

# Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover<sup>1</sup>

Wiryanto Dewobroto  
Jurusan Teknik Sipil - Universitas Pelita Harapan

## Abstrak

Indonesia merupakan daerah rawan gempa, untuk mengurangi resiko bencana yang terjadi diperlukan konstruksi bangunan tahan gempa. Perencanaan tahan gempa umumnya didasarkan pada analisa struktur elastis yang kemudian diberi faktor beban untuk mensimulasi kondisi ultimate (batas). Kenyataannya bahwa perilaku keruntuhan bangunan saat gempa adalah inelastis. Evaluasi yang dapat memperkirakan kondisi inelastis bangunan saat gempa perlu untuk mendapatkan jaminan bahwa kinerjanya memuaskan saat gempa. Analisa dan evaluasi kinerja dapat dilakukan dengan analisa pushover yang built-in pada program SAP2000, sedangkan titik kinerja untuk evaluasi masih harus ditentukan tersendiri dengan berbagai metoda (kecuali metode Spektrum Kapasitas). Analisa pushover (beban dorong statik) adalah analisa statik nonlinier perilaku keruntuhan struktur terhadap gempa, sedangkan titik kinerja adalah besarnya perpindahan maksimum struktur saat gempa rencana. Hasil studi kasus pada portal baja 3D menyimpulkan bahwa titik kinerja yang menentukan adalah metode Koefisien Perpindahan FEMA-356 (ASCE, 2000), sedangkan metode Spektrum Kapasitas (built-in) yang mengacu ATC-40 (ATC, 1996) memberikan nilai paling kecil (tidak konservatif). Analisa pushover juga menunjukkan bahwa daktilitas portal berbeda dalam arah saling tegak lurus, masukan penting untukantisipasi gempa besar yang mungkin terjadi diluar gempa rencana.

**Kata kunci :** gempa, titik kinerja, daktil, struktur baja, analisa pushover

## 1 Pendahuluan

Tahun 2004, tercatat tiga gempa besar di Indonesia yaitu di kepulauan Alor (11 Nov. skala 7.5), gempa Papua (26 Nov., skala 7.1) dan gempa Aceh (26 Des., skala 9.2) yang disertai tsunami. Gempa Aceh menjadi yang terbesar pada abad ini setelah gempa Alaska 1964 (Kerry Sieh, 2004). Kondisi itu menyadarkan kita, bahwa Indonesia merupakan daerah rawan terjadinya gempa.

Bangunan pada daerah rawan gempa harus direncanakan mampu bertahan terhadap gempa. Trend perencanaan yang terkini yaitu *performance based seismic design*, yang memanfaatkan teknik analisa non-linier berbasis komputer untuk menganalisa perilaku inelastis 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. Metode tersebut mulai populer sejak diterbitkannya dokumen Vision 2000 (SEAOC, 1995) dan NEHRP (BSSC, 1995), yang didefinisikan sebagai strategi dalam perencanaan, pelaksanaan dan perawatan/perkuatan sedemikian agar suatu bangunan mampu berkinerja pada suatu kondisi gempa yang ditetapkan, yang diukur dari besarnya kerusakan dan dampak perbaikan yang diperlukan.

Kriteria kinerja yang ditetapkan Vision 2000 dan NEHRP adalah sebagai berikut :

Tabel 1. Kriteria Kinerja

Level Kinerja		Penjelasan
NEHRP	Vision 2000	
<i>Operational</i>	<i>Fully Functional</i>	Tak 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 dilakukan perbaikan.
<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.

<sup>1</sup> Disampaikan di *Civil Engineering National Conference : Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism* – Unika Soegijapranata, Semarang 17-18 Juni 2005

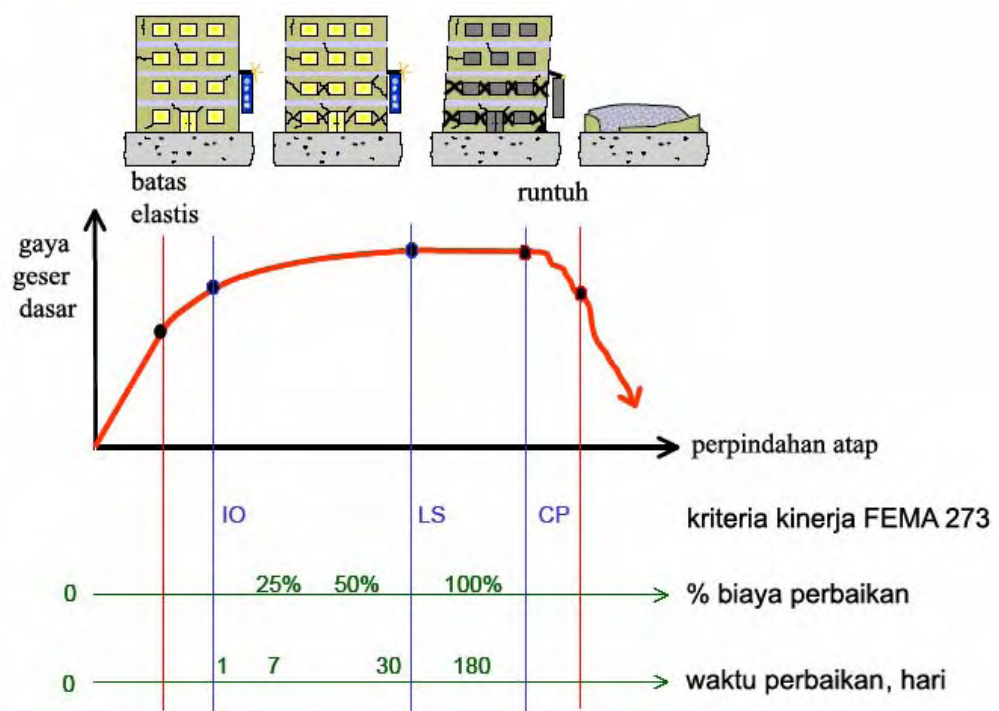
Sejak itu, aktivitas riset menjadi sangat intensif di dunia khususnya di USA dan Eropa. Di USA, badan Federal Emergency Management Agency (FEMA) bekerja sama dengan Applied Technology Council (ATC), Earthquake Engineering Research Center (EERC) Universitas California, Berkeley, Building Seismic Safety Council (BSSC), dan SAC Joint Venture banyak menghasilkan publikasi yang terkait dengan perencanaan berbasis kinerja. Sehingga akhirnya metoda tersebut dapat diterima secara luas oleh komunitas rekayasa sebagai prosedur canggih untuk berbagai aplikasi. Meskipun saat ini perencanaan berbasis kinerja difokuskan pada perencanaan bangunan tahan gempa, tetapi cara yang sama dapat juga digunakan untuk perencanaan bangunan terhadap bahaya angin topan (tornado), ledakan dan kebakaran dengan baik.

## 2 Perencanaan Tahan Gempa Berbasis Kinerja

Saat ini, sebagian besar bangunan tahan gempa direncanakan dengan prosedur yang ditulis dalam peraturan perencanaan bangunan (*building codes*). Peraturan dibuat untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi, dan untuk menghindari atau mengurangi kerusakan atau kerugian harta benda terhadap gempa sedang yang sering terjadi. Meskipun demikian, prosedur yang digunakan dalam peraturan tersebut tidak dapat secara langsung menunjukkan kinerja bangunan terhadap suatu gempa yang sebenarnya, kinerja tadi tentu terkait dengan resiko yang dihadapi pemilik bangunan dan investasi yang dibelanjakan terkait dengan resiko diambil.

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance-based seismic design*) merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.

Proses perencanaan tahan gempa berbasis kinerja dimulai dengan membuat model rencana bangunan kemudian melakukan simulasi kinerjanya terhadap berbagai kejadian gempa. Setiap simulasi memberikan informasi tingkat kerusakan (*level of damage*), ketahanan struktur, sehingga dapat memperkirakan berapa besar keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang akan terjadi. Perencana selanjutnya dapat mengatur ulang resiko kerusakan yang dapat diterima sesuai dengan resiko biaya yang dikeluarkan.



Gambar 1. Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (ATC 58)

Hal penting dari perencanaan berbasis kinerja adalah sasaran kinerja bangunan terhadap gempa dinyatakan secara jelas, sehingga pemilik, penyewa, asuransi, pemerintahan atau penyandang dana mempunyai kesempatan untuk menetapkan kondisi apa yang dipilih, selanjutnya ketetapan tersebut digunakan insinyur perencana sebagai pedomannya.

Sasaran kinerja terdiri dari kejadian gempa rencana yang ditentukan (*earthquake hazard*), dan taraf kerusakan yang diijinkan atau level kinerja (*performance level*) dari bangunan terhadap kejadian gempa tersebut. Mengacu pada FEMA-273 (1997) yang menjadi acuan klasik bagi perencanaan berbasis kinerja maka kategori level kinerja struktur, adalah :

- Segera dapat dipakai (IO = *Immediate Occupancy*),
- Keselamatan penghuni terjamin (LS = *Life-Safety*),
- Terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*).

Gambar 1 menjelaskan secara kualitatif level kinerja (*performance levels*) FEMA 273 yang digambarkan bersama dengan suatu kurva hubungan gaya-perpindahan yang menunjukkan perilaku struktur secara menyeluruh (global) terhadap pembebanan lateral. Kurva tersebut dihasilkan dari analisa statik non-linier khusus yang dikenal sebagai analisa *pushover*, sehingga disebut juga sebagai kurva *pushover*. Sedangkan titik kinerja (*performance point*) merupakan besarnya perpindahan titik pada atap pada saat mengalami gempa rencana, dapat dicari menggunakan metoda yang akan dijelaskan pada bab berikutnya.

Selanjutnya diatas kurva *pushover* dapat digambarkan secara kualitatif kondisi kerusakan yang terjadi pada level kinerja yang ditetapkan agar awam mempunyai bayangan seberapa besar kerusakan itu terjadi. Selain itu dapat juga dikorelasikan dibawahnya berapa prosentase biaya dan waktu yang diperlukan untuk perbaikan. Informasi itu tentunya sekedar gambaran perkiraan, meskipun demikian sudah mencukupi untuk mengambil keputusan apa yang sebaiknya harus dilakukan terhadap hasil analisis bangunan tersebut.

### 3 Analisa Statik Nonlinier (*Pushover*)

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik. Kecuali untuk suatu struktur yang sederhana, maka analisa ini memerlukan komputer program untuk dapat merealisasikannya pada bangunan nyata. Beberapa program komputer komersil yang tersedia adalah SAP2000, ETABS, GTSrudl, Adina.

Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap.

Analisa *pushover* menghasilkan kurva *pushover* (Gambar 1), kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar ( $V$ ) versus perpindahan titik acuan pada atap ( $D$ ).

Pada proses *pushover*, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier.

Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong.

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya. Cukup banyak studi menunjukkan bahwa analisa statik *pushover* dapat memberikan hasil mencukupi (ketika dibandingkan dengan hasil analisa dinamik nonlinier) untuk bangunan regular dan tidak tinggi.

Analisa *pushover* dapat digunakan sebagai alat bantu untuk perencanaan tahan gempa , asalkan menyesuaikan dengan keterbatasan yang ada , yaitu :

- Hasil analisa *pushover* masih berupa suatu pendekatan, karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui suatu siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisa *pushover* adalah statik monotonik.
- Pemilihan pola beban lateral yang digunakan dalam analisa adalah sangat penting.
- Untuk membuat model analisa nonlinier akan lebih rumit dibanding model analisa linier. Model tersebut harus memperhitungkan karakteristik inelastik beban-deformasi dari elemen-elemen yang penting dan efek P- $\Delta$ .

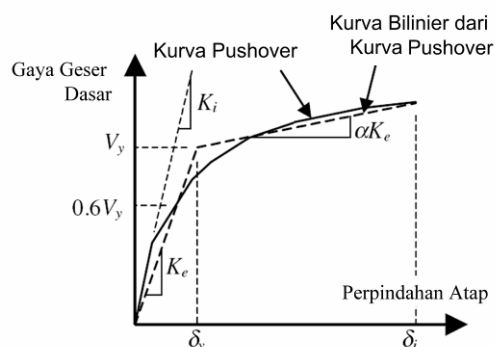
### 3.1 Tahapan Utama dalam Analisa Pushover

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* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inertiya , sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan 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 dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya 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.

### 3.2 Waktu Getar Alami Efektif

Analisa eigen-value pada umumnya digunakan untuk mengetahui waktu getar alami bangunan, dimana informasi tersebut sangat penting untuk mendapatkan estimasi besarnya gaya gempa yang akan diterima oleh bangunan tersebut. Analisa eigen-value dilaksanakan menggunakan data-data yang masih dalam kondisi elastis linier, padahal pada saat gempa kondisi bangunan mengalami keadaan yang berbeda, yaitu berperilaku in-elastis. Oleh karena itu waktu getar alami bangunan pada saat gempa maksimum berbeda dengan hasil analisa eigen-value. Waktu getar alami yang memperhitungkan kondisi in-elastis atau waktu getar efektif,  $T_e$  , dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*.



Gambar 2. Parameter Waktu Getar Fundamental Effektif dari Kurva *Pushover*

Untuk itu, kurva *pushover* diubah menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan,  $K_e$ , dan kuat leleh bangunan,  $V_y$ . Kekakuan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan secant yang dihitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis ( $K_e$ ) dan kondisi inelastis ( $\alpha K_e$ ), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif,  $T_e$  dihitung sebagai :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1)$$

dimana  $T_i$  dan  $K_i$  adalah perioda alami awal elastis (dalam detik) dan kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau.

### 3.3 Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi  $\delta_t$  dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana.

Untuk mendapatkan perilaku struktur pasca keruntuhan maka perlu dibuat analisa *pushover* untuk membuat kurva hubungan gaya geser dasar dan perpindahan lateral titik kontrol sampai minimal 150% dari target perpindahan,  $\delta_t$ .

Permintaan membuat kurva *pushover* sampai minimal 150% target perpindahan adalah agar dapat dilihat perilaku bangunan yang melebihi kondisi rencananya. Perencana harus memahami bahwa target perpindahan hanya merupakan rata-rata nilai dari beban gempa rencana. Perkiraan target perpindahan menjadi kurang benar untuk bangunan yang mempunyai kekuatan lebih rendah dari spektrum elastis rencana. Meskipun tidak didukung oleh data pada saat dokumen FEMA 356 ditulis tetapi diharapkan bahwa 150% target perpindahan adalah perkiraan nilai rata-rata ditambah satu standar deviasi perpindahan dari bangunan dengan kekuatan lateral melebihi 25% dari kekuatan spektrum elastis.

Analisa *pushover* dilakukan dengan memberikan beban lateral pada pola tertentu sebagai simulasi beban gempa, dan harus diberikan bersama-sama dengan pengaruh kombinasi beban mati dan tidak kurang dari 25% dari beban hidup yang disyaratkan. Beban lateral harus diberikan pada pusat massa untuk setiap tingkat. FEMA 273 mensyaratkan minimal harus diberikan dua pola beban yang berbeda sebagai simulasi beban gempa yang bersifat random, sehingga dapat memberikan gambaran pola mana yang pengaruhnya paling jelek. Selanjutnya beban tersebut harus diberikan secara bertahap dalam satu arah (monotonik).

Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target perpindahan  $\delta_t$ . Jadi parameter target perpindahan sangat penting peranannya bagi perencanaan berbasis kinerja.

Ada beberapa cara menentukan target perpindahan, dua yang cukup terkenal adalah *Displacement Coefficient Method* atau Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273/274, FEMA 356 / 440 dan ATC 40) dan *Capacity Spectrum Method* atau Metoda Spektrum Kapasitas (FEMA 274 / 440, ATC 40). Selain itu ada persyaratan perpindahan dari SNI 1726-2002 yang dapat dijadikan sebagai kriteria kinerja, akan dibahas pula.

#### 3.3.1 Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)

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 inelastis bangunan (lihat bagian tentang waktu getar alami). 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,  $S_a$ , versus waktu getar,  $T$ . Rendaman 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 akselerasi spektra,  $S_a$ , dengan hubungan berikut:

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

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol  $\delta_T$ , ditentukan dari rumus berikut :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (3)$$

Dimana

$T_e$  = waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis

$C_0$  = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356.

$C_1$  = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$$= 1.0 \text{ untuk } T_e \geq T_S$$

$$= [1.0 + (R-1)T_S/T_e]/R \text{ untuk } T_e < T_S \quad (4)$$

$T_S$  = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$R$  = rasio “kuat elastik perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (5)$$

$S_a$  = akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.

$V_y$  = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear.

$W$  = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.

$C_m$  = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356.

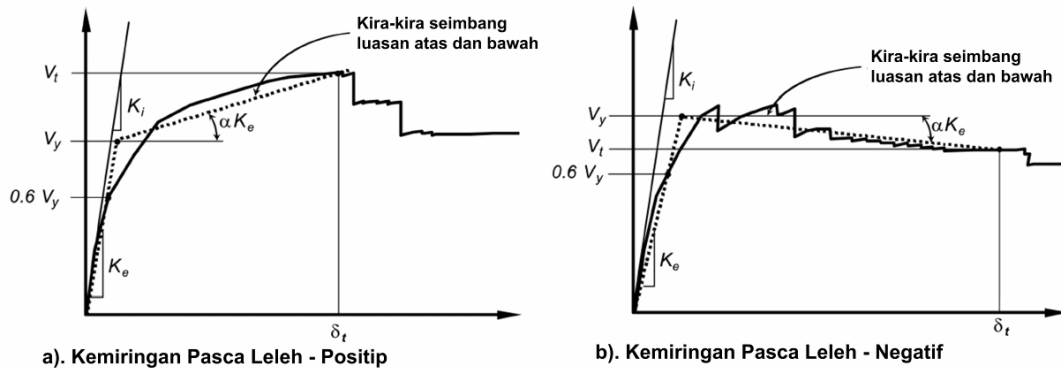
$C_2$  = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan beban-deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356.

$C_3$  = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P-delta. Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu non-linier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, dimana perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka  $C_3 = 1$ , sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (6)$$

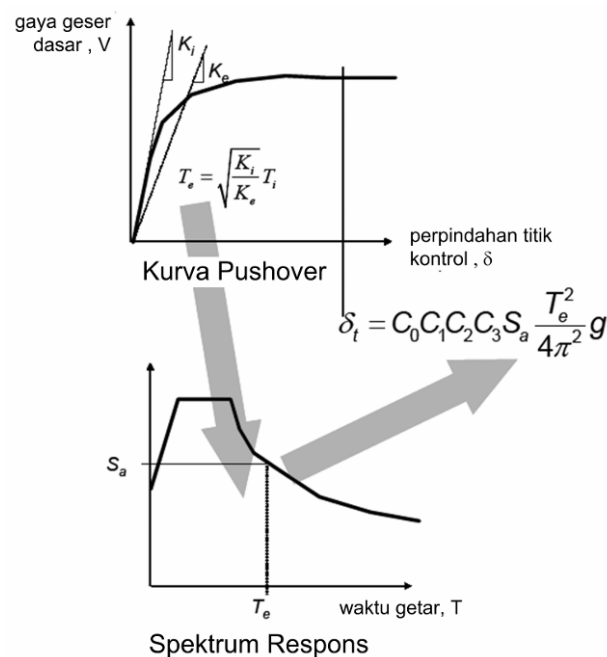
$\alpha$  = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya-lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear (lihat waktu getar efektif).

$g$  = percepatan gravitasi 9.81 m/det<sup>2</sup>.



**Gambar 3. Perilaku Pasca Leleh Sistem Struktur (FEMA 356, 2000)**

Ilustrasi berikut dapat memberikan gambaran secara jelas penerapan Metode Koefisien Perpindahan dalam menetapkan target perpindahan dari struktur yang akan dievaluasi.



**Gambar 4. Skematik Prosedur Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 440)**

### 3.3.2 Metoda Spektrum Kapasitas

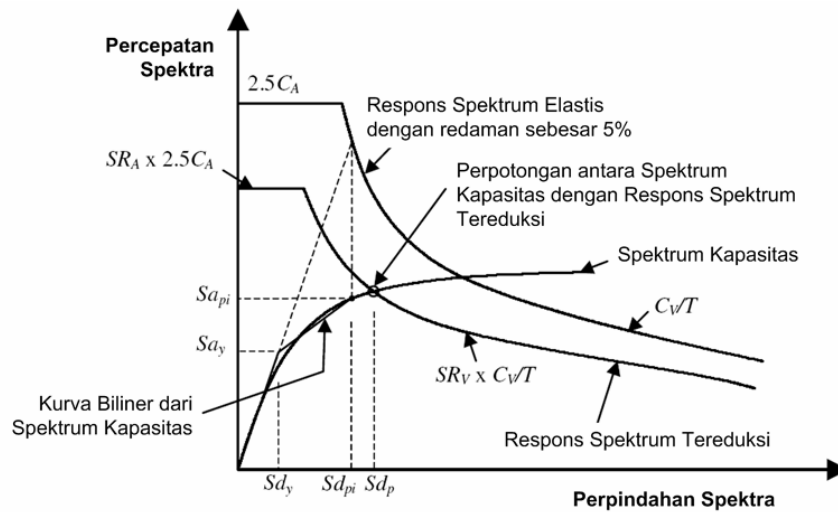
Merupakan metoda utama ATC 40, meskipun dimaksudkan untuk konstruksi beton bertulang, tetapi ternyata banyak juga diaplikasikan pada konstruksi lain.

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 itu 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.

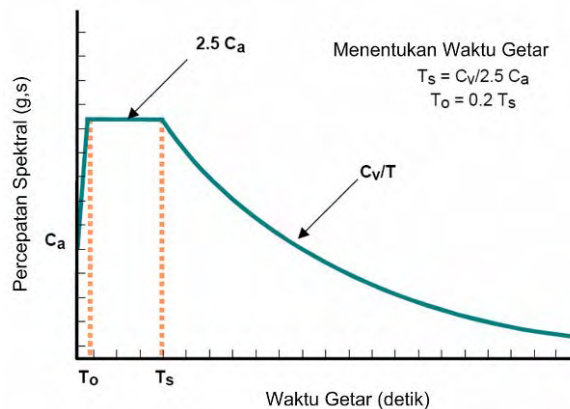
Waktu getar ekuivalen,  $T_e$ , dianggap sebagai secant waktu getar tepat dimana gerakan tanah gempa perlu yang direduksi karena adanya efek redaman ekuivalen bertemu pada kurva kapasitas. Karena waktu getar ekuivalen dan redaman merupakan fungsi dari perpindahan maka penyelesaian untuk

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.



**Gambar 5. Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas**

Metode ini secara khusus telah *built-in* dalam program SAP2000 , 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 berikut :



**Gambar 6. Parameter data Respons Spektrum Rencana**

### 3.3.3 Metoda Koefisien Perpindahan Yang Diperbaiki (FEMA 440)

Adanya dua macam metode evaluasi non-linier yaitu Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356) dan Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40, FEMA 274) kadang-kadang menimbulkan keraguan karena hasilnya belum tentu sama . Untuk mengantisipasi hal tersebut dilakukan evaluasi melalui ATC 55 Project dan menghasilkan FEMA 440 : *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* , yang mana kedua metode tersebut dimodifikasi. Untuk Metode Koefisien Perpindahan, persamaan target perpindahannya tetap sama yaitu Persamaan 3 :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g$$

Tetapi modifikasi diberikan dalam menentukan parameter  $C_1$  dan  $C_2$  :

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \tag{7}$$

dimana  $T_e$  adalah waktu getar efektif dari struktur SDOF dalam detik,  $R$  adalah rasio kekuatan yang dihitung dengan Persamaan 5. Konstanta  $a$  adalah sama dengan 130, 90 dan 60 untuk site kategori B, C dan D. Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai  $C_1$  pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 1.0 detik maka  $C_1$  dapat dianggap sama dengan 1.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (8)$$

Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai  $C_2$  pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 0.7 detik maka  $C_2$  dapat dianggap sama dengan 1.

### 3.3.4 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 :  $\xi = 0.7 R$  (9)

- untuk struktur gedung tidak beraturan :  $\xi = \frac{0.7R}{\text{Faktor Skala}}$  (10)

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.

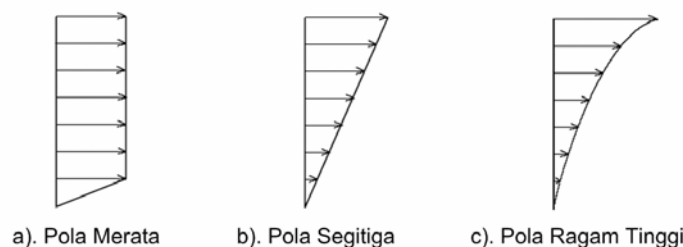
Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut rumusan diatas tidak boleh melampaui 0.02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

Kriteria simpangan ultimit tersebut selanjutnya digunakan sebagai target perpindahan versi SNI-1726-2002, sedangkan evaluasi kriteria penerimaan masih mengacu pada FEMA 356 yang sudah *built-in* pada program komputer SAP2000.

### 3.4 Pola Beban Dorong

Distribusi gaya inersia yang berpengaruh saat gempa, akan bervariasi secara kompleks sepanjang tinggi bangunan. Oleh karena itu , analisa beban dorong statik memerlukan berbagai kombinasi pola distribusi yang berbeda untuk menangkap kondisi yang paling ekstrim untuk perencanaan.

Bentuk distribusi yang relatif sederhana disampaikan dalam gambar berikut :



**Gambar 7. Variasi Pola Distribusi Pembebanan Lateral (dari FEMA 274)**

Beban lateral harus diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan diaphragm lantai. Untuk keseluruhan analisis sedikitnya dua pola beban lateral harus diberikan yaitu :

- Sama dengan pola ragam fundamental pada arah yang ditinjau bilamana sedikitnya 75% massa dapat diantisipasi pada ragam tersebut.
- Pola kedua adalah distribusi merata sesuai dengan proporsi total massa pada lantai.

### 3.5 Langkah-langkah Analisis

Analisa beban dorong statik non-linier akan dilaksanakan mengikuti petunjuk FEMA 356, kebetulan program SAP2000 yang digunakan juga mengacu pada dokumen tersebut. Adapun langkah-langkahnya adalah sebagai berikut :

1. Membuat model struktur seperti pada analisis elastis dengan memasukkan semua elemen bangunan yang berkaitan dengan berat, kekuatan, kekakuan, stabilitasnya dan lainnya dan direncanakan agar memenuhi ketentuan perencanaan bangunan baja Indonesia yang terbaru. Peraturan baja Indonesia yang lama (cara elastis) tidak dapat digunakan, karena kriteria FEMA 356 mengharuskan setiap komponen struktur harus memenuhi persyaratan gempa dari AISC cara LRFD 1994. Sedangkan peraturan baja yang terbaru yaitu SNI SNI 03- 729-2000 (Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung) mempunyai prosedur yang sama dengan AISC - LRFD.
2. Analisis beban dorong dilakukan dalam dua tahap, yang pertama struktur diberi beban gravitasi (kombinasi beban mati dan beban hidup yang direduksi). Analisis tahap pertama belum memperhitungkan kondisi non-linier. Selanjutnya analisis dilanjutkan dengan memberikan pola beban lateral yang diberikan secara monotonik bertahap. Pola beban lateral minimal dua buah setiap arahannya sesuai ketentuan FEMA agar diperoleh kondisi yang paling kritis.
3. Intensitas pembebanan lateral ditingkatkan sampai komponen struktur yang paling lemah berdeformasi yang menyebabkan kekakuannya berubah secara signifikan (terjadi leleh dari penampang). Kekakuan penampang yang mengalami leleh pada model akan dimodifikasi untuk mengantisipasi perilaku pasca leleh, selanjutnya model struktur yang dimodifikasi diberi pembebanan kembali, baik dengan kontrol beban atau kontrol lendutan menggunakan pola beban yang sama. Modifikasi perilaku komponen yang mengalami leleh dapat berupa :
  - a. Menempatkan sendi plastis pada elemen lentur yang mencapai kekuatan lenturnya, hal tersebut diberikan pada ujung balok dan kolom.
  - b. Jika ada bracing maka elemen bracing yang mengalami tekuk harus di eliminasi terlebih dahulu sebelum melanjutkan ke tahapan berikutnya.
  - c. Memodifikasi data kekakuan jika dianggap ada elemen yang mampu menahan beban dengan kekakuan yang berkurang.
4. Langkah ke-3 di atas diulang sebanyak jumlah komponen yang mencapai kondisi batas kekuatannya (leleh). Sebagai catatan, meskipun intensitas pembebanan secara bertahap meningkat tetapi pola beban yang diberikan tetap sama untuk setiap tahapan, meskipun FEMA juga memperbolehkan menggunakan alternatif lain yaitu pola beban *adaptive*.
5. Untuk setiap tahapan beban, gaya dalam dan deformasi elastis maupun plastis dihitung dan direkam. Gaya dan deformasi untuk semua tahapan beban sebelumnya akan terakumulasi untuk menghasilkan gaya dan deformasi total (elastis dan plastis) dari semua komponen pada semua tahap pembebanan.
6. Proses pembebanan dilanjutkan sampai batas kinerja terdeteksi dari perpindahan titik kontrol pada atap.

Note: Langkah 3 - 6 dilakukan secara sistematis dan otomatis oleh program komputer yang mempunyai kemampuan untuk analisa struktur statik non-linier atau *pushover*, dalam hal ini adalah SAP2000. Prosesnya melalui iterasi yang berulang sampai diperoleh keseimbangan pada gaya-gaya internalnya. Kadang-kadang iterasinya dapat memakan waktu lama tanpa mencapai konvergen, hal tersebut umumnya menunjukkan kondisi struktur yang mencapai keruntuhan, bila belum maka kontrol perpindahan dalam analisis kadang membantu menyelesaikan problem tersebut.

7. Perpindahan titik kontrol versus gaya geser dasar untuk setiap tahapan beban di plotkan untuk menggambarkan respons perilaku non-linier struktur yaitu kurva *pushover*. Perubahan kemiringan dari kurva tersebut menunjukkan adanya leleh pada komponen.
8. Kurva *pushover* selanjutnya digunakan untuk menentukan target perpindahan.
9. Selanjutnya akumulasi gaya dan deformasi dievaluasi pada target perpindahan untuk mengetahui kinerja setiap komponen.
  - a. Untuk perilaku yang dikontrol deformasi (misal, lentur balok), besarnya deformasi dibandingkan dengan deformasi ijin yang ada dalam FEMA 356.
  - b. Untuk perilaku yang dikontrol gaya (misal, geser balok), kapasitas kekuatan dibandingkan dengan gaya yang terjadi. Kapasitas kekuatan juga telah didefinisikan dalam FEMA 356.
10. Jika salah satu (a) **gaya perlu** dalam aksi atau komponen atau elemen yang dikontrol gaya, atau (b) **besarnya deformasi** yang terjadi dalam aksi, komponen atau elemen yang dikontrol deformasi, melebihi nilai-nilai yang ditetapkan maka dianggap kinerjanya tidak memenuhi syarat.

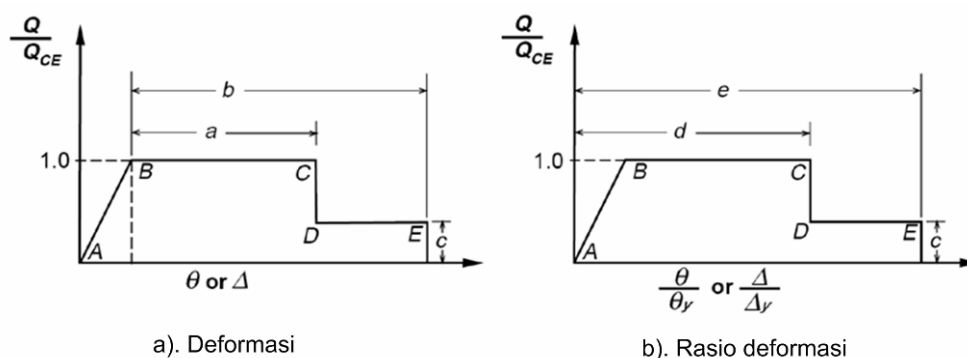
Note: Langkah 9 dan 10 juga dilakukan secara otomatis oleh program komputer, dan hasilnya dapat berupa grafik atau tabel yang menyajikan kondisi setiap komponen.

### 3.6 Kriteria Penerimaan Kinerja Struktur

Gaya geser dasar pada target perpindahan  $V_t$  tidak boleh kurang dari 80% dari gaya geser dasar efektif pada saat leleh,  $V_y$ , yang dihitung pada saat menentukan  $T_e$ .

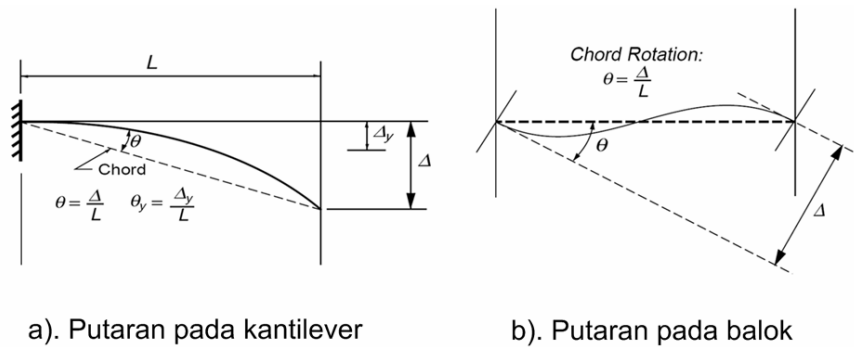
Kriteria penerimaan diberikan bila komponen portal baja memenuhi persyaratan berikut :

- Sistem sambungan momen pada kolom-balok harus didesain sedemikian sehingga sendi plastis tidak terjadi tepat pada sambungan tetapi dibagian balok. Kondisi itu belajar dari pengalaman akibat gempa Northridge 1994, dimana sebagian besar bangunan baja telah memakai sambungan momen pada kolom-balok dengan sistem las penuh pada sayap, suatu sistem sambungan yang populer sejak 1950, tetapi ternyata banyak mengalami kegagalan yang bersifat getas (non-daktail).
- Jika tidak ada data eksperimental atau analisis dari perilaku plastifikasi sendi plastis maka kurva Beban-Lendutan Umum berikut, dengan parameter a, b, c, seperti yang didefinisikan dalam Tabel 5-6 and 5-7 FEMA 356, dapat digunakan untuk mengevaluasi komponen portal baja.



**Gambar 8. Kurva Beban – Perpindahan Umum**

$Q$  adalah gaya pada komponen dan  $Q_{CE}$  adalah kekuatan yang tersedia dari komponen. Pada balok dan kolom,  $\theta$  adalah rotasi elastis - plastis total dari balok atau kolom,  $\theta_y$  adalah rotasi pada saat leleh,  $\Delta$  adalah perpindahan elastis - plastis total, dan  $\Delta_y$  adalah perpindahan saat leleh. Pada daerah panel,  $\theta_y$  adalah sudut deformasi geser dalam radian.



**Gambar 9. Definisi Perputaran Untuk Evaluasi**

Gambar di atas menyatakan putaran pada balok. Titik rotasi harus dihitung berdasarkan salah satu kriteria berikut : menambahkan rotasi leleh,  $\theta_y$ , ke rotasi plastis atau mengambil sama dengan besarnya *story drift*. Persamaan berikut adalah untuk balok dan kolom yang akan digunakan untuk menghitung rotasi leleh,  $\theta_y$ , jika titik belok dianggap terjadi pada tengah-tengah balok atau kolom diperbolehkan.

Balok

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (11)$$

Kolom

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (12)$$

Q dan  $Q_{CE}$  berturut-turut adalah komponen gaya dan komponen kekuatan yang tersedia. Untuk aksi lentur dari balok dan kolom,  $Q_{CE}$  adalah kapasitas momen plastis dari rumusan berikut :

Balok

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (13)$$

Kolom

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} \quad (14)$$

Daerah Panel

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{ye}d_c t_p \quad (15)$$

dimana

$d_c$  = tinggi kolom

$F_{ye}$  = modulus elastisitas

$t_p$  = tebal daerah panel termasuk plat ganda jika ada

$M_{CE}$  = kuat momen yang diharapkan

$P$  = gaya aksial pada kolom

$P_{ye}$  = gaya aksial leleh yang diharapkan dari kolom =  $A_g \cdot F_{ye}$

$V_{CE}$  = kuat gaya geser yang diharapkan

Evaluasi dilakukan untuk setiap titik yang berpotensi mengalami sendi plastis, yang lokasinya ditentukan dalam model analisis. Untuk menghindari keruntuhan pada sambungan yang bersifat getas seperti yang terjadi pada gempa Northridge maka semua sendi plastis pada balok dianggap

terjadi di muka kolom dengan asumsi 0.05 L dari as. Minimum satu balok ada dua sendi plastis pada ujung-ujungnya.

Keseluruhan proses evaluasi untuk komponen struktur dikerjakan secara otomatis oleh program komputer SAP2000 v 8.3.5 yang telah mengadopsi kriteria evaluasi berdasar FEMA 356. Hasil evaluasi disajikan dalam bentuk grafis yaitu deformasi struktur beserta sendi-sendi plastis yang terbentuk termasuk kondisi kinerjanya, selain itu juga dapat ditampilkan dalam bentuk tabel setiap tahapan pembebanan dan kondisi sendi plastis yang terbentuk.

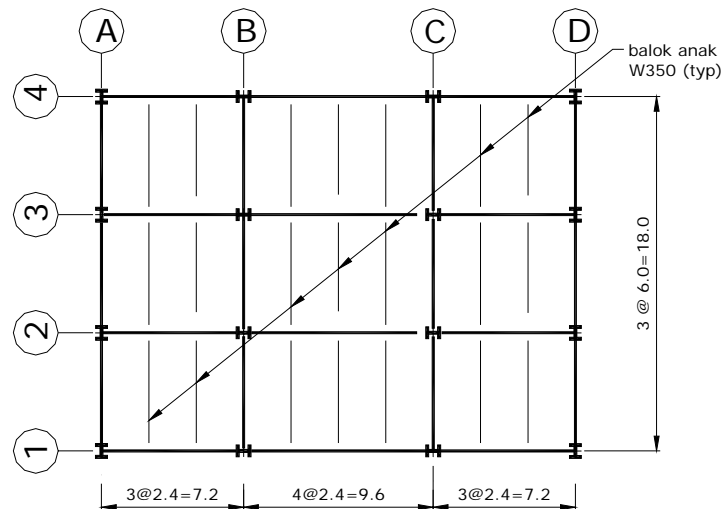
#### 4 Implementasi Evaluasi Kinerja Struktur Tahan Gempa

Struktur direncanakan terlebih dahulu mengacu pada standar SNI 03 – 1729 – 2000 (Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung) dan SNI 03 – 1726 - 2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung). Pada cara perencanaan yang biasa maka proses selesai jika setiap persyaratan terpenuhi.

Untuk perencanaan berbasis kinerja, kondisi tersebut dilanjutkan dengan analisa beban dorong statik (*static push over analysis*) untuk melihat kinerja sesungguhnya terhadap pembebanan lateral. Untuk dapat melakukan analisa tersebut secara praktis diperlukan program komputer khusus, dalam hal ini adalah SAP2000 Non-Linier v 8.3.5. Perencanaan pendahuluan (biasa) akan memanfaatkan program tersebut, karena fasilitasnya tersedia.

Implementasi perencanaan berbasis kinerja untuk bangunan baja : konfigurasi bangunan yang dipilih adalah regular dan tipikal seperti halnya struktur baja pada umumnya, yaitu agar dapat difabrikasi dan dilaksanakan secara cepat. Jumlah lantai 6 tingkat, termasuk atap. Tinggi lantai pertama 4 m , sedang tinggi lantai tipikal di atasnya adalah 3.5 m. Jadi tinggi total bangunan  $H = 21.5$  m (atap). Fungsi bangunan adalah perkantoran.

##### 4.1 Deskripsi Bangunan Rencana



Gambar 10. Denah Bangunan Tipikal (m)

Sistem lantai adalah beton bertulang dengan tebal 12 cm, yang didukung oleh balok anak setiap jarak 2.4 m (typical). Balok anak terdiri dari profil W350 sebagai sistem struktur sederhana (simple beam). Hubungan balok dengan lantai diberi tulangan angkur sehingga lantai dapat dianggap sebagai diafragma kaku pada bidang horizontal. Selanjutnya struktur akan dianalisis sebagai analisa struktur 3D.



**Tabel 2 : Daftar Profil Baja Terpakai**

Notasi	h (mm)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	Berat (kg/m)	Note
W300	300	150	6.5	9	36.7	Balok
W350	350	175	7	11	49.6	
W400	400	200	8	13	66.0	
W450	450	200	9	14	76.0	
W588	588	300	12	20	151.0	Kolom
H250	250	250	9	14	72.4	
H300	300	300	10	15	94.0	
H350	350	350	12	19	136.0	
H400	400	400	13	21	172.0	
H428	428	407	20	35	283.0	

#### 4.2 Beban Tetap dan Massa Bangunan

Waktu getar alami tersebut selain tergantung dari kekakuan struktur, juga tergantung pada masa bangunan. Dalam hal tersebut sumbangan terbesar adalah dari beban tetap lantai bangunan. Beban tetap terdiri dari lantai beton bertulang ( $t = 120$  mm) dan berat finishing serta peralatan ME serta plafon yang dipikulnya, yang selanjutnya disebut beban mati.

$$\begin{aligned} \text{Beban lantai} &: 0.12 * 2400 &&= 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Finishing + ME} &&&= 112 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Jadi beban mati terbagi rata lantai atau } q_{DL} &&&= 400 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban hidup diambil  $300 \text{ kg/m}^2$  yang tergantung dari fungsi lantai (perkantoran). Untuk perhitungan massa bangunan maka beban hidup direduksi menjadi 30%. Dinding penutup bangunan dianggap dari panel kaca dan aluminium ringan, untuk menyederhanakan permasalahan maka berat dianggap relatif dapat diabaikan. Berat sendiri struktur secara otomatis diperhitungkan dalam program.

#### 4.3 Analisa Modal

Analisa modal atau eigen-value diperlukan untuk mengetahui perilaku dinamis bangunan sekaligus perioda getar alami. Parameter yang mempengaruhi pada analisa modal adalah massa dan kekakuan lateral bangunan.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana  $e_d$  antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut Pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$ . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  ditentukan sebesar  $0.05 b$ , dalam hal tersebut nilai  $e$  adalah nol karena massa lantai dan konfigurasi strukturnya adalah simetri.

**Tabel 3. Eksentrisitas Massa Rencana**

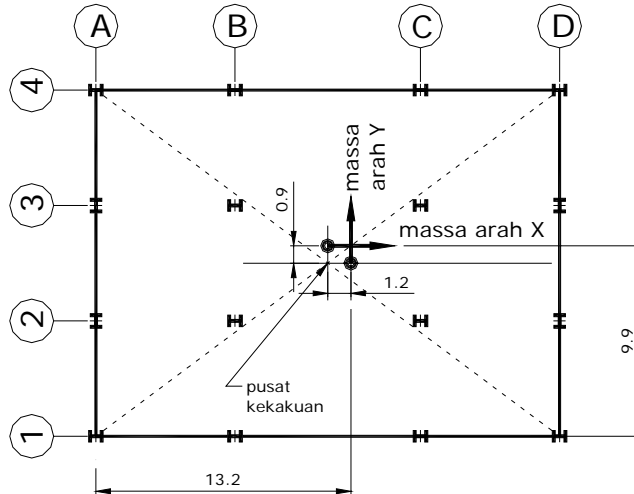
Massa - arah	B	L	Massa	$e_d$	Koord-x	Koord-y
U <sub>x</sub>	18.0	24.0	1585000	0.9	12.0	9.9
U <sub>y</sub>	24.0	18.0	1585000	1.2	13.2	9.0

Catatan :

- koordinat sudut bangunan (kiri-bawah) dianggap (0,0)

$$\text{- massa lantai} = B * L * (Q_{DL} + \alpha Q_{LL}) / g$$

$$= 18 * 24 * (400 + 0.3 * 300) / 9.81 = 21580 \text{ kg. s}^2/\text{m}$$



Gambar 13. Penempatan Massa dengan Eksentrisitas Rencana

Dalam memberikan eksentrisitas massa di atas, karena berat sendiri struktur dianggap relatif kecil maka diabaikan. Selanjutnya dengan program komputer dapat diperoleh hasilnya sebagai berikut :

SAP2000 Nonlinear Version 8.3.5.0 (Analysis Build 8339)  
 File: H:\Program Doktor\Acuan utk SBK 1\sbk\gedung sbk1\gdg1-sap-8.3.5.LOG

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE	PERIOD (T)	FREQUENCY (CYC/T)	FREQUENCY (RAD/T)	EIGENVALUE (RAD/T)^2	MODAL STIFFNESS	MODAL MASS
1	2.087510	0.479040	3.009895	9.059469	9.059469	1.000000
2	1.827890	0.547079	3.437399	11.815709	11.815709	1.000000
3	0.697250	1.434205	9.011379	81.204943	81.204943	1.000000
4	0.618614	1.616516	10.156872	103.162055	103.162055	1.000000
5	0.485244	2.060819	12.948510	167.663913	167.663913	1.000000
6	0.355055	2.816464	17.696365	313.161324	313.161324	1.000000
7	0.338022	2.958387	18.588093	345.517198	345.517198	1.000000
8	0.221061	4.523646	28.422907	807.861651	807.861651	1.000000
9	0.203931	4.903630	30.810417	949.281777	949.281777	1.000000
10	0.173720	5.756398	36.168513	1308.161	1308.161	1.000000
11	0.166028	6.023078	37.844118	1432.177	1432.177	1.000000
12	0.133613	7.484309	47.025298	2211.379	2211.379	1.000000

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

LOAD, ACC, OR LINK/DEF (TYPE)	STATIC (PERCENT)	DYNAMIC (PERCENT)	EFFECTIVE PERIOD
ACC UX	99.9993	99.8590	1.818760
ACC UY	99.9998	99.9468	2.068184
ACC UZ	0.0000	0.0000	0.045988
ACC RX	99.9994	98.2076	2.087338
ACC RY	99.9991	97.0527	1.826872
ACC RZ	99.8793	96.5651	0.549011

(\*) NOTE: Dynamic load participation ratio excludes load applied to non-mass dof

Analisis memperlihatkan bahwa akselerasi arah x dan arah y mempunyai ratio *modal load participation* > 90% , yang menunjukkan ragam pertama struktur dominan sehingga sesuai untuk analisa dengan beban dorong statik (analisa *pushover*).

Pasal 5.6 SNI-1726-2002 menyatakan bahwa untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental  $T_1$  dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien  $\zeta$  untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya  $n$  menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n \tag{16}$$

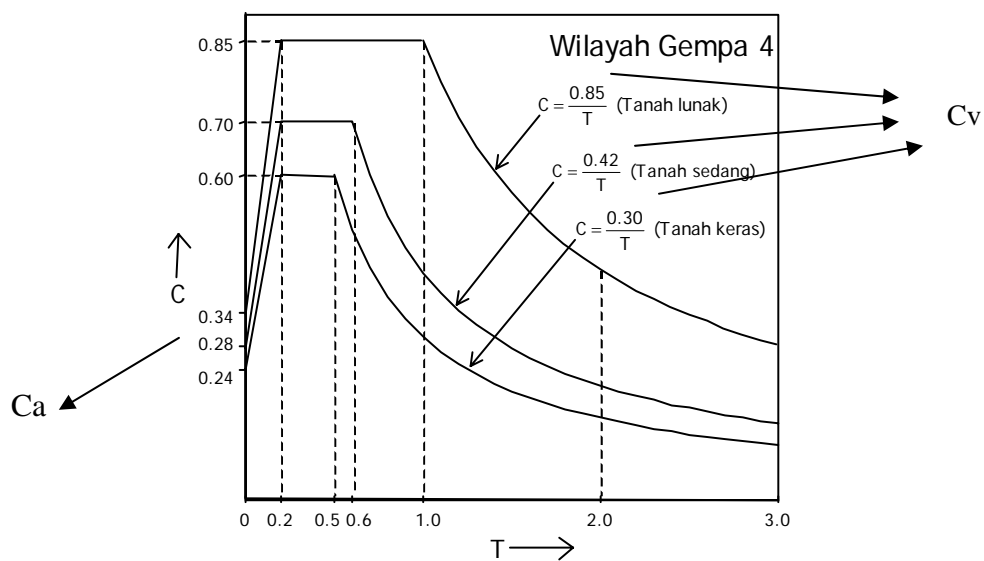
Menurut Tabel 8 SNI-1726-2002 , untuk wilayah 4, maka nilai  $\zeta = 0.17$ . Jadi nilai  $T_1$  maksimum untuk bangunan bertingkat 6 adalah  $= 0.17 * 6 = 1.02$  detik.

#### 4.4 Konfigurasi Pembebanan

##### 4.4.1 Beban Gempa

Analisa ragam spektrum respon digunakan sebagai simulasi gempa, yaitu memakai Spektrum Respons Gempa Rencana dari SNI – 1726 – 2002 , dengan asumsi bahwa bangunan tersebut dibangun di atas tanah sedang dan berada di wilayah 4 dari peta gempa.

Spektrum Respons Gempa Rencana menurut gambar dibawah nilai ordinatnya dikalikan dengan faktor koreksi I/R, di mana I adalah Faktor Keutamaan (I=1), sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan (R=8.5, portal baja daktail). Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.



**Gambar 14. Kurva Spektrum Respons Rencana (dari SNI – 1726 – 2002)**

Catatan :  $C_a$  dan  $C_v$  adalah parameter Kurva Spektrum Menurut UBC untuk program SAP2000

Nilai puncak gaya dalam, perpindahan, gaya geser tingkat dan gaya dasar setiap ragam yang ditinjau, dikombinasikan dengan cara CQC (*complete quadratic sum of squares*).

Untuk memperhitungkan percepatan gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi dengan efektifitas sebesar 30%. Ketentuan tersebut secara mudah dipenuhi memakai option SAP2000 saat mendefinisikan analisa ragam spektrum respons, sehingga pada saat mendefinisikan kombinasi pembebanan tidak perlu diulang.

Reaksi total pada tumpuan akibat pembebanan disajikan dalam tabel berikut :

**Tabel 4. Gaya Reaksi Dasar (belum dikoreksi)**

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
DEAD	LinStatic	-1.705E-13	-8.704E-14	1181815.73
LIVE	LinStatic	-5.969E-13	1.323E-13	777600.00
eq-x	LinRespSpec	30821.24	826.44	4.285E-02
eq-y	LinRespSpec	826.44	27118.05	9.560E-03

Pasal 7.1.3 SNI – 1726 – 2002 menyatakan, bahwa nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal  $V$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0.8 V_1 \quad (17)$$

di mana  $V_1$  adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut persamaan :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (18)$$

dengan  $C_1$  adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami pertama  $T_1$ ,  $I$  adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 dan  $R$  adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan  $W_t$  adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai (ada reduksi beban hidup untuk perhitungan gempa).

**Evaluasi gempa arah x :**

$T_x = 1.819$  det , sedangkan persyaratan bangunan 6 lantai,  $T_1$  maks = 1.02 det. Jadi digunakan  $T_1$  maks., dari tabel kurva spektrum wilayah 4 (tanah sedang) maka  $C_1 = 0.42/1.02 = 0.41$  , sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0.41*1}{8.5}(1181815 + 0.3*777600) = 68258kg$$

Hasil analisa spektrum respon

$$V_x = 30821.24kg < 0.8*V_1 = 54606.4kg$$

Jadi spektrum respon arah x perlu diperbesar =  $54606.4 / 30821.24 = 1.77171$

**Evaluasi gempa arah y :**

$T_y = 2.068$  det , sedangkan persyaratan bangunan 6 lantai,  $T_1$  maks = 1.02 det. Jadi digunakan  $T_1$  maks., dari tabel kurva spektrum wilayah 4 (tanah sedang) maka  $C_1 = 0.42/1.02 = 0.41$  , sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0.41*1}{8.5}(1181815 + 0.3*777600) = 68258kg$$

Hasil analisa spektrum respon

$$V_y = 27118.05kg < 0.8*V_1 = 54606.4kg$$

Jadi spektrum respon arah x perlu diperbesar =  $54606.4 / 27118.05 = 2.01366$

Berdasarkan evaluasi diatas maka analisa spektrum respon dinamik harus dikoreksi menggunakan faktor pengali 1.77171 untuk arah x , dan 2.01366 untuk arah y , sedemikian sehingga pasal 7.1.3 dari peraturan gempa dapat terpenuhi, dan selanjutnya struktur dianalisa kembali menggunakan nilai spektrum respon dinamik yang dikoreksi dengan hasil sebagai berikut :

**Tabel 5. Gaya Reaksi Dasar (setelah dikoreksi)**

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
DEAD	LinStatic	-1.705E-13	-8.704E-14	1181815.73
LIVE	LinStatic	-5.969E-13	1.323E-13	777600.00
eq-x	LinRespSpec	54606.31	1464.21	7.591E-02
eq-y	LinRespSpec	1664.16	54606.52	1.925E-02

**Keterangan**

LinStatic : analisa elastik linier statik  
 LinRespSpec : analisa spektrum respons, berdasarkan kurva spektrum respons rencana pada peta gempa wilayah 4 dengan kondisi tanah sedang.

Gaya gempa dari spektrum respon dinamik yang telah dikoreksi tersebut selanjutnya digunakan sebagai beban gempa desain struktur baja.

#### 4.4.2 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, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan 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  $0.03/R * \text{tinggi tingkat}$  yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

Ratio batas simpangan struktur =  $0.03/8.5 = 0.00353$

Simpangan pada pusat massa menunjukkan bahwa :

**Tabel 6. Simpangan Arah X (arah memanjang bangunan)**

Level	$h_{\text{tingkat}}$ (m)	Simpangan X	Simpangan antar tingkat	Ratio simpangan antar tingkat	Keterangan
Atap	3.5	0.04320	0.00296	0.00085	
5	3.5	0.04024	0.00522	0.00149	
4	3.5	0.03502	0.00637	0.00182	
3	3.5	0.02865	0.00704	0.00201	
2	3.5	0.02161	0.00755	0.00216	
1	4	0.01406	0.01406	0.00352	ok

**Tabel 7. Simpangan Arah Y (arah pendek bangunan)**

Level	$h_{\text{tingkat}}$ (m)	Simpangan Y	Simpangan antar tingkat	Rasio simpangan antar tingkat	Keterangan
Atap	3.5	0.05867	0.00748	0.00214	
5	3.5	0.05119	0.00952	0.00272	
4	3.5	0.04167	0.01056	0.00302	
3	3.5	0.03111	0.01032	0.00295	
2	3.5	0.02079	0.00833	0.00238	
1	4	0.01246	0.01246	0.00314	ok

Note : pemilihan profil tepi portal A dan D lebih ditentukan oleh kriteria simpangan antar tingkat.

#### 4.4.3 Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan yang digunakan mengacu pada standar SNI 03 – 1729 – 2000 (Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung) dimana ketentuannya sama dengan AISC LRFD 1994, yaitu :

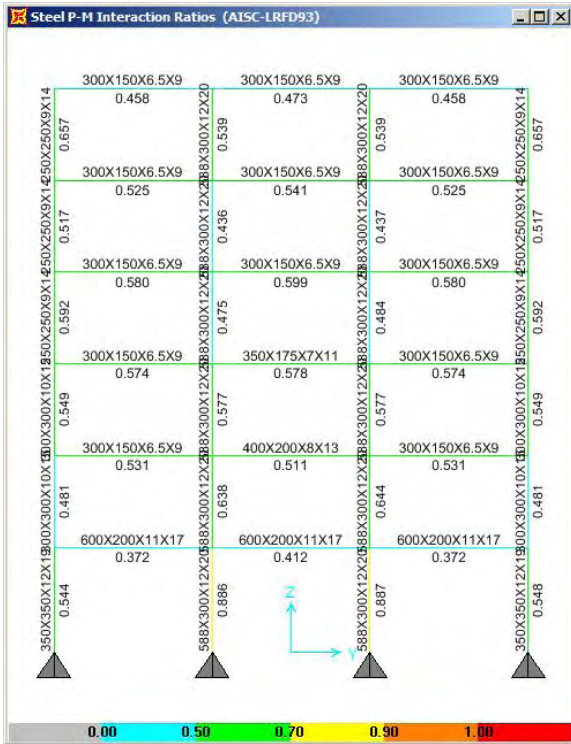
- 1.4 DL
- 1.2 DL + 1.6 LL
- 1.2 DL + 0.5 LL + 1.0 Eq-X
- 1.2 DL + 0.5 LL + 1.0 Eq-Y
- 0.9 DL + 1.0 Eq-X
- 0.9 DL + 1.0 Eq-Y

#### 4.5 Hasil Perencanaan Struktur Cara Standar

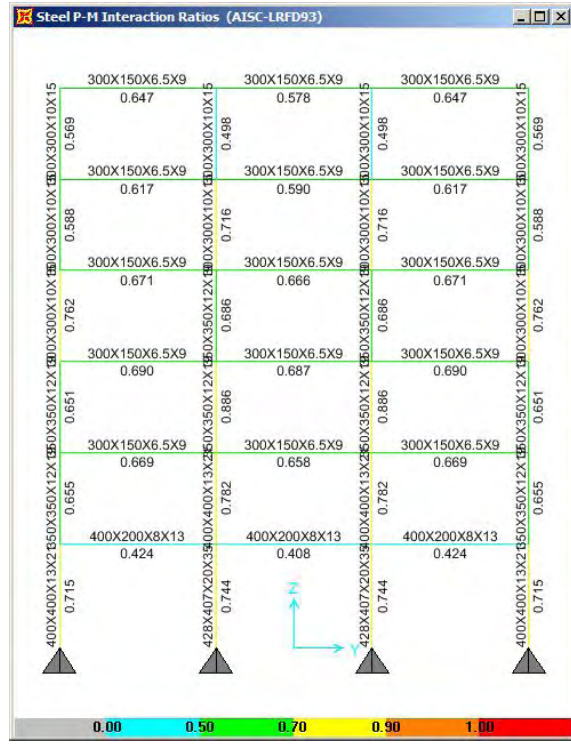
SAP2000 menyediakan option perencanaan baja berdasarkan code: AISC – ASD 1989 , AISC – LRFD 1994, AASHTO – LRFD 1997, CAN/CSA-S16.1-94 1995, BS5950 1990, CEN 1992.

AISC – LRFD 1994 sama dengan standar SNI 03 – 1729 – 2000 , maka option tersebut dipilih. Hasilnya berupa ratio kuat perlu dibanding kuat nominal dan semuanya cukup (rasio < 1 ) .

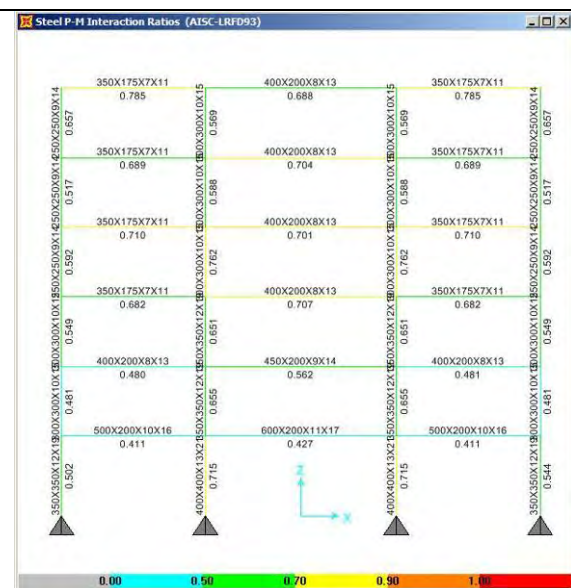
Dari evaluasi hasil diketahui bahwa kombinasi beban gempa berpengaruh pada kolom portal tepi, sedangkan kolom-kolom tengah ditentukan dari pembebanan tetap. Selain itu konfigurasi struktur telah memenuhi persyaratan perencanaan yang biasa, tetapi apakah strukturnya berkinerja dan berperilaku duktail, belum bisa diperoleh kecuali dilakukan analisa yang dapat memperhitungkan kondisi inelastis dari bangunan pada saat gempa.



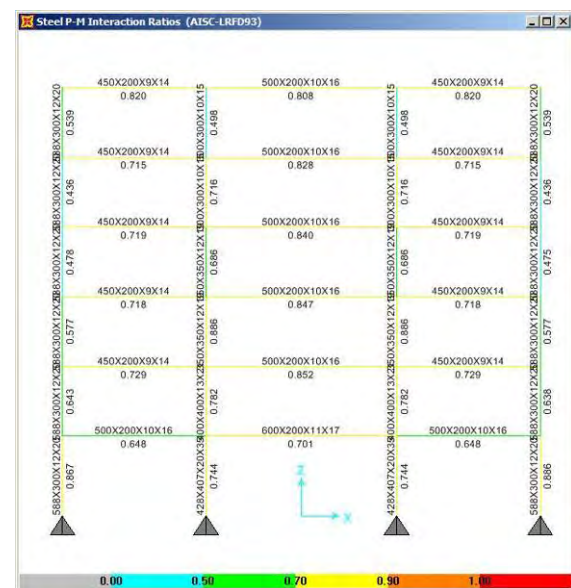
Gambar 15. PM Ratio Portal A – D



Gambar 16. PM Ratio Portal B - C



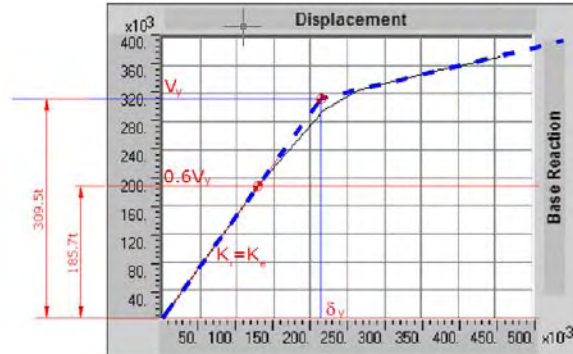
Gambar 17. PM Ratio Portal 1 – 4



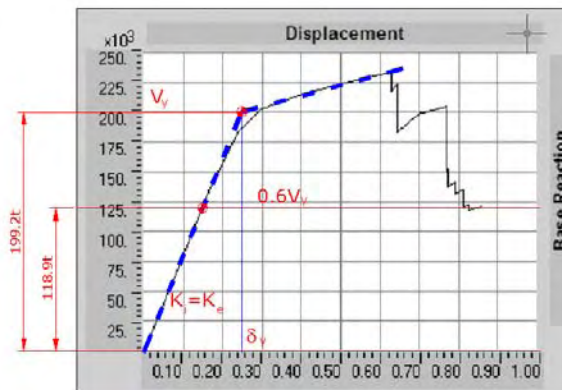
Gambar 18. PM Ratio Portal 2 - 3

#### 4.6 Waktu Getar Alami Efektif

Konfigurasi bangunan baja yang memenuhi kriteria LRFD akan dianalisis dengan beban dorong statik menggunakan SAP2000 sesuai uraian di depan. Sendi platis memakai kurva Beban-Lendutan Umum menurut FEMA 273/356 yang dihitung berdasarkan profil baja yang digunakan dan dapat secara otomatis dihitung oleh program komputer.



Gambar 19. Kurva Bi-linier Pushover arah X



Gambar 20. Kurva Bi-linier Pushover Arah-Y

Kurva biliner *pushover* arah X dan Y memperlihatkan kekakuan awal ( $K_1$ ) berhimpit dengan kekakuan efektif ( $K_e$ ), jadi waktu getar alami tidak mengalami perubahan sampai tercapai kondisi leleh. Jadi waktu getar fundamental efektif,  $T_e$ , sama dengan waktu getar fundamental elastis,  $T$ .

#### 4.7 Target Perpindahan

##### 4.7.1 Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273 / 356)

Target perpindahan pada titik kontrol  $\delta_T$ , ditentukan dari Pers. 3, adapun parameternya adalah :

##### 4.7.1.1 Arah-X

$$T_e = T_i = 1.819 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1.4 \text{ (Tabel 3.2 dari FEMA 356 untuk bangunan lima lantai)}$$

$$C_1 = 1.0 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$T_s = 0.6 \text{ adalah waktu getar karakteristik dari kurva respons spektrum Wilayah 4 dengan tanah sedang dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.}$$

$$C_2 = 1.1, \text{ anggap sebagai rangka Type 1 dan kinerja yang dipilih adalah LS (life safety).}$$

$$C_3 = 1.0, \text{ kekakuan pasca leleh adalah positif}$$

$$S_a = 0.42/T = 0.231 \text{ (peta gempa Wilayah 4, dengan tanah sedang)}$$

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :  $\delta_T = 0.292m$

#### 4.7.1.2 Arah-Y

$$T_e = T_i = 2.068 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1.4 \text{ (Tabel 3.2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1.0 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$C_2 = 1.1, \text{ anggap sebagai rangka Type 1 dan kinerja yang dipilih adalah LS (life safety).}$$

$$C_3 = 1.0, \text{ kekakuan pasca leleh adalah positif}$$

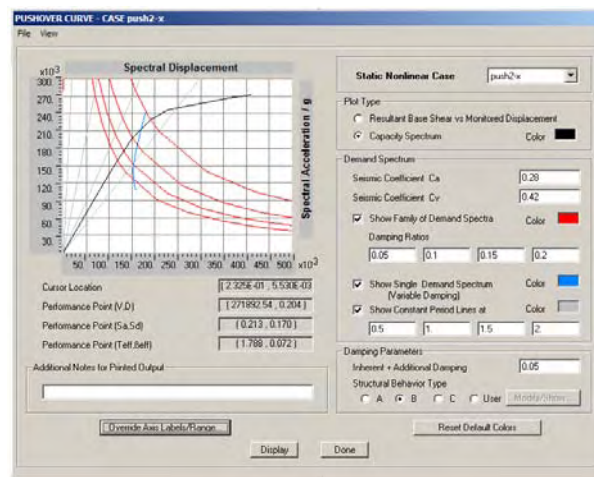
$$S_a = 0.42/T_e = 0.203 \text{ (peta gempa Wilayah 4, dengan tanah sedang)}$$

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :  $\delta_T = 0.332m$

#### 4.7.2 Metode Spektrum Kapasitas

Dari kurva Respons Spektrum Rencana SNI 1726-2002 untuk Wilayah 4 dengan kondisi tanah sedang, dapat diperoleh nilai  $C_a = 0.28$  dan  $C_v = 0.42$  yang diperlukan sebagai input data pada program SAP2000, selanjutnya hitungan sepenuhnya dilakukan komputer.

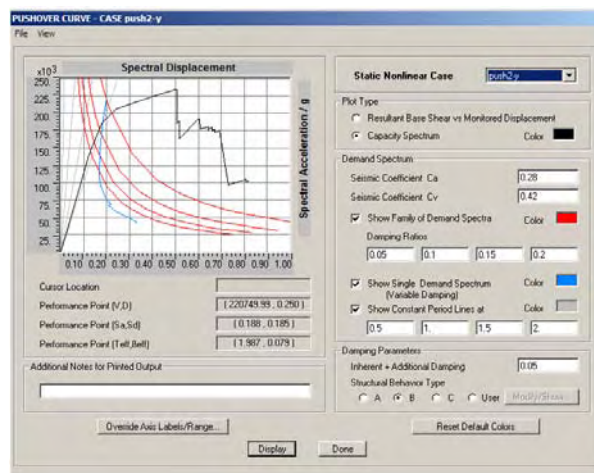
##### 4.7.2.1 Arah-X (portal arah memanjang)



Gambar 21. Target Perpindahan,  $\delta_T$ , Arah X = 0.204 m – pola beban Non-Uniform

Sedangkan dengan cara sama untuk pola beban Uniform maka  $\delta_T$ , Arah X = 0.205 m, sedangkan gaya geser dasar  $V_T = 272 \text{ ton} < V_Y = 309 \text{ ton}$  maka berdasarkan metode Spektrum Kapasitas perilaku struktur arah X saat gempa rencana masih bersifat elastis.

##### 4.7.2.2 Arah-Y (portal arah pendek)



Gambar 22. Target Perpindahan Arah Y = 0.250 m – pola beban Non-Uniform

Sedangkan dengan cara sama untuk pola beban Uniform maka  $\delta_T$ , Arah Y = 0.252 m, gaya geser dasar  $V_T = 220745 \text{ kg} > V_Y = 199.2 \text{ ton}$  maka berdasarkan metode Spektrum Kapasitas perilaku struktur arah Y pada gempa rencana telah mengalami kondisi in-elastis yang disebabkan pelelehan pada sendi-sendi plastisnya.

#### 4.7.3 Metode Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440)

Parameter untuk menentukan target perpindahan dengan Persamaan 3 adalah

##### 4.7.3.1 Arah-X

$$T_e = T_i = 1.819 \text{ detik, lebih besar dari 1 det maka } C_1 = C_2 = 1.0$$

$$C_0 = 1.4 \text{ (Tabel 3.2 dari FEMA 356 untuk bangunan lima lantai)}$$

$$C_3 = 1.0, \text{ perilaku pasca leleh adalah positif}$$

$$S_a = 0.42/T = 0.231 \text{ (peta gempa Wilayah 4, dengan tanah sedang)}$$

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :  $\delta_T = 0.266m$

##### 4.7.3.2 Arah-Y

$$T_e = T_i = 2.068 \text{ detik, lebih besar dari 1 det maka } C_1 = C_2 = 1.0$$

$$C_0 = 1.4 \text{ (Tabel 3.2 dari FEMA 356 untuk bangunan lima lantai)}$$

$$C_3 = 1.0, \text{ perilaku pasca leleh adalah positif}$$

$$S_a = 0.42/T_e = 0.203 \text{ (peta gempa Wilayah 4, dengan tanah sedang)}$$

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :  $\delta_T = 0.302m$

#### 4.7.4 Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI 1726 – 2002

Berdasarkan beban gempa nominal yang diperoleh dari analisa struktur dengan cara respons spektrum diperoleh simpangan pada atas sebagai berikut :

Level	Elevasi (m)	Simpangan Nominal		Simpangan Ultimit		Nilai Batas 0.02 H (m)
		X	Y	$\xi_{R.X}$	$\xi_{R.Y}$	
Atap	21.5	0.04320	0.05867	0.25704	0.3491	0.43

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

#### 4.8 Evaluasi Kinerja Struktur

Target perpindahan dari berbagai kriteria dapat dirangkum sebagai berikut :

Kriteria	Target Perpindahan (m)		Nilai Batas 0.02 H (m)
	x	y	
Koef. Perpindahan FEMA 356	0.292 (68%)	0.332 (77%)	0.43 (100%)
Spektrum Kapasitas ATC-40	0.204 (47%)	0.250 (58%)	
Koef. Perpindahan FEMA 440	0.266 (62%)	0.302 (70%)	
Kinerja Batas Ultimit SNI 1726	0.257 (60%)	0.349 (81%)	

Dari ke empat kriteria diperoleh target perpindahan yang paling besar (menentukan) untuk arah x adalah 0.292 m (metode Koefisien Perpindahan FEMA 356) dan paling kecil adalah 0.204 m (metode Spektrum Kapasitas), sedangkan untuk arah y, yang paling besar adalah 0.349 m (SNI 1726) dan paling kecil 0.250 m (metode Spektrum Kapasitas). Untuk mendapatkan perilaku inelastik pasca runtuh maka analisa beban dorong statik diteruskan sampai  $\geq 150\%$  dari target perpindahan untuk setiap arah.

Selanjutnya komponen struktur dievaluasi pada kondisi dimana target perpindahan tercapai.

Pushover Case push2-x : Pola Beban sesuai dengan Ragam Pertama arah X

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	552	0	0	0	0	0	0	0	552
1	0.0470	66439.2734	552	0	0	0	0	0	0	0	552
2	0.0940	132878.5469	552	0	0	0	0	0	0	0	552
3	0.1313	185657.0781	551	1	0	0	0	0	0	0	552
4	0.1816	250487.8906	546	6	0	0	0	0	0	0	552
5	0.2270	293417.5625	520	32	0	0	0	0	0	0	552
6	0.2696	316665.1563	502	43	7	0	0	0	0	0	552
<b>7</b>	<b>0.3170</b>	<b>329866.7500</b>	<b>492</b>	<b>48</b>	<b>12</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>552</b>
8	0.3683	342479.2188	484	44	24	0	0	0	0	0	552
9	0.4157	353199.2188	474	48	26	4	0	0	0	0	552
10	0.4700	362709.1563	466	47	35	3	0	1	0	0	552

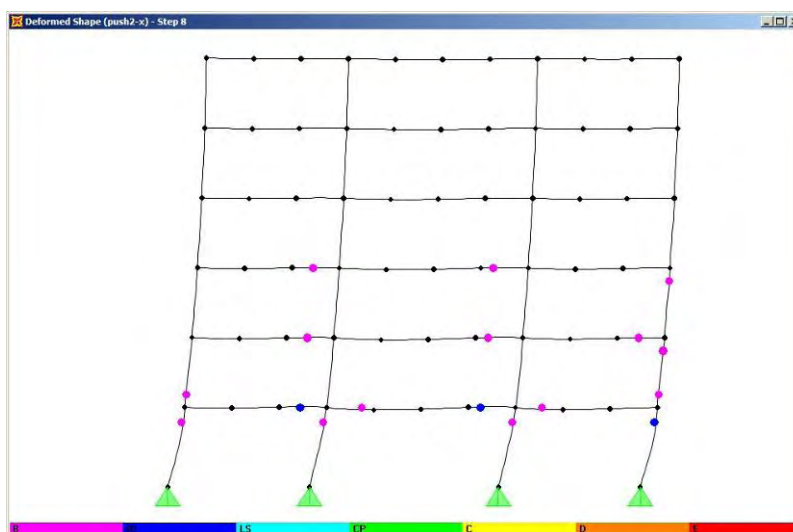
Pushover Case push2-x-uniform : Pola Beban Merata sesuai dengan massa lantai

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	552	0	0	0	0	0	0	0	552
1	0.0470	65850.3828	552	0	0	0	0	0	0	0	552
2	0.0940	131700.7656	552	0	0	0	0	0	0	0	552
3	0.1314	184133.1406	551	1	0	0	0	0	0	0	552
4	0.1817	248370.8438	546	6	0	0	0	0	0	0	552
5	0.2249	290119.9063	521	31	0	0	0	0	0	0	552
6	0.2714	315443.2188	501	45	6	0	0	0	0	0	552
<b>7</b>	<b>0.3241</b>	<b>329804.7813</b>	<b>491</b>	<b>48</b>	<b>13</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>552</b>
8	0.3768	342509.0000	481	45	26	0	0	0	0	0	552
9	0.4282	353575.7500	469	48	31	4	0	0	0	0	552
10	0.4700	360481.6250	466	46	36	4	0	0	0	0	552

Catatan : kedua analis, dengan pola beban sesuai ragam fundamental atau pola beban merata, berhenti pada step 10 dan tidak bisa dilanjutkan berdasarkan kontrol perpindahan sebesar 1.0 m . Kondisi tersebut akibat ketidak-stabilan dari adanya sendi plastis yang terbentuk, meskipun demikian karena besarnya perpindahan pada kondisi fail  $\delta_{fail} = 0.47m > 150\% \delta_T = 0.43m$  maka dianggap perilakunya masih dapat diterima.

Dengan target perpindahan arah X ,  $\delta_T = 0.292m$  terlihat bahwa dalam step 7 dimana perpindahan mencapai 0.3241 m  $> \delta_T$ , kinerja yang diperlihatkan oleh struktur tidak ada yang melewati batas LS (*life safety*). Jadi kinerja struktur arah X , OK.

Sesuai dengan prediksi yang diperoleh dari metode Respons Spektrum Kapasitas, pada kondisi target perpindahan berdasarkan metode Koefisien Perpindahan dapat diketahui bahwa gaya geser dasar =  $329.8 \text{ ton} * 0.292 / 0.324 = 297 \text{ ton} < V_Y = 309 \text{ ton}$  yang menunjukkan bahwa perilaku struktur juga masih dalam keadaan elastis



Gambar 23. Kinerja Struktur Arah X pada Step - 7

Selanjutnya dilakukan tinjauan arah Y, yaitu arah pendek dari denah bangunan, ternyata dengan kelangsingannya tersebut struktur mampu berdeformasi relatif besar dibanding struktur arah memanjang (portal X) sebagai berikut :

P U S H O V E R C U R V E (Portal Arah Y - sisi pendek)

Pushover Case push2-y : Pola Beban sesuai dengan Ragam Pertama arah X

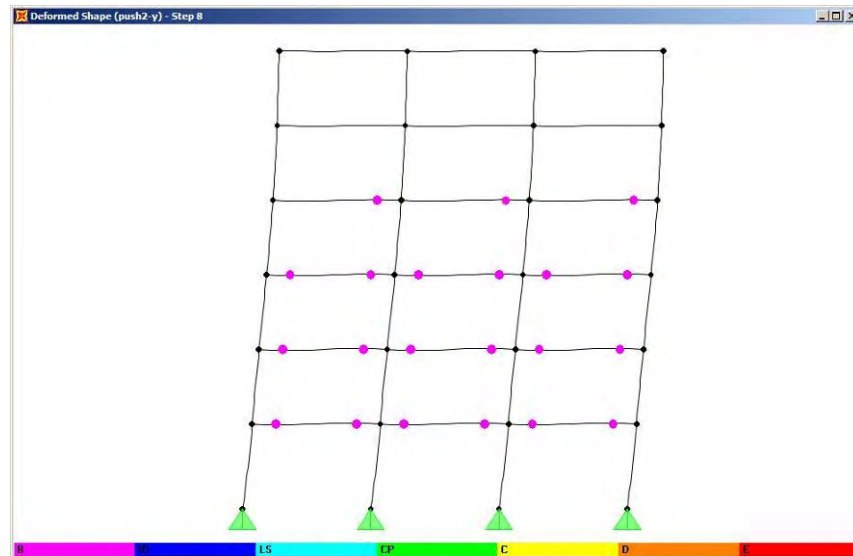
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	552	0	0	0	0	0	0	0	552
1	0.1000	97916.2500	552	0	0	0	0	0	0	0	552
2	0.1676	164076.5313	551	1	0	0	0	0	0	0	552
3	0.2425	218407.0313	516	36	0	0	0	0	0	0	552
4	0.3227	244090.1719	478	69	5	0	0	0	0	0	552
<b>5</b>	<b>0.4412</b>	<b>260768.8125</b>	<b>456</b>	<b>56</b>	<b>40</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>552</b>
6	0.5482	273037.2188	435	57	57	3	0	0	0	0	552
7	0.6521	283156.9688	428	39	77	8	0	0	0	0	552
8	0.6653	284392.1875	427	38	77	7	0	3	0	0	552
9	0.6653	225480.8750	427	38	77	6	0	0	0	4	552
10	0.6773	230094.7031	427	38	77	4	0	2	0	4	552
11	0.6773	199599.0469	426	39	73	8	0	0	0	6	552
12	0.7779	230761.7500	423	42	69	12	0	0	0	6	552
... sebagian sengaja dihapus ...											
23	0.8737	215390.7031	415	48	62	14	0	1	0	12	552
24	0.8738	209479.7656	413	50	62	14	0	0	0	13	552
25	0.8889	212222.2969	412	50	63	14	0	0	0	13	552
26	0.8997	213381.0938	411	51	61	15	0	1	0	13	552
27	0.8997	123790.3906	407	53	57	10	0	0	0	25	552
28	0.9866	133891.6875	396	62	55	13	0	1	0	25	552
29	0.9866	130243.0234	396	62	55	13	0	0	1	25	552
30	0.9983	131548.5313	396	62	54	14	0	0	0	26	552
31	0.9983	129553.2109	396	59	57	14	0	0	0	26	552
32	1.0000	129736.0156	396	59	57	14	0	0	0	26	552

Pushover Case push2-y-uniform : Pola Beban Merata sesuai dengan massa lantai

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	552	0	0	0	0	0	0	0	552
1	0.1000	96371.7969	552	0	0	0	0	0	0	0	552
2	0.1669	160876.2344	550	2	0	0	0	0	0	0	552
3	0.2461	216693.7031	514	38	0	0	0	0	0	0	552
4	0.3245	241356.7969	479	68	5	0	0	0	0	0	552
<b>5</b>	<b>0.4448</b>	<b>258266.6250</b>	<b>455</b>	<b>57</b>	<b>40</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>552</b>
6	0.5623	271277.3125	434	55	59	4	0	0	0	0	552
7	0.6640	280979.0313	427	39	78	6	0	2	0	0	552
8	0.6640	222806.3594	427	39	78	4	0	0	0	4	552
9	0.6757	227232.2969	427	39	78	3	0	1	0	4	552
10	0.6757	197118.2813	426	40	74	6	0	0	0	6	552
11	0.7767	227883.2500	423	43	69	11	0	0	0	6	552
12	0.7948	231190.3906	421	43	70	10	0	2	0	6	552
... sebagian sengaja dihapus ...											
28	0.9057	208146.6406	411	51	60	16	0	0	1	13	552
29	0.9088	208607.0000	411	51	60	16	0	0	0	14	552
30	0.9088	206493.2031	411	51	60	16	0	0	0	14	552
31	0.9127	207276.5625	411	51	58	18	0	0	0	14	552
32	0.9228	208379.0313	411	51	58	17	0	1	0	14	552
33	0.9228	120924.7578	407	52	58	9	0	0	0	26	552
34	0.9884	128878.3281	400	56	58	12	0	0	0	26	552
35	1.0000	129774.1250	400	55	58	12	0	1	0	26	552

Catatan : Kondisi pasca leleh pada pola beban merata untuk nilai perpindahan yang sama menghasilkan gaya geser dasar lebih kecil dibanding pola beban sesuai ragam fundamental arah Y jadi lebih menentukan. Selanjutnya diketahui bahwa analisis *pushover* dapat terus berproses sampai kontrol perpindahan yang ditetapkan sebesar 1.0 m (atau kira-kira 287%  $\delta_T$ ) tanpa menunjukkan ketidak-stabilan akibat sendi plastis yang terbentuk. Jadi portal arah Y (arah pendek) lebih daktail dibanding portal arah X (arah memanjang).

Berdasarkan target perpindahan  $\delta_T = 0.349m$ , terlihat bahwa dalam step 5 dengan perpindahan sebesar 0.4448 m, kinerja yang diperlihatkan oleh struktur tidak ada yang melewati batas LS (life safety). Jadi kinerja struktur arah Y adalah OK.



Gambar 24. Kinerja Struktur Arah Y pada Step – 5

## 5 Kesimpulan

1. Program SAP2000 telah menyediakan fasilitas yang diperlukan untuk perencanaan berbasis kinerja seperti yang terdapat pada FEMA 273/356 , meskipun demikian ada beberapa hal yang masih memerlukan cara perhitungan manual , antara lain :
  - Menentukan waktu getar alami efektif pasca leleh yaitu pembuatan kurva bi-linier berdasarkan kurva *pushover*.
  - Menentukan titik evaluasi kinerja (target perpindahan,  $\delta_T$ ).
2. Titik evaluasi kinerja atau *target displacement* ,  $\delta_T$  , merupakan hal yang penting untuk mengevaluasi kinerja struktur terhadap suatu gempa rencana, menjadi indikasi sejauh mana kondisi struktur bila ada gempa tertentu. Ternyata beberapa metode yang digunakan untuk menentukan  $\delta_T$  tersebut memberikan hasil yang berbeda satu sama lain. Metode yang sudah *built-in* di program SAP2000 yaitu metode Spektrum Kapasitas, memberi nilai  $\delta_T$  yang paling kecil dibanding tiga metode lain yang ditinjau. Kebetulan ketiga metode tersebut belum tersedia secara *built-in* dalam program SAP2000 dan harus dihitung secara manual.
3. Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode Koefisien Perpindahan FEMA 273/356 dan persyaratan Kinerja Batas Ultimit SNI 1726 menghasilkan nilai  $\delta_T$  menentukan.
4. Meskipun portal arah X berperilaku elastis pada gempa rencana, tetapi perilaku pasca leleh secara keseluruhan bersifat kurang daktail dibanding portal arah Y. Itu disimpulkan berdasarkan bentuk kurva *pushover* yang dihasilkan. Pada portal X, kurva *pushover* berhenti pada suatu titik puncak setelah leleh dan mengalami “fail” yang mendadak. Sedangkan kurva *pushover* portal Y , setelah titik puncak masih mampu menunjukkan perilaku penurunan kekuatan yang bertahap yang diikuti deformasi yang besar.
5. Jadi meskipun kedua portal (arah pendek dan memanjang) telah memenuhi kriteria perencanaan biasa, tetapi ternyata perilaku pasca leleh diantara keduanya berbeda. Hal tersebut tidak bisa dideteksi tanpa melakukan analisa *pushover*.
6. Kesimpulan akhir yang dapat diperoleh dari tulisan ini adalah bahwa perencanaan berbasis kinerja dapat memberikan informasi sejauh mana suatu gempa akan mempengaruhi struktur. Dengan demikian sejak awal pemilik bangunan, insinyur perencana maupun pemakai mendapat informasi bagaimana bangunan tersebut berperilaku bila ada gempa.

## 6 Ucapan Terima kasih

Penulis mengucapkan terima kasih yang tulus kepada Prof. Bambang Suryoatmono Ph.D (Unpar) atas saran dan pendapat yang diberikan dalam penelitian ini.

## 7 Daftar Pustaka

1. Applied Technology Council, "ATC 40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Redwood City, California, U.S.A., 1996
2. ASCE, "FEMA 356 - Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings", *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., 2000
3. ATC-33 Project, "FEMA 273 - NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings", *Building Seismic Safety Council*, Washington, D.C., 1997
4. ATC-33 Project, "FEMA 274 - NEHRP Commentary On The Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings", *Building Seismic Safety Council*, Washington, D.C., 1997
5. ATC-55 Project, "FEMA 440 - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., 2004
6. BSSC, "FEMA 222 - NEHRP Recommended Provision for Seismic Regulations for New Building", Washington, D.C., 1995
7. Dradjat Hoedajanto and Gregory A. MacRae, "Use Of Pushover Analysis In Performance Based Design In Multistory Buildings", *The Ninth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Bali, 2003
8. Farzad Naeim, Hussain Bhatia, and Roy M. Lobo, "Performance Based Seismic Engineering", in *The Seismic Design Handbook, 2<sup>nd</sup>*, Farzad Naeim (ed.), 2000
9. Helmut Krawinkler, "Challenges and Progress In Performance-Based Earthquake Engineering", *International Seminar On Seismic Engineering For Tomorrow – In Honor Of Professor Hiroshi Akiyama*, Tokyo, Japan, November 26, 1999
10. Keith A. Porter, "An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology", *Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9)*, San Francisco, July 6-9, 2003
11. Kerry Sieh, "The Science behind the Aceh Earthquake", *Caltech Media Relations*, 30 Des. 2004, < [http://pr.caltech.edu/media/Press\\_Releases/PR12628.html](http://pr.caltech.edu/media/Press_Releases/PR12628.html) > (20/01/05)
12. Nathan C. Gould, "Performance Based Seismic Design", *International Risk Management Institute - Expert Commentary*, October 2003 < <http://www.irmi.com/Expert/Articles/2003/Gould10.aspx> > (16/01/05)
13. Ronald O. Hamburger, "Performance-Based Seismic Engineering : The Next Generation of Structural Engineering Practice", *PropertyRisk Reference Center*, < <http://www.propertyrisk.com/refcentr/revf96-1.htm> > (15 Jan. 2005)
14. SEAOC, "Vision 2000 - A Framework for Performance Based Earthquake Engineering." Vol. 1, January, 1995.
15. SNI – 1726 – 2002, "Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung", *Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah*, April 2002

## Lampiran : Kutipan data dari FEMA 356

**Table 3-1 Values for Effective Mass Factor  $C_m$ <sup>1</sup>**

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1.  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , is greater than 1.0 second

**Table 3-2 Values for Modification Factor  $C_0$ <sup>1</sup>**

Number of Stories	Shear Buildings <sup>2</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

- Linear interpolation should be used to calculate intermediate values
- Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

**Table 3-3 Values for Modification Factor  $C_2$**

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second <sup>3</sup>		$T > T_s$ second <sup>3</sup>	
	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

- Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements or frames; ordinary moment-resisting, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers and spandrels of reinforced concrete or masonry.
- All frames not assigned to Framing Type 1.
- Linear interpolation shall be used for intermediate values of  $T$