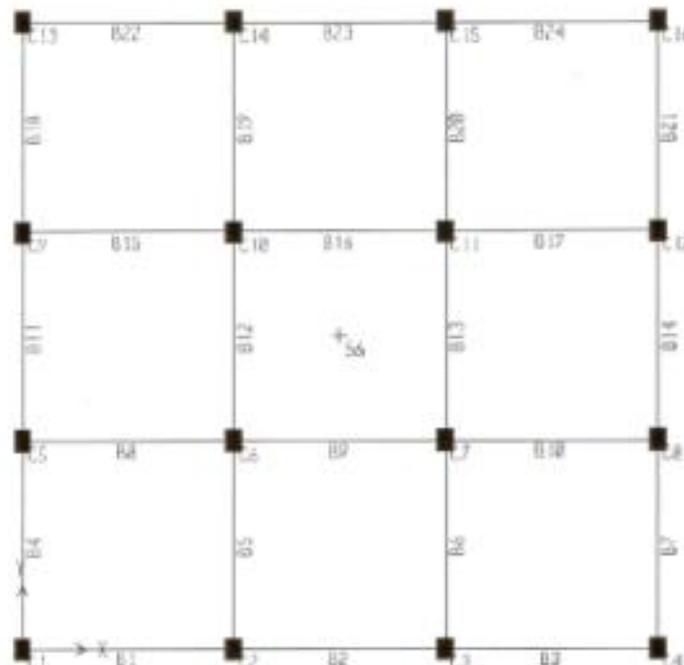
**Tabel 11 Ringkasan besaran nilai  $k_i$ ;**

TINGKAT	NILAI $k_i$
4	1.4
3	1.3
2	1.2
I	1

Sebagai pembuktian / verifikasi ulang, maka dicoba diterapkan didalam model 2, sehingga didapatkan gaya geser tingkat sebagai berikut:



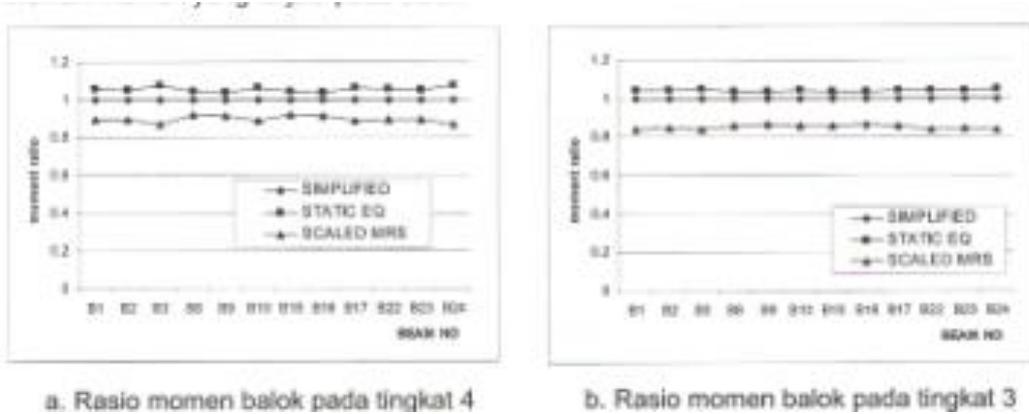
**Gambar 9** Grafik perbandingan gaya geser tingkat antara statik ekivalen, modal respon spektrum dan metode yang disederhanaan pada model 2



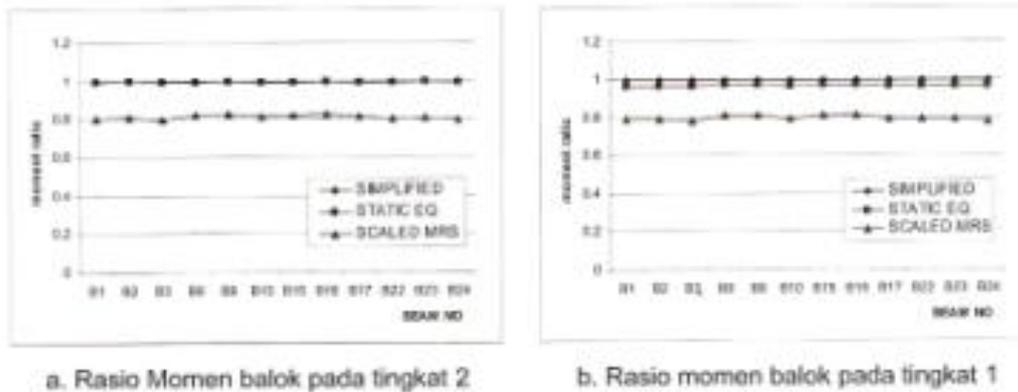
**Gambar 10** Denah nama balok dan kolom dari model 2

Kemudian, setelah diaplikasikan pada struktur didapatkan gaya-dalam (momen) yang terjadi pada balok dan kolom pada model 2, dan hasilnya dapat dilihat pada grafik dibawah ini

Momen-momen yang terjadi pada balok:

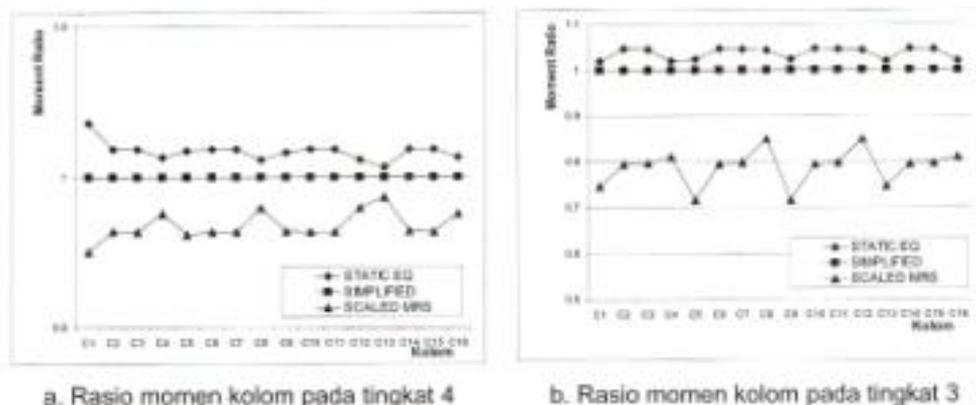


**Gambar 11 Grafik Rasio momen balok dibandingkan dengan momen yang terjadi pada metode yang disederhanakan (simplified )**

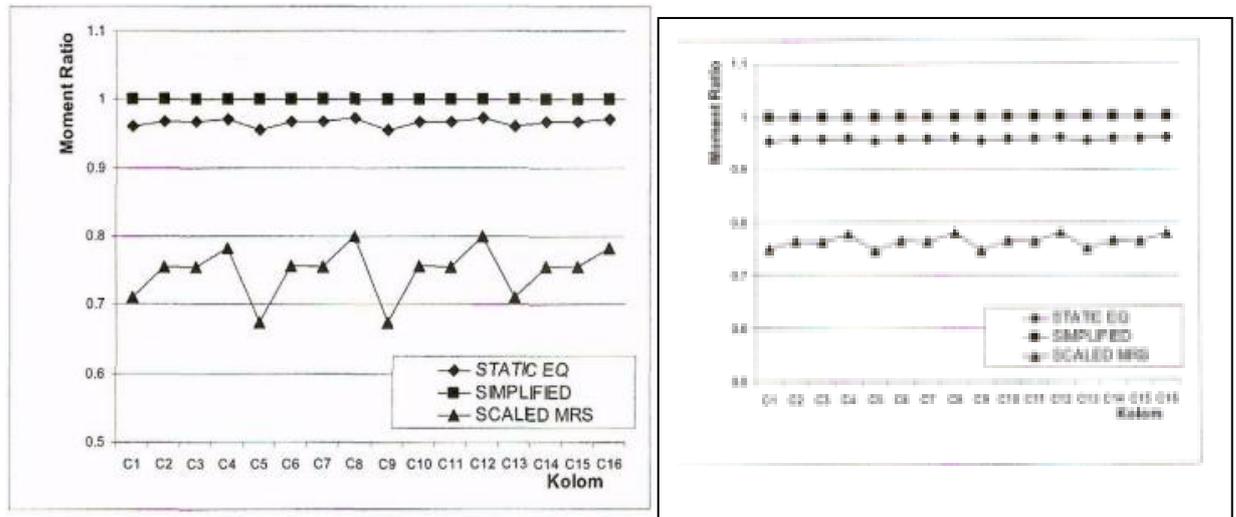


**Gambar 12 Grafik Rasio momen balok dibandingkan dengan momen yang terjadi pada metode yang disederhanakan (simplified )**

Momen-momen yang terjadi pada kolom:



**Gambar 13 Grafik Rasio momen kolom dibandingkan dengan momen yang terjadi pada metode yang disederhanakan (simplified )**



a. Rasio Momen kolom pada tingkat 2

b. Rasio momen pada kolom tingkat 1

**Gambar 14 Grafik Rasio momen kolom dibandingkan dengan momen yang terjadi pada metode yang disederhanakan (simplified )**

Dari hasil dengan model 2 tersebut, didapatkan bahwa koefisien-koefisien yang ditetapkan dapat digunakan, dan mendapatkan hasil yang cukup konservatif ; pada model-model lain .hasilnya akan menyerupai.

Selain itu, juga dilakukan pengecekan terhadap perpindahan antar tingkat yang terjadi akibat beban gempa yang disederhanakan.

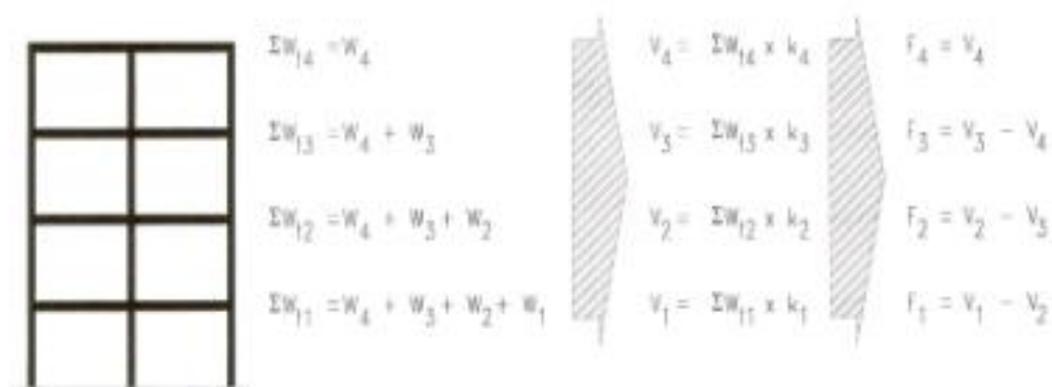
**Tabel 12 Perbandingan perpindahan antar tingkat terhadap izin**

Tingkat	Perpindahan antar tingkat (Ae)	$A = 0.7 R / FS \times Ae$	$0.02x(h)$	Cek
	(m)	(m)	(m)	
	(1)	(2)= $0.7xR/FSx(1)$		
Tingkat 4	0.00081	0.00263	0.07	ok
Tingkat 3	0.00150	0.00485	0.07	ok
Tingkat 2	0.00204	0.00661	0.07	ok
Tingkat 1	0.00201	0.00650	0.07	ok

FS = faktor skala seperti pada Tabel 3

Dari studi kasus yang didapatkan, dapat diusulkan perencanaan dengan menggunakan metode yang disederhanakan dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Tentukan model dari bangunan yang akan dianalisis, cek apakah sudah memenuhi bangunan teratur /regular dan batasan-batasan lain.
2. Cari berat bangunan per lantai (  $W_i$  )
3. Cari gaya geser tingkat (  $V_i$  ) dengan persamaan  $V_i = k_i \frac{A_o}{2} \sum W_i$
4. Setelah didapatkan, kemudian cek perpindahan antar tingkat, harus memenuhi persyaratan yang disyaratkan dalam standar SNI 03-1726-2002.
5. Kemudian desain sesuai dengan persyaratan yang ada di SNI 03-1726-2002.



Gambar 15 Langkah-langkah penentuan gaya gempa per-tingkat (metode yang disederhanakan)

### G. Pengaruh Eksentrisitas Pusat Massa Portal Beton Bertulang terhadap Stabilitas Struktur yang Mengalami Beban Gempa

Beberapa tahun belakangan ini beberapa peristiwa gempa besar melanda negara Indonesia. Peristiwa-peristiwa gempa itu adalah gempa di Aceh (Desember 2004), gempa di Nias (2005), gempa Yogyakarta (Mei 2006) dan gempa Madina (November 2006). Gempa Aceh yang disertai tsunami, bahkan merupakan gempa yang tercatat sebagai yang terbesar selama 1 abad ini setelah gempa alaska 1964 (Sieh, dalam Dewobroto 2005).

Kejadian-kejadian gempa tersebut menunjukkan bahwa Indonesia terletak di daerah rawan terjadinya gempa yang cukup besar. Resiko timbulnya korban jiwa ketika terjadi gempa dapat dikurangi dengan cara, bangunan yang berada di daerah rawan gempa semestinya direncanakan sebagai bangunan tahan gempa.

Pengetahuan tentang perilaku struktur bangunan yang mengalami beban gempa merupakan faktor penting dalam perencanaan bangunan tahan gempa.

Pengetahuan perilaku tersebut bermanfaat untuk mengetahui kekuatan elemen struktur bangunan yang diperlukan untuk mengantisipasi resiko gempa yang telah ditetapkan.

Salah satu faktor yang harus diperhatikan dalam perencanaan bangunan tahan gempa adalah timbulnya momen torsi pada elemen bangunan. Timbulnya momen torsi tersebut disebabkan adanya eksentrisitas antara pusat massa bangunan dengan pusat rotasi bangunan.

Pusat massa adalah letak titik tangkap resultante beban mati dan beban hidup yang sesuai yang bekerja pada lantai tingkat tersebut. Sedangkan pusat rotasi (pusat kekakuan) adalah titik dimana pada suatu lantai bangunan, apabila bekerja gaya horizontal pada titik tersebut, lantai tingkat tersebut tidak mengalami rotasi tapi hanya bertranslasi (BSN, 2002).

Letak pusat massa dan pusat rotasi struktur gedung, tidak selalu terletak pada tempat yang sama, meskipun pada struktur gedung beraturan. Sebagai contoh adalah, pada perencanaan gedung sekolah yang terdiri dari beberapa lantai. Pada gedung sekolah dipastikan ada beberapa bagian luas bangunan yang direncanakan sebagai ruang perpustakaan dan ruang pertemuan (aula), dimana ruang-ruang tersebut memiliki beban hidup rencana yang lebih besar dibandingkan dengan ruang-ruang kelas. Hal ini tentu saja mengakibatkan letak pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat tidak berimpit, sehingga menimbulkan eksentrisitas.

Struktur gedung yang dibangun, agar terjamin keamanannya terhadap momen torsi tak terduga maka letak titik tangkap beban yang bekerja setidaknya harus berjarak 5% terhadap lebar bangunan, dari pusat kekakuannya (Miamis, 2006). Jarak 5% tersebut digunakan meskipun pada gedung yang letak pusat massa dan pusat kekakuan berimpit (tidak terdapat eksentrisitas). Peraturan gempa di Indonesia (SNI 1726-2002) memberikan persyaratan tentang besarnya eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) yang diperhitungkan terhadap beban horizontal yang bekerja pada tiap lantai.

Persyaratan tersebut ditetapkan untuk memberikan keamanan akibat eksentrisitas beban gempa yang terjadi pada struktur gedung. Analisis ini dimaksudkan melihat pengaruh penempatan beban hidup bangunan terhadap letak eksentrisitas rencana (ed) bangunan dan meninjau besarnya gaya dalam yang ditimbulkannya. Stabilitas struktur akan ditinjau dengan cara melihat besarnya lendutan arah lateral akibat eksentrisitas beban gempa pada model struktur yang dianalisa.

Beban Gempa SNI 1726-2002 Peraturan gempa Indonesia yang baru, SNI 1726-2002, membagi Indonesia dalam 6 wilayah gempa, dimana wilayah gempa 6 merupakan daerah dengan resiko gempa sangat tinggi.

Perhitungan beban gempa pada masing-masing wilayah gempa didasarkan nilai faktor respon spektrum (C) pada grafik respon spektrum gempa rencana. Dalam grafik respon spektrum gempa rencana tersebut selain faktor wilayah gempa, jenis tanah dasar juga menentukan besarnya faktor respon spektrum (C).

Terdapat 3 jenis tanah dasar yang dapat dipilih yaitu tanah lunak, tanah sedang dan tanah keras. Besarnya beban gempa yang merupakan beban lateral pada bangunan dapat diperoleh dengan rumus.

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t \dots\dots\dots(1)$$

dengan V = beban gempa rencana (kN)

C = faktor respon spektrum

I = faktor keutamaan gedung

R = faktor reduksi gempa

Wt = berat total bangunan (kN)

Pada gedung yang termasuk kriteria gedung beraturan, maka pengaruh beban rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh gempa statik ekuivalen (BSN, 2002). Besarnya beban gempa tiap lantai dapat didistribusikan dengan rumus:

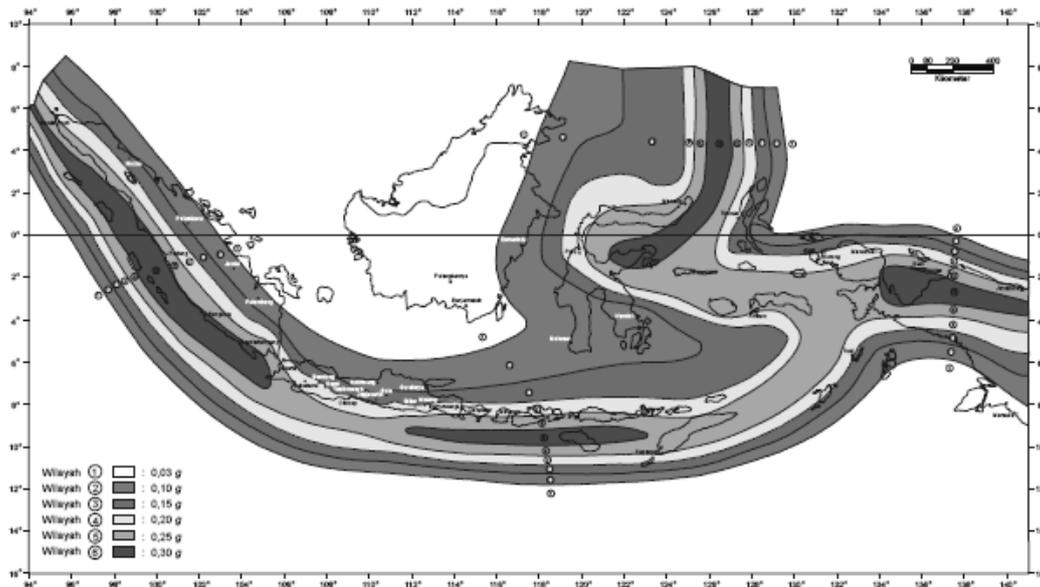
$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum (W_i \cdot h_i)} \cdot V \dots\dots\dots(2)$$

dengan Fi = gaya geser pada tingkat ke-i (kN)

Wi = berat pada tingkat ke-i (kN)

$h_i$  = tinggi tingkat ke- $i$  dari dasar perletakan lateral (m)

### Letak eksentrisitas beban Gempa SNI 1726-2002



Gambar 1 Pembagian wilayah gempa Indonesia (BSN, 2002)

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$ . Apabila ukuran horisontal denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa dinyatakan dengan  $b$  dan eksentrisitas pusat massa dan pusat rotasi dinyatakan dengan  $e$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  harus ditentukan sebagai berikut :

1. untuk  $0 < e < 0,3 b$  :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad (3)$$

atau

$$e_d = e - 0,05 b \quad (4)$$

dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

2. untuk  $e > 0,3 b$  :

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad (5)$$

atau

$$e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (6)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan.

## Stabilitas Struktur

Beban beban lateral yang bekerja pada suatu struktur gedung, misalnya beban gempa, akan menimbulkan lendutan arah horizontal. Untuk menghindari lendutan yang berlebihan pada struktur gedung yang mengalami beban lateral maka efek torsional harus diminimalkan, dengan cara memperkecil eksentrisitas antara pusat massa dan pusat rotasi (Paulay dan Priestly, 1992).

Peraturan gempa Indonesia, SNI 1726-2002, membatasi besarnya lendutan arah ke samping (simpangan) struktur gedung dalam 2 istilah, yaitu kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit.

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh Gempa Rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui  $\frac{0,03}{R}$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil. Sedangkan untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

## Metode Analisis

Metode analisis untuk mengetahui pengaruh penempatan beban hidup bangunan terhadap letak eksentrisitas rencana (ed) bangunan dan meninjau besarnya gaya dalam yang ditimbulkannya, dilakukan dengan cara membuat analisis struktur secara 3 dimensi terhadap gedung sekolah 4 lantai. Sebagaimana diketahui, beban hidup ruang pertemuan dan perpustakaan

sebesar 4 kN/ m<sup>2</sup>, lebih besar apabila dibandingkan beban hidup lantai sekolah sendiri sebesar 2,5 kN/ m<sup>2</sup>

Perbedaan beban hidup pada suatu lantai bangunan tersebut akan menimbulkan eksentrisitas antara pusat massa dengan pusat rotasi lantai bangunan. Analisis dilakukan terhadap perbedaan penempatan ruang pertemuan dan ruang perpustakaan pada lantai 2 dan 3 bangunan, dimana dipilih 2 buah model penempatan sebagaimana digambarkan pada gambar 3 dan gambar 4.

Analisis mula-mula dilakukan dengan mencari besarnya eksentrisitas rencana (ed) dari struktur gedung model 1 dan model 2. Selanjutnya dihitung besarnya beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada tiap lantai bangunan.

Besarnya beban gempa tersebut digunakan sebagai data masukan untuk melakukan analisis struktur secara 3 dimensi dengan program SAP 2000, sehingga diperoleh besarnya gaya-gaya dalam elemen struktur dan besarnya simpangan yang terjadi.

Beban yang ditinjau dalam analisis struktur di atas adalah beban gempa statik ekuivalen karena struktur gedung termasuk kriteria gedung yang teratur. Perhitungan analisis struktur dilakukan tanpa memperhitungkan besarnya beban mati dan beban hidup yang bekerja.

### Hasil dan Pembahasan

Data rencana model struktur yang dianalisis adalah:

Dimensi balok = 500 x 700 mm<sup>2</sup>

Dimensi kolom = 600 x 600 mm<sup>2</sup>

Tebal pelat lantai = 15 mm

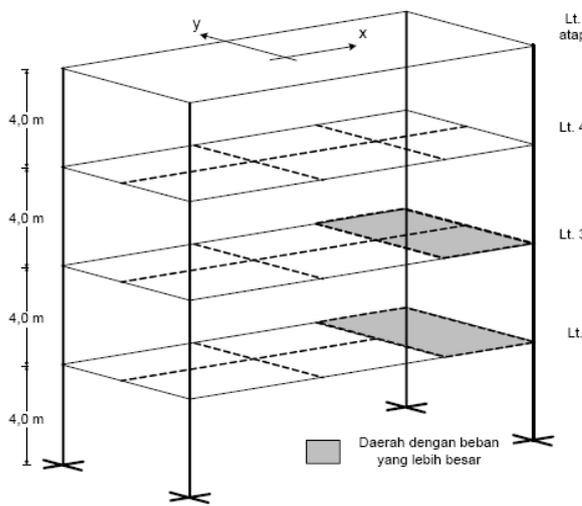
Tebal pelat atap = 12 mm

Berat partisi = 1 kN/m<sup>2</sup> (untuk analisis 3 dimensi)

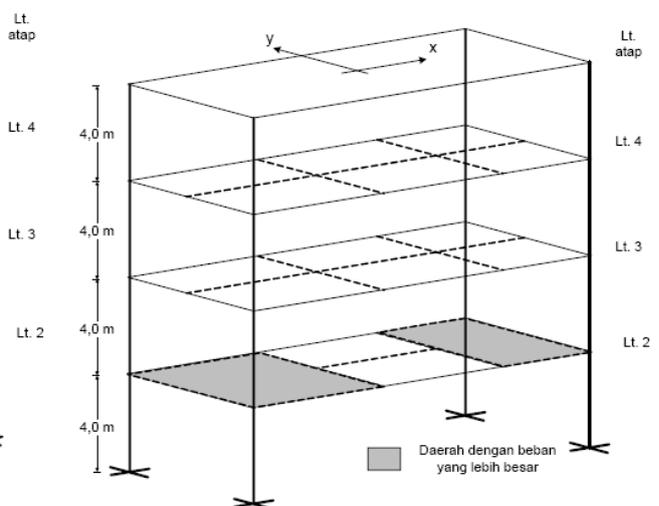
Berat dinding = 17 kN/m<sup>3</sup> (untuk analisis 2 dimensi)

Berat jenis beton = 24 kN/ m<sup>3</sup>

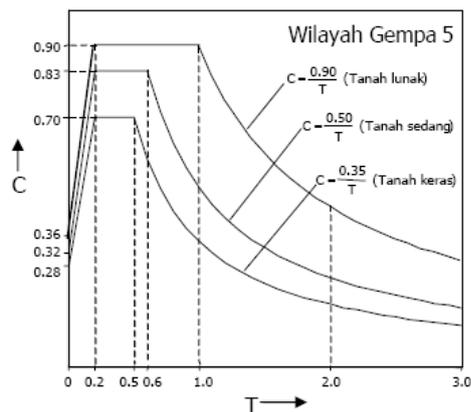
Wilayah gempa = 5 Tanah dasar = lunak Nilai R = 5,5 (untuk  $V = \frac{C.I}{R} W_t$ )



Gambar 2. Letak aula dan perpustakaan pada model 1



Gambar 3. Letak aula dan perpustakaan pada model 2



Gambar 4. Grafik respon spektrum wilayah gempa 5

Besarnya eksentrisitas ( $e$ ) mula-mula dihitung dengan cara mencari letak pusat masa tiap lantai gedung. Pada lantai atap dan lantai ke-4 kedua model yang dianalisis, letak pusat masa adalah tepat di sumbu  $x$ - $y$ , karena denah gedung yang simetris dan letak beban bangunan dengan besar yang sama pada setiap bagian.

Pada lantai ke-2 dan ke-3 struktur gedung model 1 letak pusat masa bergeser ke arah sumbu  $x$  positif, karena letak beban hidup yang lebih besar terdapat di bagian sumbu  $x$  positif. Sedangkan pusat masa lantai ke-2 dan ke-3 struktur gedung model 2 tepat di sumbu  $x$ - $y$ , karena penempatan beban hidup diletakkan saling mengimbangi pada lantai yang sama.

Pusat kekakuan struktur gedung dihitung pada tiap portal arah x dan y. Letak pusat kekakuan adalah tepat di sumbu x dan y, karena dimensi balok dan kolom sama dan penempatan denah balok dan kolom simetris untuk semua lantai. Besarnya eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) dihitung karena terjadi eksentrisitas antara pusat masa dan pusat kekakuan terutama pada lantai ke-2 dan ke-3 model 1. Demikian pula eksentrisitas rencana sebesar 5% lebar bangunan juga dihitung pada lantai bangunan yang pusat masa dan pusat rotasi berimpit.

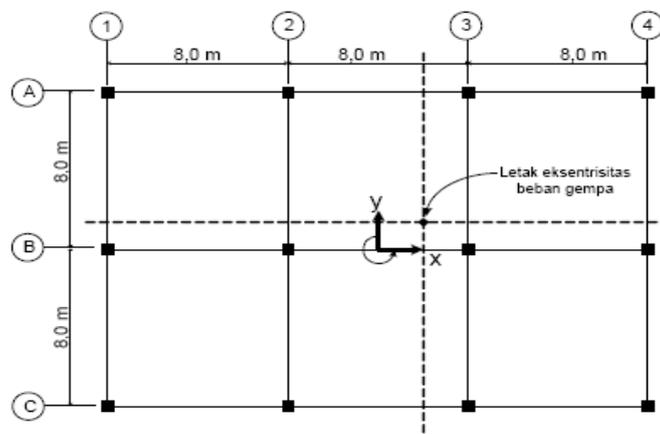
Besarnya eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) serta beban gempa yang bekerja pada tiap lantai bangunan ditunjukkan pada gambar 5 dan tabel 1. Dari tabel 1 dapat dilihat terdapat perbedaan letak eksentrisitas ( $e$ ) pada lantai 2 dan lantai 3 antara model 1 dan model 2 untuk arah sumbu x. Besarnya perbedaan eksentrisitas ( $e$ ) tersebut dalam batas kurang dari  $0,3 b$  ( $0,3.b = 7,2 \text{ m}$ ), sehingga perhitungan eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) menggunakan persamaan (3) atau (4).

Pada model struktur gedung yang letak pusat masa dan pusat rotasi lantai berimpit, tetap digunakan eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) sebesar 5% dari lebar bangunan pada arah yang dianalisis (Dewobroto, 2005). Tabel 1 di atas juga menunjukkan bahwa besar beban gempa rencana ( $V$ ) model 1 dan model 2 adalah sama namun terdapat perbedaan mengenai distribusi beban gempa tiap lantai, yang dipengaruhi penempatan beban hidup pada lantai kedua dan ketiga.

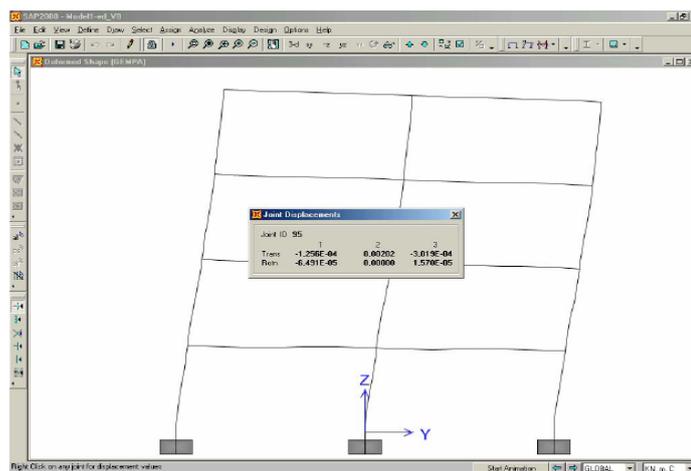
Besar beban gempa rencana yang sama tersebut disebabkan berat seluruh bangunan kedua model yang dianalisis adalah sama. Selanjutnya dilakukan analisis struktur terhadap struktur gedung model 1 dan model 2 akibat beban gempa yang bekerja secara statik ekuivalen, menggunakan program SAP 2000 secara 3 Dimensi. Hasil yang diperoleh berupa gaya dalam elemen struktur, balok dan kolom, serta simpangan yang terjadi ditampilkan pada tabel 2.

Tabel 1. Besarnya beban gempa rencana

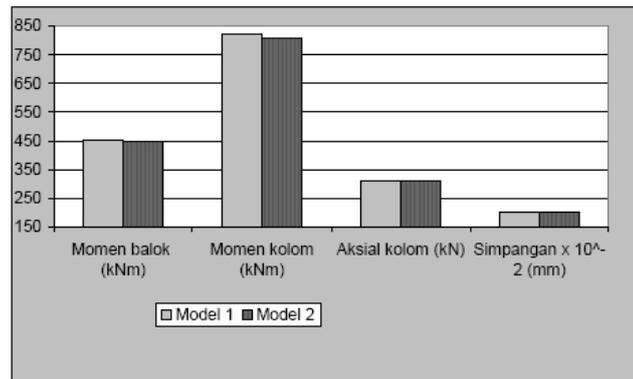
		Eksentrisitas (e) (m)		Eks. rencana (ed) (m)		Beban gempa V kN	Beban gempa tiap lantai (Fi) kN	
		$e_x =$	$e_y =$	$ed_x =$	$ed_y =$			
Model 1	Lt. atap =	0,00	0,00	1,20	0,80	2.493,35	Lt. atap =	801,49
	Lt. 4 =	0,00	0,00	1,20	0,80		Lt. 4 =	836,01
	Lt. 3 =	+1,21	0,00	+3,02	0,80		Lt. 3 =	570,57
	Lt. 2 =	+1,21	0,00	+3,02	0,80		Lt. 2 =	285,28
Model 2	Lt. atap =	0,00	0,00	1,20	0,80	2.493,35	Lt. atap =	803,62
	Lt. 4 =	0,00	0,00	1,20	0,80		Lt. 4 =	838,23
	Lt. 3 =	0,00	0,00	1,20	0,80		Lt. 3 =	558,82
	Lt. 2 =	0,00	0,00	1,20	0,80		Lt. 2 =	292,67



Gambar 5. Denah bangunan dan letak eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) pada analisis struktur 3 dimensi



Gambar 6. Gambar Simpanan portal As-3 model 1 hasil analisis struktur dengan SAP 2000



Gambar 7. Grafik besarnya gaya dalam portal akibat beban gempa

Tabel 2. Hasil analisis struktur model yang dianalisis

	Model 1	Model 2
Momen balok (kNm)	455,13	448,08
selisih =		1,55%
Momen kolom (kNm)	821,71	808,24
selisih =		1,64%
Aksial kolom (kN)	312,53	310,43
selisih =		0,67%
Simpangan x 10 <sup>-2</sup> (mm)	204	202
selisih =		0,98%

Hasil analisis struktur menunjukkan, bahwa gaya dalam terbesar diperoleh dari hasil analisis struktur model 1, yang merupakan model struktur yang memiliki nilai eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) yang paling besar. Hasil analisis struktur juga menunjukkan, besarnya momen pada balok, momen pada kolom dan gaya aksial pada kolom untuk model 1, dan model 2 menghasilkan nilai yang tidak terlalu besar perbedaannya. Hal ini menunjukkan hampir tidak ada pengaruh besarnya eksentrisitas rencana ( $e_d$ ) terhadap nilai-nilai gaya dalam yang dihasilkan akibat beban gempa, apabila besarnya eksentrisitas ( $e$ ) kurang dari  $0,3 b$  dan analisis struktur dilakukan secara 3 dimensi.

Besarnya simpangan yang terjadi diukur pada simpangan maksimum portal As-3 di bagian atap arah lateral diperoleh sebesar 2,04 mm untuk model 1 dan 2,02 untuk model 2. Hampir tidak terdapat perbedaan besarnya simpangan maksimum kedua model yang dianalisis. Hasil simpangan tersebut juga menunjukkan kedua model struktur dapat memenuhi batasan kinerja batas layanan

yang ditetapkan SNI 1726-2002, yaitu sebesar  $\frac{0,03}{R} x h = \frac{0,03}{5,5} x 4 = 21,8mm$  atau

30 mm (dipilih yang terkecil yaitu 21,8 mm).

Besar simpangan tersebut menunjukkan stabilitas struktur dalam batasan yang diijinkan. Hasil penelitian menunjukkan bahwa, tidak ada perbedaan yang signifikan besarnya hasil analisis struktur akibat beban gempa pada struktur gedung yang mengalami beban gempa apabila besarnya eksentrisitas pusat masa dan pusat rotasi kurang dari 0,3 kali lebar bangunan arah yang ditinjau (0,3 b).

Stabilitas struktur yang dibatasi oleh kinerja batas layan masih dalam batasan yang diijinkan. Analisis struktur akibat beban gempa dengan analisis struktur 3 dimensi akan memberikan gambaran sedekat mungkin dengan perilaku struktur, karena kemudahannya dalam meletakkan titik tangkap bekerjanya beban gempa. Pemakaian analisis struktur secara 3 dimensi diharapkan diperoleh hasil yang lebih tepat.