

## Evaluasi Perbandingan Kinerja Bangunan *Momen Frame* dengan *Eccentrically Brace Frame*

Studi Kasus : Modifikasi Gedung Kuliah AKPER UNJANI

Sumargo, Rheza Andhy K., Hermansa

Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik- Universitas Jenderal Achmad Yani

e-mail : sumargo2004@yahoo.com

**Abstract** . Generally, earthquake resistant design is based on elastic structural analysis with load factor to simulate ultimate condition. Actually, behavior of collapse structures during earthquake is in-elastic. Evaluation to predict in-elastic condition of structures during earthquake is needed in order to guarantee that it can perform well during earthquake. Analysis and performance evaluation can be done with pushover analysis given in SAP2000, while evaluation of performance point must be determined manually with various methods (except for capacity spectrum method). Pushover analysis is a non linear static analysis as a behavior of structural failure due to earthquake, while performance point is structural maximum displacement during design earthquake.

Study on steel frame 3D concludes that performance evaluation for pushover in longitudinal direction according to ATC-40 gives displacement target for moment frame building of 0.054 m, building with eccentrically braced frame (EBF): 0.022 m. Pushover in transverse direction according to ATC-40 gives displacement target for moment frame building of 0.022 m, building with EBF: 0.015 m. According to FEMA 356, displacement target in longitudinal direction for moment frame building: 0.0803 m, building with (EBF): 0.0728 m. For building with moment frame in transverse direction: 0.1183 m, building with (EBF): 0.0614 m. According to FEMA 440, displacement target in longitudinal direction for moment frame building: 0.0685 m, building with EBF: 0.0556 m. For moment frame building in transverse direction: 0.0773 m, building with EBF: 0.0342 m. Lastly, according to ultimate limit state SNI 1726, the displacement target in longitudinal direction for moment frame building: 0.0803 m, building with EBF: 0.0476 m, and for moment frame building in transverse direction: 0.0434 m, and building with EBF: 0.0738 m.

**Keywords** : *pushover analysis, eccentrically braced frame, earthquake, steel building.*

### 1 PENDAHULUAN

Kecenderungan terbaru perencanaan bangunan tahan gempa saat ini adalah perencanaan berbasis kinerja (*Performance-Based Design*) sesuai Tabel 1. Konsep perencanaan berbasis kinerja merupakan kombinasi dari aspek ketahanan dan aspek layan.

Dalam studi ini dua gedung rangka baja yang direncanakan dengan struktur rangka pemikul momen dan struktur rangka berpengaku eksentrik yang didesain sesuai SNI 1726-2002 dan SNI 03-1729-2002. Perilaku seismik struktur ini dievaluasi dengan menggunakan evaluasi kinerja static non linear (*Pushover analysis*) dan analisa respon dinamik.

Penggunaan teknik analisis non-linier berbasis komputer digunakan untuk

mengetahui perilaku inelastik struktur dari berbagai macam intensitas gerakan tanah (gempa), sehingga dapat diketahui kinerjanya pada kondisi kritis. Selanjutnya dapat dilakukan tindakan bilamana tidak memenuhi persyaratan yang diperlukan.

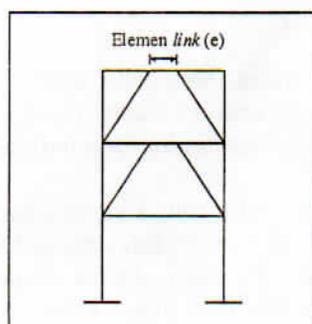
## 2 PEMODELAN, ANALISIS DAN DESAIN

Dalam perancangan struktur bangunan gedung, dilakukan analisis dinamik 3D untuk mengetahui karakteristik dinamik gedung. Pemodelan, analisis dan desain memakai program SAP2000, dengan analisis dinamik respons spektrum [SNI 1726-2002]. Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam ke-1 (dalam gaya geser dasar nominal). Faktor partisipasi massa: translasi sumbu-x dan sumbu-y harus memenuhi syarat partisipasi massa ragam efektif minimum 90%. Sistem struktur menggunakan model rigid diaphragm, massa struktur dipusatkan pada satu titik nodal tiap lantai. Kombinasi pembebanan untuk desain sesuai peraturan baja Indonesia [SNI 03-1729-2002]

## 3 PERENCANAAN STRUKTUR RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIK (SRBE)

Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik (SRBE) diharapkan mampu menahan deformasi in-elastis di link ketika struktur diberi gaya dari gerakan akibat gempa desain. SRBE memiliki kemampuan mengakomodasi kekakuan, kekuatan dan daktilitas yang tinggi dimana hal ini merupakan persyaratan mutlak yang harus dipenuhi oleh struktur bangunan tahan gempa. Berdasarkan pertimbangan ini SRBE sangat layak jika dijadikan alternatif dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa [Sumargo, 2004].

Portal berpengaku eksentris merupakan sistem yang efisien dalam menahan gaya lateral dibandingkan portal berpengaku kosentris, karena adanya elemen link [Sumargo, 2003]. Pada portal berpengaku eksentris, elemen link dimanfaatkan sepenuhnya. Pada bagian ini terjadi momen lentur dan geser pada balok yang cukup besar, memungkinkan terjadinya sendi plastis di daerah ini. Akibat hal tersebut maka daktilitas dari struktur dapat ditingkatkan.



Gambar 1. Elemen link pada portal berpengaku tipe V terbalik

Tabel 1. Kriteria kinerja yang ditetapkan Vision 2000 dan NEHRP

Level Kinerja		Penjelasan
NEHRP	Vision 2000	
<i>Operational</i>	<i>Fully Fuctional</i>	Tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi
<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Operational</i>	Tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.
<i>Life Safety</i>	<i>Life Safe</i>	Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tetapi, tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah diperbaiki
<i>Collapse Prevention</i>	<i>Near Collapse</i>	Kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuannya berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.

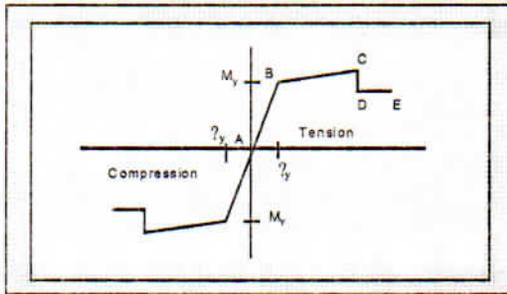
#### 4 ANALISA STATIK NONLINIER (*PUSHOVER ANALYSIS*)

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik. Tahapan utama dalam analisa *pushover* adalah:

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
2. Membuat kurva *pushover* dari berbagai pola distribusi gaya lateral yang ekuivalen dengan distribusi gaya inerti, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama dengan gempa sebenarnya. Karena gempa sifatnya tidak pasti, perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral.
3. Estimasi besarnya target perpindahan. Titik kontrol didorong sampai target tersebut, yaitu suatu perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan, merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dianggap memuaskan jika memenuhi persyaratan deformasi dan kekuatan karena yang dievaluasi adalah komponen yang jumlahnya relatif sangat banyak maka proses harus dikerjakan oleh komputer (fasilitas *pushover* dan evaluasi kinerja yang terdapat secara built-in pada program SAP2000, mengacu pada FEMA 356). Oleh karena itulah mengapa pembahasan perencanaan berbasis kinerja banyak mengacu pada dokumen FEMA.

## 5 PROPERTI SENDI

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier force-displacement dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa lokasi berbeda di sepanjang bentang balok atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada elemen. Dalam studi ini, elemen kolom menggunakan tipe sendi default-PMM, dengan pertimbangan bahwa elemen kolom terdapat hubungan gaya aksial dengan momen (diagram interaksi P-M). Sedangkan untuk elemen balok menggunakan tipe sendi default-M3, dengan dengan pertimbangan bahwa balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada balok. Sendi diasumsikan terletak pada masing-masing ujung pada elemen balok dan elemen kolom.



Gambar 2. Properti sendi *default-M3* dan *default PMM*

## 6 TARGET PERPINDAHAN

Dalam menentukan target perpindahan terdapat 4 metode yang digunakan, antara lain:

### 1. Koefisien Perpindahan (FEMA 273)

Merupakan metoda utama yang terdapat dalam FEMA 273/356 untuk prosedur statik nonlinier. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  dan  $C_3$  sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (*elastis dan inelastis*) yang disebut "target perpindahan", ( $\delta_T$ ).

Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif ( $T_e$ ), yang memperhitungkan kondisi *inelastik* bangunan. Waktu getar alami efektif mencerminkan kekakuan linier dari sistem SDOF ekuivalen. Jika di-plot-kan pada spektrum respons elastis akan menunjukkan percepatan gerakan tanah pada saat gempa yaitu akselerasi puncak ( $S_a$ ), dan waktu getar ( $T$ ). Redaman yang digunakan selalu 5% yang mewakili level yang diharapkan terjadi pada struktur yang mempunyai respons pada daerah elastis. Puncak perpindahan spektra elastis ( $S_d$ ), berhubungan langsung dengan *acceleration spectrum* ( $S_a$ ), dengan hubungan berikut:

$$S_d = \frac{T^4}{4\pi^2} S_a \quad (1)$$

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol ( $\delta_t$ ), ditentukan sebagai berikut (Fema 273/356)

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_g}{2\pi} \right)^2 \quad (2)$$

dengan:

$\delta_t$  = target peralihan.

$T_e$  = waktu getar alami efektif.

$C_0$  = faktor modifikasi untuk mengkonversi *spectral displacement* struktur SDOF ekuivalen menjadi *roof displacement* struktur sistem MDOF, sesuai FEMA 356 Tabel 3-2.  $C_1$  = faktor modifikasi untuk menghubungkan peralihan inelastik maksimum dengan peralihan respons elastik linier. Nilai  $C_1 = 1,0$  untuk  $T_e \geq T_s$  dan untuk  $T_e < T_s$ :

$$C_1 = \frac{\left[ 1 + (R-1) \frac{T_s}{T_g} \right]}{R} \quad (3)$$

$C_2$  = faktor modifikasi untuk memperlihatkan *pinched hysteresis shape*, degradasi kekakuan dan penurunan kekuatan pada respon peralihan maksimum, sesuai FEMA 356 Tabel 3-3.  $C_3$  = faktor modifikasi untuk memperlihatkan kenaikan peralihan akibat efek *p-delta*. Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif maka  $C_3 = 1,0$ . Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif,  $R$  adalah *strength ratio*, besarnya dapat dihitung dengan persamaan:

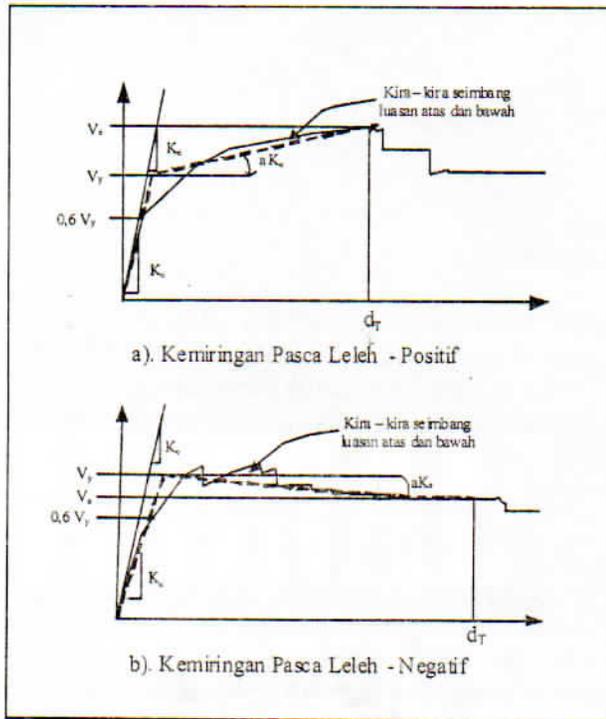
$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W} C_m} \quad (4)$$

$S_a$  adalah *acceleration spectrum respons* pada waktu getar alami fundamental efektif dan rasio redaman pada arah yang ditinjau.  $V_y$  adalah gaya geser dasar pada saat leleh.  $W$  adalah berat efektif seismik.  $C_m$  faktor massa efektif, Tabel 3-1 FEMA 356.  $\alpha$  adalah rasio kekakuan pasca leleh dengan kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya peralihan nonlinier diidealisasikan sebagai kurva bilinear (lihat Gambar 3).  $T_s$  waktu getar karakteristik *respons spektrum g* percepatan gravitasi  $9,81 \text{ m/det}^2$ .

## 2. Metode Displacement Coefficient FEMA 440

Merupakan metode *displacement coefficient* pada FEMA 356 yang telah dimodifikasi dan diperbaiki. Persamaan yang digunakan untuk menghitung target peralihan tetap sama, yaitu sesuai Pers. (2). Akan tetapi mengalami modifikasi dan perbaikan dalam menghitung faktor  $C_1$  dan  $C_2$  sebagai berikut:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{\alpha T_e^2} \quad (5)$$



Gambar 3. Perilaku pasca leleh sistem struktur

Nilai konstanta  $a$  adalah 130, 90 dan 60 untuk *site* kategori B, C dan D. Untuk waktu getar  $< 0,2$  detik maka nilai  $C1$  pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar  $> 1$  detik maka  $C1 = 1,0$ .

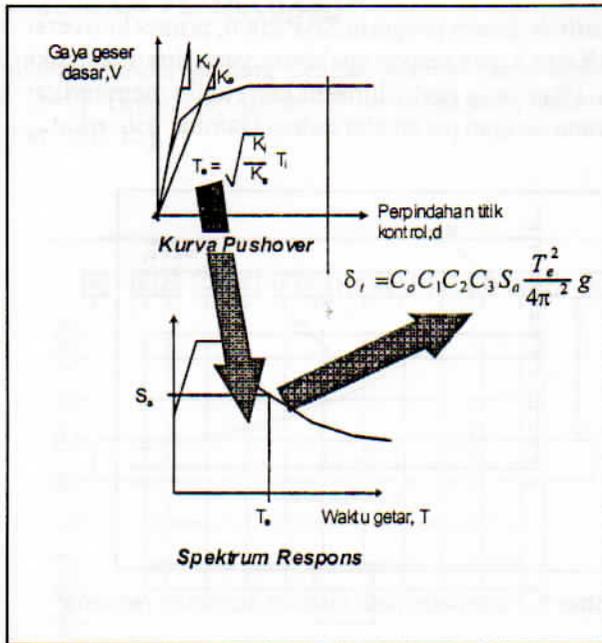
$$C_2 = 1 + \frac{1}{900} \left( \frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (6)$$

Untuk waktu getar  $< 0,2$  detik maka nilai  $C2$  pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar  $> 0,7$  detik maka  $C2 = 1,0$ .

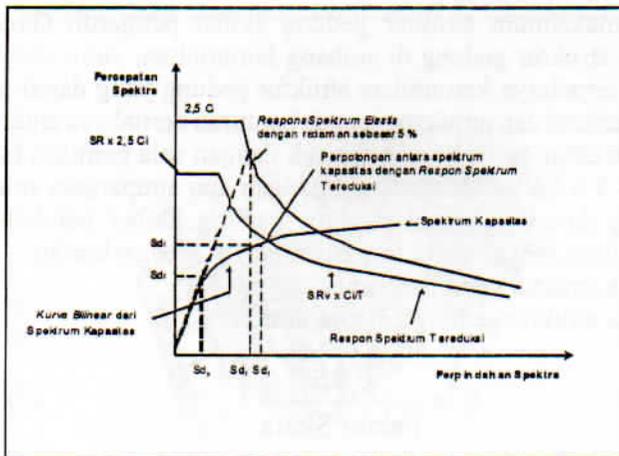
### 3. Metoda Spektrum Kapasitas

Dalam Metoda Spektrum Kapasitas proses dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gaya perpindahan yang memperhitungkan kondisi *inelastis* struktur. Proses tersebut sama dengan Metode Koefisien Perpindahan, kecuali bahwa hasilnya diplot-kan dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*).

Format tersebut adalah konversi sederhana dari kurva hubungan gaya geser dasar dengan perpindahan lateral titik kontrol dengan menggunakan properti dinamis sistem dan hasilnya disebut sebagai kurva kapasitas struktur. Gerakan tanah (gempa) juga dikonversi ke format ADRS. Hal ini menyebabkan kurva kapasitas dapat di-plot-kan pada sumbu yang sama sebagai gaya gempa perlu. Pada format tersebut waktu getar ditunjukkan sebagai garis radial dari titik pusat sumbu.



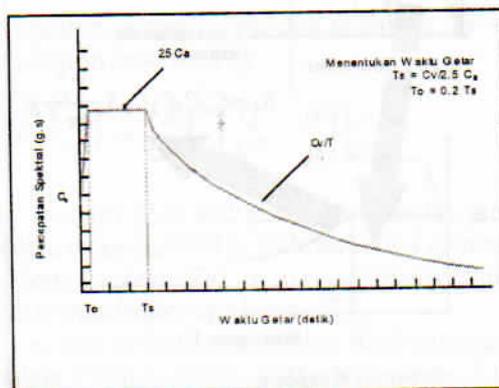
Gambar 4. Skematik prosedur metoda koefisien perpindahan



Gambar 5. Penentuan titik kinerja

Waktu getar ekuivalen ( $T_e$ ), dianggap sebagai *secant* waktu getar, tepat dimana gerakan tanah perlu yang direduksi karena adanya efek redaman ekuivalen bertemu pada kurva kapasitas. Karena waktu getar ekuivalen dan redaman merupakan fungsi dari perpindahan maka penyelesaian untuk mendapatkan perpindahan *inelastik* maksimum (titik kinerja) adalah bersifat iteratif. ATC-40 menetapkan batas redaman ekuivalen untuk mengantisipasi adanya penurunan kekuatan dan kekakuan yang bersifat gradual.

Cara ini telah *built-in* dalam program SAP 2000, proses konversi kurva *pushover* ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva Respons Spektrum Rencana dengan parameter dalam Gambar 6 berikut.



Gambar 6. Parameter data respons spektrum rencana

#### 4. Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI-1726-2002

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, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Sesuai Pasal 4.3.3 SNI-1726-2002 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ( $\xi$ ) sebagai berikut:

- untuk struktur gedung beraturan :  $\xi = 0.7 R$
- untuk struktur gedung tidak beraturan:

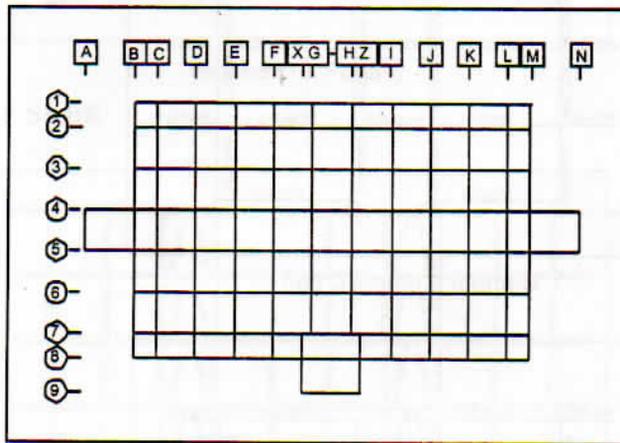
$$\xi = \frac{0,7R}{\text{Faktor Skala}} \quad (7)$$

di mana  $R$  adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut dan Faktor Skala adalah seperti yang ditetapkan dalam Pasal 7.2.3 SNI-1726-2002.

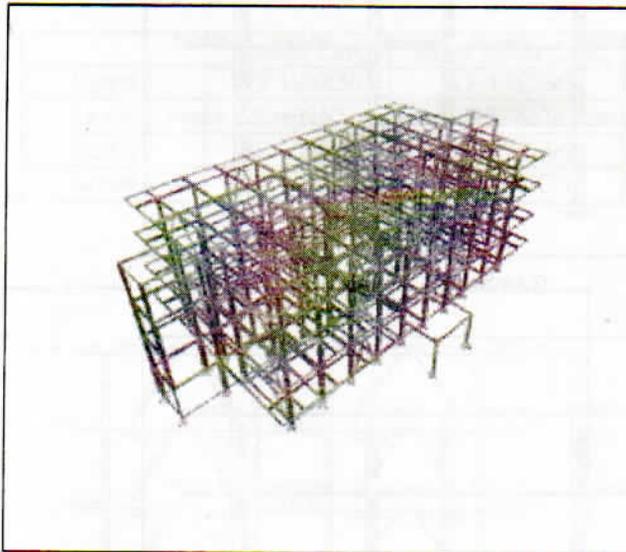
Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut rumusan di atas tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan. Kriteria simpangan ultimit tersebut selanjutnya digunakan sebagai target perpindahan versi SNI-1726-2002.

7. STUDI KASUS DAN PEMBAHASAN

Studi ini membahas model gedung dengan sistem balok-kolom, 4 lantai, fungsi gedung kuliah, ( $I=1$ ). Tinggi tiap lantai 3,8 m. Tebal pelat lantai 120 mm, untuk dak 100 mm [Gambar 7 s.d. 15].



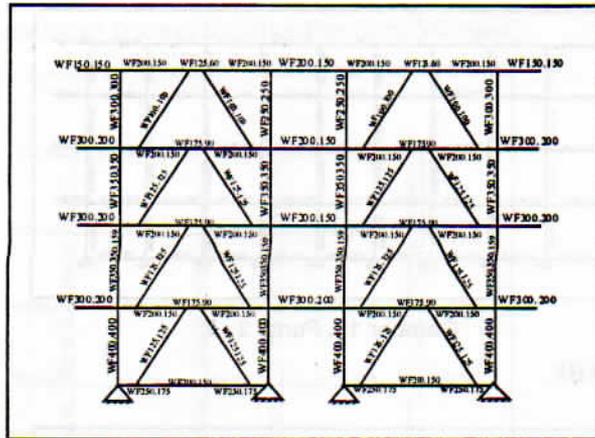
Gambar 7. Denah



Gambar 8. Model 3D struktur







Gambar 15. Portal F - H

### Perhitungan panjang elemen link Arah x

Profil yang dipakai adalah W100X50

Tinggi ( $dh$ ) = 100 mm

Lebar ( $bf$ ) = 50 mm

Tebal badan ( $tw$ ) = 5 mm

Tebal sayap ( $tf$ ) = 7 mm

Jari-jari kelembaman ( $r_y$ ) = 1,12 cm

Modulus penampang ( $S_x$ ) = 37,5 cm<sup>3</sup>

Tegangan leleh baja ( $F_y$ ) = 240000 Kn/m<sup>2</sup>

Momen Plastis ( $M_p$ )

$$M_p = F_y \cdot Z = (240000 \text{ KN} / \text{m}^2)(37500 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3) \\ = 9 \text{ KN.m}$$

Kuat Nominal Geser ( $V_p$ )

$$V_{p1} = 0,6 \cdot F_y \cdot (d - 2tf) \cdot tw \\ = (0,6)(240000)(0,1 - (2(0,007)))(0,005) \\ = 61,920 \text{ KN}$$

$$V_{p2} = 2 \frac{M_p}{e} = 2 \cdot \frac{9}{0,4} = 45 \text{ KN}$$

$V_p$  terkecil = 45 KN

$$1,6 \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \frac{9}{45} = 0,32$$

$$2,6 \frac{M_p}{V_p} = 2,6 \frac{9}{45} = 0,52$$

Jadi panjang  $e = 0,4$  m.  $0,32 \leq 0,4 < 0,52$  termasuk link geser dominant. Dan dengan cara yang sama untuk arah y dengan profil W125X60, panjang  $e = 0,8$  m.  $0,64 \leq 0,8 < 1,04$  termasuk link geser dominant.

## Analisa Pushover Struktur Momen Frame

Dalam bagian ini akan dibahas target perpindahan, ada 4 metoda yang akan digunakan metoda spektrum kapasitas, koefisien perpindahan (FEMA 273), metode Koefisien perpindahan FEMA 440, dan kinerja batas layan (SNI 1726–2002).

### 1. Metoda Spektrum Kapasitas

Dari kurva respon spectrum rencana SNI 1726-2002 untuk wilayah 4, kondisi tanah sedang, didapat nilai  $c_a = 0,28$  dan  $c_v = 0,42$  yang diperlukan sebagai input data program SAP. Selanjutnya hitungan sepenuhnya dilakukan komputer. Sedangkan dengan cara sama untuk pola beban Uniform maka  $\delta T$ , Arah X = 0,054 m dan arah Y = 0,05

### 2. Koefisien Perpindahan (FEMA 273)

Didapatkan untuk arah X,  $\delta T = 0,0803$  m sedangkan arah Y,  $\delta T = 0,0418$  m

### 3. Metode Koefisien Perpindahan FEMA 440

Didapatkan untuk arah X,  $\delta T = 0,0685$  m sedangkan arah Y,  $\delta T = 0,0413$  m

### 4. Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan bangunan ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh Gempa Rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja (atau peretakan pada bangunan beton) yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidak-nyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh Gempa Nominal yang telah dibagi Faktor Skala. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan maka dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan bangunan tidak boleh melampaui  $0,03/R$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, dan dipilih yang nilainya terkecil. Ratio batas simpangan struktur =  $0.03/8.5 = 0.00353$ .

Tabel 2. Simpangan arah X (arah memanjang)

Level	h tingkat (m)	Simpangan x (m)	Simpangan antar tingkat	Rasio simpangan ket. Antar tingkat
4	3,8	0,0135	0,0025	0,000658
3	3,8	0,0110	0,0031	0,000816
2	3,8	0,0079	0,0038	0,001000
1	3,8	0,0041	0,0041	0,001079

Tabel 3. Simpangan arah Y (arah pendek)

Level	h tingkat (m)	Simpangan y (m)	Simpangan antar tingkat	Rasio simpangan ket. Antar tingkat
4	3,8	0,0349	0,0022	0,000579
3	3,8	0,0327	0,0064	0,001684
2	3,8	0,0263	0,0131	0,003447
1	3,8	0,0132	0,0132	0,003474

Tabel 4. Simpangan Ultimit

Level	Elevasi (m)	Simpangan Nominal		Simpangan Ultimit		Nilai Batas
		x	y	$\xi_R.x$	$\xi_R.y$	
Atap	15,2	0,014	0,035	0,0803	0,207	0,02*H

Untuk gedung beraturan maka  $\xi_R = (0.7)(8.5) = 5.95$ , dari hitungan pada Tabel diketahui bahwa simpangan ultimit masih lebih kecil dari nilai batas maksimum jadi struktur memenuhi persyaratan kinerja yang ditetapkan oleh SNI 1726-2002.

### Analisa Pushover Struktur SRBE

Dalam bagian ini akan dibahas target perpindahan, ada 4 metoda yang akan digunakan: metoda spektrum kapasitas, koefisien perpindahan (FEMA 273), metode Koefisien perpindahan FEMA 440, dan kinerja batas layan (SNI 1726-2002).

#### 1. Metoda Spektrum Kapasitas

Didapatkan  $\delta T$ , Arah X = 0,022 m dan arah Y = 0,011 m

#### 2. Koefisien Perpindahan (FEMA 273)

Didapatkan untuk arah X,  $\delta T = 0,0728$  m sedangkan arah Y,  $\delta T = 0,1183$  m

#### 3. Metode Koefisien Perpindahan FEMA 440

Didapatkan untuk arah X,  $\delta T = 0,0556$  m sedangkan arah Y,  $\delta T = 0,0773$  m

#### 4. Kinerja Batas Layan

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan maka dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan bangunan tidak boleh melampaui  $0.03/R$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, dan dipilih nilai terkecil.

Tabel 5. Simpangan arah X (arah memanjang)

Level	h tingkat (m)	Simpangan x (m)	Simpangan antar tingkat	Rasio simpangan ket. Antar tingkat
4	3,8	0,008	0,00120	0,000316
3	3,8	0,0068	0,0019	0,000500
2	3,8	0,0049	0,0024	0,000632
1	3,8	0,0025	0,0025	0,000658

Tabel 6. Simpangan arah Y (arah pendek)

Level	h tingkat (m)	Simpangan x (m)	Simpangan antar tingkat	Rasio simpangan ket. Antar tingkat
4	3,8	0,0075	0,00020	0,000053
3	3,8	0,0073	0,0013	0,000342
2	3,8	0,006	0,0023	0,000605
1	3,8	0,0037	0,0037	0,000974

**Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI 1726 – 2002**

Berdasarkan beban gempa nominal yang diperoleh dari analisa struktur dengan cara respons spectrum diperoleh simpangan pada level atap seperti pada Tabel 7.

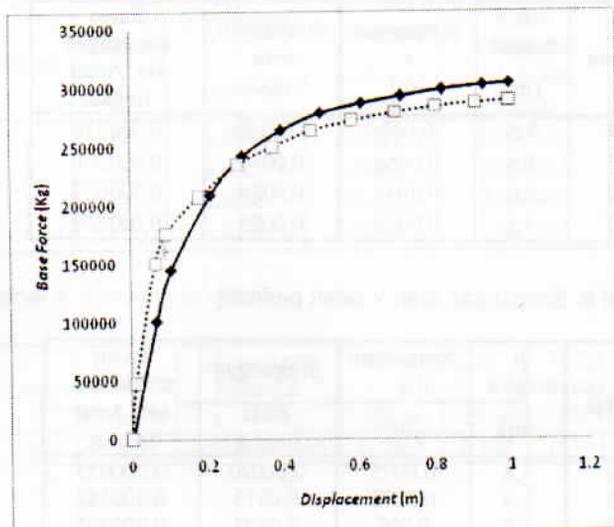
Tabel 7. Simpangan Ultimit

Level	Elevasi (m)	Simpangan Nominal		Simpangan Ultimit		Nilai Batas 0,02H
		x	y	R.x	R.y	
Atap	15,2	0,008	0,0075	0,0476	0,0446	0,304

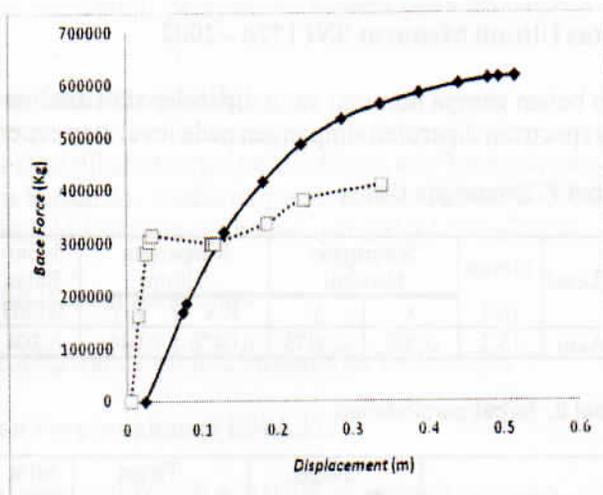
Tabel 8. Target perpindahan

Kriteria	Target Perpindahan		Target Perpindahan		Nilai Batas 0,02H
	Arah x		Arah y		
	Momen Frame	SRBE	Momen Frame	SRBE	
Koef.Perpindahan FEMA356	0,0803	0,0728	0,1183	0,0614	0,304
Kapasitas Spektrum	0,0540	0,022	0,022	0,0150	
Koef.Perpindahan FEMA440	0,0685	0,0556	0,0773	0,0342	
Kinerja Batas Ultimit SNI 1726-2002	0,0803	0,0476	0,0434	0,0738	

Tabel 8 tersebut dinyatakan juga dalam Gambar 16 dan 17



Gambar 16. Kurva kapasitas arah X



Gambar 17. Kurva kapasitas arah Y

Dari ke empat kriteria untuk struktur *Momen Frame* diperoleh target perpindahan yang paling besar (menentukan) untuk arah x adalah 0,0803 m, diperoleh dari metode Koefisien Perpindahan FEMA 273/356 dan Kinerja Batas Ultimit SNI 1726 - 2002, sedangkan untuk arah y target perpindahan yang menentukan adalah Kinerja Batas Ultimit SNI 1726 - 2002, adalah 0,2077 m.

Struktur dengan SRBE, untuk arah x adalah 0,0728 dari metode Koefisien Perpindahan FEMA 273 / 356, dan untuk arah y adalah 0,1183 dari Koefisien Perpindahan FEMA 273 / 356.

Untuk mendapatkan perilaku inelastik pasca runtuh, maka analisa beban dorong diteruskan sampai  $\geq 150\%$  dari target perpindahan untuk setiap arah. Sehingga perencana dapat menentukan kriteria mana yang dipilih saat pelaksanaan.

## KESIMPULAN

Program SAP2000 telah menyediakan fasilitas untuk perencanaan berbasis kinerja sesuai dengan FEMA 273/356, meskipun demikian ada beberapa hal yang masih memerlukan cara perhitungan manual, a.l.:

- Menentukan waktu getar alami efektif pasca leleh yaitu pembuatan kurva bilinier berdasarkan kurva pushover.
- Menentukan evaluasi kinerja (target perpindahan,  $\delta T$ ).

Titik evaluasi kinerja atau *target displacement*,  $\delta T$ , merupakan hal yang penting untuk mengevaluasi kinerja struktur terhadap suatu gempa rencana, dan menjadi indikasi sejauh mana kondisi struktur bila ada gempa tertentu. Ternyata beberapa metode yang digunakan yaitu ATC-40, Kinerja Batas Ultimit SNI 1726, FEMA 273/356 dan FEMA 440 untuk menentukan  $\delta T$  tersebut memberikan hasil yang berbeda satu sama lain. Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode Koefisien Perpindahan FEMA 273/356 dan persyaratan Kinerja Batas Ultimit SNI 1726 menghasilkan nilai  $\delta T$  yang menentukan. Jadi meskipun kedua portal, yaitu portal Moment Frame dan portal SRBE (arah pendek dan memanjang) telah memenuhi kriteria perencanaan biasa, kriteria perencanaan biasa disini adalah konfigurasi baja maupun perencanaan gempa yang disyaratkan SNI, tetapi ternyata perilaku pasca leleh diantara keduanya berbeda. Hal tersebut tidak bisa dideteksi tanpa melakukan analisa pushover. Kesimpulan yang dapat diperoleh dari tulisan ini adalah bahwa perencanaan berbasis kinerja dapat memberikan informasi sejauh mana suatu gempa akan mempengaruhi struktur. Dengan demikian sejak perencana mendapat informasi bagaimana bangunan tersebut berperilaku bila ada gempa.

Dengan membandingkan analisa struktur gedung tanpa brace (moment frame) dengan bresing, dapat disimpulkan kinerja struktur gedung sebagai berikut:

1. Untuk keseluruhan kasus, mekanisme plastis yang terjadi pertama kali terjadi pertama kali pada balok bawah berlanjut sampai keatas sampai semua balok mengalami mekanisme plastis dan terakhir terjadi mekanisme plastis pada kaki kolom. Dengan begitu perancangan struktur dengan menggunakan metoda strong coloum weak beam terpenuhi.
2. Dapat disimpulkan bahwa bresing berfungsi, karena struktur dengan bresing lebih kuat menahan geser yang lebih besar, saat ditinjau pada perpindahan yang sama, sebagaimana ditunjukkan dalam kurva kapasitas.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Applied Technology Council.(1996). "*ATC 40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*", Redwood City, California, U.S.A.
2. ASCE.(2000). "*FEMA 356 - Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
3. ATC-33 Project.( 1997a). "*FEMA 273 - NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Buildings*", Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.

4. ATC-33 Project.(1997b) FEMA 274 – NEHRP Commentary On The Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Buildings , Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
5. ATC-55 Project.(2004). "*FEMA 440 – Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
6. BSSC.(1995) "*FEMA 222 – NEHRP Recommended Provision for Seismic Regulations for New Building* , Washington, D.C.
7. SEAOC.(1995). "*Vision 2000 – A Framework for Performance Based Earthquake Engineering*. Vol. 1, January, 1995.
8. Departemen Pekerjaan Umum, SNI 03-1729-2002, *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*.
9. Departemen Pekerjaan Umum, SNI 03-1726-2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*.
10. Sumargo, Syamsul Basri, Anis Rosyida, "*Pengaruh Pengaku Konsentris dan Eksentris pada Struktur Baja dengan Daktilitas Penuh terhadap Gempa*, Jurnal Itenas, No. 3, Vol. 7, Sep-Nov. 2003.
11. Sumargo, Syamsul Basri, Helen Grace Mantiri, "*Analisis Struktur Rangka Baja dengan Pengaku Konsentris dan Eksentris Tipe X (X-Brace) pada Daktilitas Terbatas terhadap Gempa*", Jurnal Itenas, No. 1, Vol. 8, Mar-mei. 2004.