

Studi Perencanaan Berbasis Kinerja pada Rangka Beton Bertulang dengan Metode *Direct Displacement-Based Design*

Yosafat Aji Pranata

Email : yosafat.ap@eng.maranatha.edu

Jurusan Teknik Sipil - Universitas Kristen Maranatha

Jalan Prof. drg. Suria Sumantri MPH. 65 Bandung

ABSTRAK : Mengingat sebagian besar wilayah di Indonesia termasuk dalam kategori wilayah gempa moderat hingga berat, maka perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia menjadi sangat penting dan populer. Trend terbaru konsep perencanaan struktur gedung tahan gempa yaitu perencanaan berbasis kinerja, digunakan dalam penulisan ini. Studi kasus menggunakan rangka beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus, sepuluh lantai, beraturan, yang didesain dan dievaluasi dengan menggunakan metode *direct displacement-based design* dan analisis *pushover*. Hasil analisis menunjukkan bahwa gaya geser dasar yang diperoleh dari metode *direct displacement-based design* dengan redaman ekuivalen menurut *SEAO*C adalah 74698,23 kg, dan untuk redaman ekuivalen Judi adalah 53120,93 kg. Sedangkan dari analisis *pushover* pada *performance point* menghasilkan gaya geser dasar 425596,1 kg. Waktu getar efektif hasil dari metode *direct displacement-based design* sebesar 11,5996 detik (*SEAO*C) dan 13,7552 detik (Judi et. al 2000), sedangkan dari analisis *pushover* diperoleh 4,337 detik.

KATA KUNCI : *Direct displacement-based design*, analisis *pushover*, gedung beraturan.

ABSTRACT : The most territories in Indonesia are categorized into moderate and heavy seismic zone, consequently the modeling and analysis of seismic resistant building in Indonesia become popular and important. The current trend of seismic resistant building concept, which is performance-based design, is used. Open frame building with special moment resisting frame system, ten-stories and regular reinforced concrete building, that is used in this study, is designed and evaluated using *direct displacement-based design* and *pushover analysis*. Results in this study indicate that base shear obtained from *direct displacement-based design* method is 74698,23 kg (*SEAO*C equivalent damping), and 53120,93 kg (Judi equivalent damping). Base shear obtained from *pushover analysis* is 425596,1 kg (*performance point*). Natural period of *SDOF* equivalent obtained from *direct displacement-based design* method is 11.5996 second (*SEAO*C) and 13.7552 second (Judi et. al 2000). Natural period obtained from *pushover analysis* is 4.337 second.

KEYWORDS : *Direct Displacement-Based Design*, *Pushover Analysis*, Regular Building.

1 Pendahuluan

Konsep perencanaan berbasis kinerja merupakan kombinasi dari aspek tahanan dan aspek layan. Perencanaan berbasis kinerja terdiri dari tiga metode, yaitu metode *capacity spectrum* (ATC-40), metode *N2* (Fajfar 2000) dan metode *direct-displacement based design* (Priestley 2000).

Model gedung yang digunakan dalam penulisan ini adalah gedung beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus, sepuluh lantai (beraturan). Selanjutnya dilakukan evaluasi perilaku seismik dengan menggunakan metode *direct displacement-based design* (Priestley 2000) dan metode *pushover analysis* sesuai ATC-40.

Studi dalam penulisan ini bertujuan untuk melakukan studi dan evaluasi perilaku seismik struktur gedung beton bertulang dengan menggunakan *pushover analysis* sesuai ATC-40, serta melakukan desain dan evaluasi perilaku seismik struktur gedung beton bertulang dengan metode *direct-displacement based design*.

Studi dalam penulisan ini menggunakan ruang lingkup penulisan yaitu pemodelan struktur berupa gedung beton bertulang beraturan, dengan jumlah lantai sepuluh, gedung merupakan sistem rangka pemikul momen khusus. Fungsi gedung untuk perkantoran, terletak pada wilayah gempa 6 jenis tanah keras di Indonesia. Pembebanan gempa menggunakan pembebanan sesuai SNI 1726-2002.

Pemodelan, analisis dan desain memakai program *ETABS Nonlinear v 8.0*.

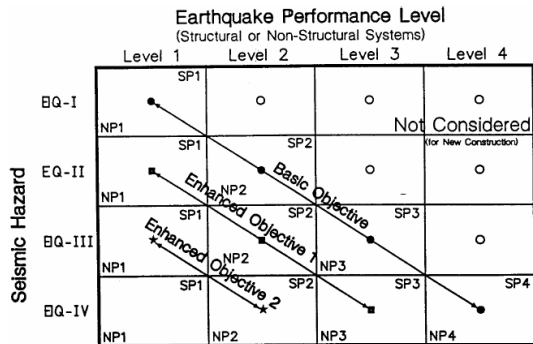
2 Tinjauan Pustaka

2.1 *Direct Displacement Based Design*

Konsep perencanaan struktur berbasis kinerja yang dikembangkan oleh Priestley merupakan perencanaan struktur berbasis perpindahan (*direct displacement-based design*), untuk selanjutnya disebut metode Priestley (Priestley 2000). Tahapan perencanaan ini menggunakan langkah-langkah sebagai berikut,

(1) Menentukan Kinerja Bangunan

Langkah pertama adalah menentukan kinerja bangunan, yang mana sasaran kinerja dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Sasaran kinerja gempa (Priestley 2000).

(2) Menentukan Batas Drift

Batas drift yang digunakan dalam perencanaan ditentukan dengan mengambil nilai yang lebih kecil antara drift maksimum yang diijinkan sesuai peraturan dengan drift yang dihitung berdasarkan regangan material (Julianto 2004). Nilai drift perlu dibatasi agar kerusakan struktural maupun non-struktural yang terjadi sesuai dengan yang dikehendaki oleh perencana.

Drift rencana, θ_d , dihitung dengan persamaan berikut,

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c \quad (1)$$

dimana :

θ_y = drift leleh

θ_p = drift plastis

θ_c = drift maksimum yang diijinkan peraturan

Besarnya drift plastis dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\theta_p = (\phi_m - \phi_y) l_p \frac{l_c}{l_b} \quad (2)$$

dimana :

ϕ_m = curvature maksimum

ϕ_y = curvature leleh

l_p = panjang sendi plastis

l_c = bentang balok bersih dari muka kolom

l_b = bentang balok dari pusat ke pusat kolom

Curvature maksimum dicari dengan mengambil nilai yang lebih kecil antara curvature regangan terluar maksimum beton dengan curvature regangan maksimum tulangan,

$$\phi_{ms} = \varepsilon_{sm} / c \quad (3)$$

$$\phi_{ms} = \varepsilon_{sm} / (d - c) \quad (4)$$

dimana :

ϕ_{mc} = curvature tekan maksimum beton

ϕ_{ms} = curvature tarik maksimum tulangan

ε_{cm} = regangan tekan maksimum beton

ε_{sm} = regangan tarik maksimum tulangan

Besarnya curvature leleh dari penampang balok dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$h_b \phi_y = 1,7 \varepsilon_y \quad (5)$$

Panjang sendi plastis pada balok atau kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut (Priestley 1992) :

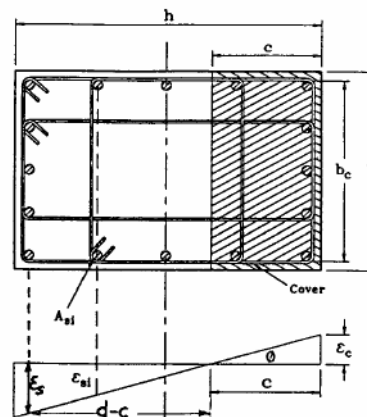
$$l_p = 0,08l + 0,022d_b \cdot f_y \quad (6)$$

dimana :

l = bentang elemen ditinjau

d_b = diameter tulangan

f_y = tegangan leleh tulangan dalam MPa



Gambar 2. Diagram regangan penampang persegi beton bertulang.

Panjang sendi plastis diperkirakan sebesar setengah tinggi penampang elemen yang ditinjau.

Drift leleh, θ_y , dicari dari persamaan berikut :

$$\theta_y = 0,5 \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (7)$$

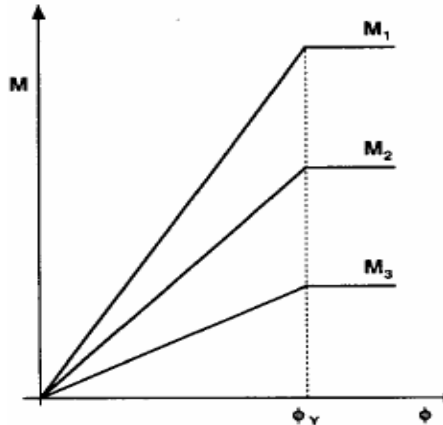
dimana :

ε_y = regangan leleh tulangan

h_b = tinggi penampang balok

Kekakuan secara proporsional bergantung pada kekuatan, sedangkan curvature leleh tidak bergantung pada kekuatan, seperti dapat dilihat pada Gambar 3. Oleh karena itu curvature leleh dari elemen-elemen beton bertulang yang berbeda

dapat dinyatakan dalam hubungan tanpa dimensi seperti terlihat pada persamaan (5).



Gambar 3. Diagram momen-curvature.

Besarnya daktilitas-drift (μ_θ) dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\mu_\theta = (\theta_y + \theta_p) / \theta_y \dots\dots\dots (8)$$

dimana nilai daktilitas-drift antara $4 \leq \mu_\theta \leq 6$.

(3) Menghitung Perpindahan Rencana Struktur

Perpindahan lateral setiap tingkat, Δ_i , struktur rangka menurut dapat dihitung dengan persamaan berikut (Loeding et.al 1998):

untuk $n < 4$,

$$\Delta_i = \theta_d \cdot h_i \dots\dots\dots (9)$$

untuk $4 \leq n < 20$,

$$\Delta_i = \theta_d \cdot h_i \left[1 - \frac{0,5(n-4)h_i}{16h_n} \right] \dots\dots\dots (10)$$

untuk $n \geq 20$

$$\Delta_i = \theta_d \cdot h_i \left[1 - \frac{0,5h_i}{h_n} \right] \dots\dots\dots (11)$$

dimana :

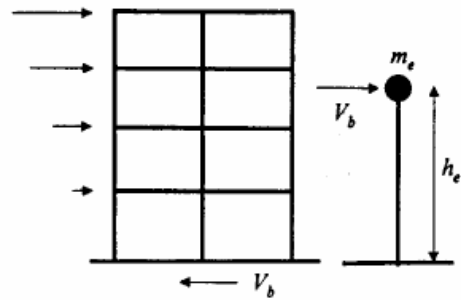
θ_d = drift rencana

n = jumlah lantai

h_i = tinggi lantai ke-i dari dasar

h_n = tinggi lantai ke-n

Struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom/MDOF*) yang diidealisasikan menjadi struktur berderajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom/SDOF*) sederhana masih dapat diprediksi responnya dengan cukup baik. Oleh karena itu struktur berderajat kebebasan banyak dalam metode Priestley dinyatakan dalam struktur berderajat kebebasan tunggal ekuivalen sebagai struktur pengganti (Priestley 2000).



Gambar 4. Simulasi SDOF.

Besarnya perpindahan rencana struktur dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i^2}{m_i \cdot \Delta_i} \dots\dots\dots (12)$$

dimana :

Δ_d = perpindahan struktur SDOF ekuivalen

m_i = massa lantai ke-i

(4) Menghitung Massa Efektif, Tinggi Efektif, dan Daktilitas Struktur

Parameter-parameter yang dibutuhkan dalam mengidentifikasi struktur SDOF ekuivalen yaitu massa efektif, tinggi efektif dan daktilitas struktur dapat dihitung setelah perpindahan struktur SDOF ekuivalen diketahui. Massa efektif, m_e , untuk struktur SDOF ekuivalen adalah,

$$m_e = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i}{\Delta_d} \dots\dots\dots (13)$$

Tinggi efektif untuk struktur SDOF ekuivalen dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$h_e = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i} \dots\dots\dots (14)$$

Dimana h_i = tinggi lantai ke-i dari dasar

Besarnya perpindahan leleh struktur SDOF ekuivalen pada tinggi efektif dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$\Delta_y = \theta_y \cdot h_e \dots\dots\dots (15)$$

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan membagi perpindahan struktur dengan perpindahan leleh sebagai berikut :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \dots\dots\dots (16)$$

(5) Menghitung Redaman Ekuivalen

Studi memakai beberapa metode perhitungan untuk mendapatkan nilai redaman ekuivalen, yaitu sebagai berikut :

- a. Redaman Ekvivalen SEAOC (SEAOC, 1999). SEAOC menetapkan redaman ekivalen untuk setiap tingkat kinerja struktural, besarnya dapat dilihat pada Tabel 1 sebagai berikut :

Tabel 1. Redaman Ekvivalen Tiap Tingkat Kinerja

Tingkat Kinerja			
SP-1	SP-2	SP-3	SP-4
5%	18%	25%	28%

- b. Redaman Judi (Judi et. al. 2000).
 Dari hasil serangkaian uji dinamik pada struktur beton bertulang daktail bertingkat satu dan berbentang satu hingga mencapai perpindahan inelastis, kemudian disimpulkan bahwa besar energi yang masuk akibat gempa pada struktur yang daktail sama dengan besarnya energi yang terpencah pada struktur dengan redaman *viscous* pengganti (Judi et. al. 2000). Budiono dan Gunadi (Budiono, Gunadi, 2001) telah menerapkan persamaan redaman dari Judi untuk disesuaikan dengan wilayah gempa Indonesia. Dalam studi ini model gedung terletak pada tanah keras, maka redaman *viscous* pengganti untuk jenis tanah keras :

$$1 < T < 2 : \xi = -0,011 \mu^2 + 0,1225 \mu - 0,007 \dots (17)$$

$$2 < T < 3 : \xi = -0,00825 \mu^2 + 0,0965 \mu + 0,127 \dots (18)$$

$$T > 3 : \xi = -0,009 \mu^2 + 0,1095 \mu + 0,186 \dots (19)$$

(6) Menghitung Waktu Getar dan Kekakuan Efektif

Hubungan antara spektra percepatan dan spektra perpindahan dapat dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d \dots (20)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \dots (21)$$

maka dapat dihitung,

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \dots (22)$$

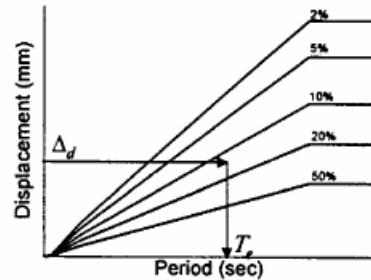
Persamaan tersebut diatas dapat juga ditulis dalam bentuk persamaan berikut,

$$\Delta_{(T,\xi)} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a(T,\xi)} \dots (23)$$

- dimana :
 S_a = spektra percepatan
 S_d = spektra perpindahan
 ω = frekuensi alami

- $\Delta_{(T,\xi)}$ = perpindahan pada T dan redaman ξ %
 $S_{a(T,\xi)}$ = percepatan pada waktu T, redaman ξ %
 T = waktu getar

Perencanaan berbasis perpindahan menggunakan spektra perpindahan dengan redaman tertentu. Perencanaan berbasis perpindahan menggunakan beberapa spektra perpindahan dengan beberapa nilai redaman.



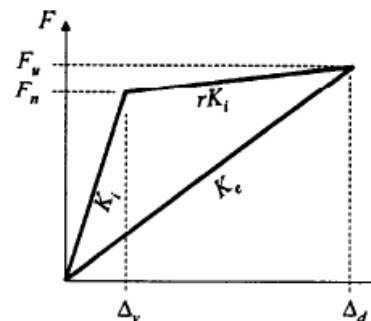
Gambar 5. Respons spektra perpindahan desain.

Waktu getar efektif dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$T_{eff} = p \frac{\Delta_d}{\Delta_{(p,5)}} \left[\frac{2 + \xi}{7} \right]^{1/2} \dots (24)$$

- dimana :
 p = waktu getar referensi
 $\Delta_{(p,5)}$ = perpindahan pada p dan redaman 5 %
 ξ = redaman struktur ekivalen

Perencanaan berbasis perpindahan menggunakan kekakuan efektif (K_{eff}) atau *secant stiffness* pada saat perpindahan ultimit (Δ_u) dimana struktur sudah mengalami respon inelastis. Kurva histeresis dapat dimodelkan secara bi-linear seperti pada Gambar 6.



Gambar 6. Kekakuan efektif struktur.

Besarnya kekakuan efektif perpindahan ultimit dapat dicari dengan melakukan invers persamaan periode alami untuk struktur berderajat kebebasan tunggal yaitu sebagai berikut,

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_{eff}}} \dots (25)$$

Menjadi kekakuan efektif berikut,

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_{eff}^2} \dots\dots\dots(26)$$

(7) Menghitung Gaya Geser Dasar

Dari Gambar 6, besarnya gaya geser dasar ultimit pada saat perpindahan ultimit dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$$V_u = K_{eff} \cdot \Delta_d \dots\dots\dots(27)$$

Karena gaya geser dasar yang dipakai dalam perencanaan adalah gaya geser dasar pada saat leleh pertama, maka diasumsikan gaya geser dasar ultimit dikoreksi menjadi gaya geser dasar pada saat leleh pertama dengan cara membaginya dengan faktor kuat lebih total struktur,

$$V = \frac{V_u}{f} \dots\dots\dots(28)$$

Faktor kuat lebih total struktur menurut SNI 1726-2002 adalah,

$$f = f_1 \cdot f_2 \dots\dots\dots(29)$$

$$f_1 = 1,6 \dots\dots\dots(30)$$

$$f_2 = 0,83 + 0,17\mu \dots\dots\dots(31)$$

dimana :

V_u = gaya geser dasar ultimit

V = gaya geser dasar rencana

f = faktor kuat lebih total struktur

f_1 = faktor kuat lebih beban dan bahan akibat penentuan pembebanan dan dimensi penampang yang berlebihan

f_2 = faktor kuat lebih struktur akibat redistribusi gaya karena pembentukan sendi plastis yang tidak bersamaan

μ = daktilitas struktur

Gaya geser dasar rencana yang didapat kemudian didistribusikan ke tiap lantai secara proporsional dengan besarnya massa dan perpindahan lateral pada setiap lantai seperti persamaan berikut :

$$F_i = \frac{m_i \cdot \Delta_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i} V \dots\dots\dots(32)$$

dimana :

F_i = distribusi gaya geser dasar lantai ke-i.

2.2 Pushover Analysis

Pushover analysis adalah suatu analisis statik nonlinier di mana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menampak pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui

pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai kondisi plastik.

Tujuan analisis beban dorong adalah mengevaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban Gempa Rencana, yaitu memperoleh nilai μ_{Δ} aktual dan R aktual struktur, memperlihatkan kurva kapasitas (*capacity curve*) dan memperlihatkan skema kelelehan (distribusi sendi plastis) yang terjadi.

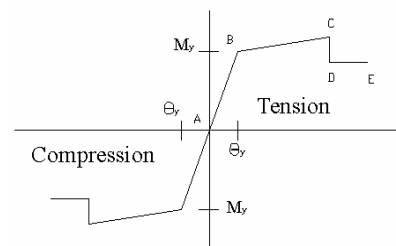
Tahapan analisis sebagai berikut :

- (1) Menentukan tipe dan besar beban.
 - a. Beban Gravitasi, yaitu digunakan tipe beban mati (DL) yang tidak diskalakan lagi dan beban hidup (LL) yang diskalakan 30%.
 - b. Kontrol peralihan. Pola beban yang digunakan adalah pola beban arah utama gedung yang tidak diskalakan lagi.
- (2) Analisis *Pushover*.
 Dari analisis ini didapat kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap peralihan, yang memperlihatkan perubahan perilaku struktur dari linier menjadi non-linier, berupa penurunan kekakuan yang diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis pada kolom dan balok.

2.3 Properti Sendi

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier *force-displacement* dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda di sepanjang bentang balok atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada member.

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.



Gambar 7. *Default-M3* dan *Default-PMM*.

2.4 Distribusi Sendi Plastis

Secara garis besar, evaluasi analisis beban dorong dilakukan untuk mendapatkan urutan mekanisme kelelahan, tujuan yang diharapkan adalah sendi plastis hanya terjadi pada balok dan kolom lantai dasar.

Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sendi plastis pada model struktur terjadi pada elemen balok dan kolom. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, maka untuk desain pada struktur bangunan gedung berdaktilitas penuh, mekanisme tingkat tidak boleh terjadi.

2.5 Metode Capacity Spectrum (ATC-40)

Metode *capacity spectrum* adalah metode yang digunakan pada program *ETABS*. Dari hasil *output* program ini diperoleh parameter titik kinerja struktur. Konsep desain kinerja struktur metode *capacity spectrum* pada dasarnya merupakan prosedur yang dilakukan untuk mendapatkan peralihan aktual struktur gedung. Peralihan aktual yang didapatkan dari hasil ini menunjukkan besar simpangan atap struktur. Perbandingan antara simpangan atap struktur terhadap tinggi total struktur menunjukkan kinerja struktur. Tahapan desain kinerja struktur dengan metode *capacity spectrum* sesuai ATC-40 adalah sebagai berikut,

- (1) Melakukan konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum*.
- (2) Menentukan *Performance Point*, yaitu dengan melakukan plot *demand spectrum* dengan nilai *damping* 5% sesuai dengan kondisi tanah dan wilayah gempa, kemudian menggabungkan *demand spectrum* dengan *capacity spectrum* untuk menentukan *performance point*.
- (3) Mengubah *performance point* menjadi simpangan atap global.

3 Studi Kasus dan Pembahasan

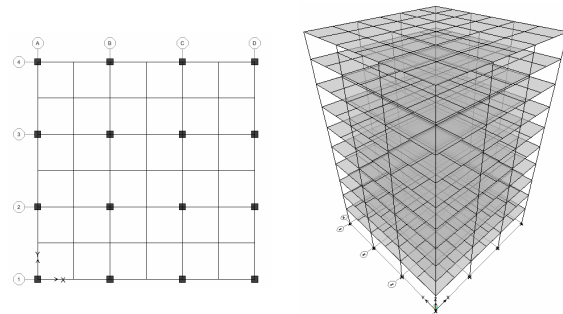
3.1 Asumsi Desain

Studi kasus menggunakan model gedung dengan sistem struktur rangka balok-kolom, 10 lantai, fungsi untuk perkantoran ($I = 1$). Gedung terletak di wilayah gempa 6 di Indonesia, dengan jenis tanah keras. Tinggi lantai dasar 4 meter, tinggi lantai 2-10 3,6 meter, jumlah bentang 3x3 bentang @ 8 meter. Mutu beton $f'_c = 30$ MPa, mutu baja $f_y = 400$ MPa, $f_{ys} = 240$ MPa (Balok) dan $f_{ys} = 400$ MPa (Kolom). Pelat menggunakan tebal 120 mm, dengan beban mati (SDL) untuk pelat lantai 140 kg/m^2 , beban hidup pelat 250 kg/m^2 (lantai) dan 100 kg/m^2 (atap).

Dimensi dan ukuran penampang sebagai berikut :

- a) Kolom : lantai 1-5 : $800 \times 800 \text{ mm}^2$
lantai 6-10 : $700 \times 700 \text{ mm}^2$.
- b) Balok induk : $400 \times 600 \text{ mm}^2$ (seluruh lantai).
- c) Balok anak : $300 \times 600 \text{ mm}^2$ (seluruh lantai).

Model struktur gedung adalah beraturan simetris, seperti terlihat pada Gambar 8 sebagai berikut :



(a). Tampak atas. (b). Model 3D.
Gambar 8. Tampak atas dan 3D struktur.

3.2 Kombinasi Pembebanan Desain

Kombinasi beban yang digunakan pada desain rangka gedung beton bertulang dalam studi ini adalah:

- a) 1,4DL
- b) 1,2DL + 1,6LL
- c) 1,2DL + f.LL \pm E, $f = 0,5$ karena $L < 500 \text{ kg/m}^2$
- d) 0,9DL \pm E

3.3 Direct Displacement-Based Design

Selanjutnya dilakukan perhitungan sesuai tahapan metode *direct-displacement-based design*. Hasil perhitungan dengan variasi redaman ekuivalen SEAOC (SEAOC, 1999) dan redaman ekuivalen Judi (Judi, 2000) selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 2.

Tabel 2. Metode *direct displacement-based design*.

Keterangan	Redaman	
	SEAOC	Judi
θ_y	0,0133	0,0133
θ_d	0,0250	0,0250
μ_d	1,8750	1,8750
Δ_d (m)	0,6290	0,6290
m_e (kg)	744704,3500	744704,3500
h_e (m)	25,1595	25,1595
Δ_y (m)	0,3355	0,3355
μ	1,8750	1,8750
ξ (%)	25	35,97
T_{eff} (detik)	11,5996	13,7552
K_{eff} (kg/m)	218280,13	155227,82
V_u (kg)	137295,35	97636,27
V (kg)	74698,23	53120,93

Kemudian selanjutnya dihitung gaya geser dasar masing-masing lantai. Distribusi gaya geser dasar tiap lantai proporsional dengan perpindahan lateral tiap lantai. Hasil selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 3.

Tabel 3. Distribusi gaya geser dasar.

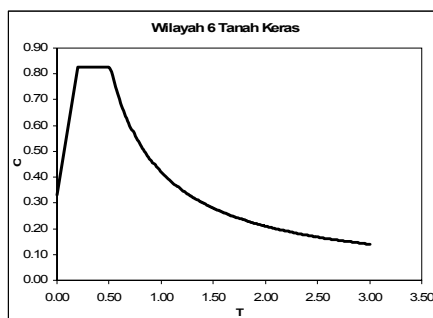
Lantai	m_i	$m_i \cdot \Delta_i$	Fi (kg)	
			Redaman SEAOC	Redaman Judi
10	824064.17	29995935.71	12190.41	8669.09
9	917763.36	30102638.06	12233.77	8699.93
8	917763.36	26798689.98	10891.04	7745.06
7	917763.36	23494741.90	9548.31	6790.19
6	917763.36	20190793.82	8205.58	5835.32
5	935743.24	17217675.61	6997.30	4976.06
4	956489.26	14156041.06	5753.04	4091.22
3	956489.26	10712679.72	4353.65	3096.06
2	956489.26	7269318.38	2954.27	2100.90
1	966324.41	3865297.64	1570.86	1117.11
Total		183803811.87	74698.23	53120.93

Selanjutnya dilakukan desain perhitungan penulangan struktur dengan konsep desain kapasitas berdasarkan gaya-gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisis. Desain menggunakan program *ETABS Nonlinear*.

3.4 Analisis Pushover

Struktur gedung didesain berdasarkan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) sesuai SNI 1726-2002 (SNI 1726, 2002), dengan faktor daktilitas (μ_{Δ}) 5,2 dan faktor reduksi gempa (R) 8,5. Penjelasan lebih lanjut mengenai perhitungan dan hasil *Pushover Analysis* dapat dilihat pada penelitian yang telah dilakukan oleh Pranata (2005).

Spektrum respons Gempa Rencana 500 tahun dapat dilihat pada Gambar 9.



Gambar 9. Spektrum respon Gempa Rencana.

Dari hasil analisis dinamik maka dapat dilihat karakteristik dinamik struktur gedung. Untuk 3 ragam pertama ditampilkan dalam Tabel 4 sebagai berikut,

Tabel 4. *Modal Participating Mass Ratio*.

Ragam	T (detik)	UX	UY	RZ
1	2.4475	1.0506	78.2359	0
2	2.4475	78.2359	1.0506	0
3	2.0263	0	0	79.2631

Dari hasil analisis berdasarkan SNI 1726 diperoleh gaya geser dasar elastik 169102,64 kg.

Selanjutnya dilakukan desain untuk mendapatkan jumlah tulangan nominal untuk desain. Kemudian dilakukan analisis *Pushover*. Hasil analisis pushover menunjukkan bahwa model gedung yang ditinjau, distribusi sendi plastis hanya terjadi pada elemen balok dan kolom lantai dasar saja. Sendi plastis yang terjadi masih termasuk dalam kategori *LS-CP* (ATC-40, 1996), hal ini mengindikasikan bahwa gedung yang didesain dalam studi ini masih memenuhi persyaratan, yaitu gedung didesain untuk kategori perkantoran.

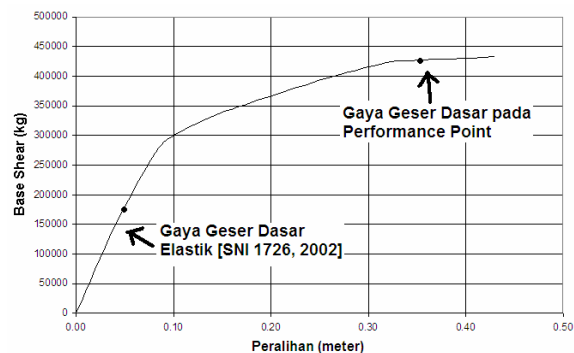
Hasil analisis berupa skema kelelahan (distribusi sendi plastis pada elemen balok dan kolom lantai dasar) selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 5.

Tabel 5. Distribusi sendi plastis.

Step	Displ. (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	SUM
0	0.0000	0.00	798	2	0	0	800
1	0.0397	146088.50	726	74	0	0	800
2	0.0811	269705.03	677	123	0	0	800
3	0.0992	299481.34	634	154	12	0	800
4	0.1462	336150.88	624	96	80	0	800
5	0.1985	365955.63	606	76	106	12	800
6	0.2488	392235.06	590	72	88	50	800
7	0.2921	412367.13	579	71	64	86	800
8	0.3241	424913.25	578	68	68	86	800
9	0.3253	425125.94	574	46	72	108	800
10	0.3806	429005.66	570	48	48	134	800

Hasil evaluasi kinerja menunjukkan bahwa klasifikasi keamanan sesuai *deformation limit* ATC-40 (ATC-40, 1996) menunjukkan bahwa struktur gedung termasuk dalam kategori *damage control*.

Nilai redaman efektif (β_{eff}) yang diperoleh adalah 29,2%, maka lebih kecil dari batasan redaman efektif maksimum yang diijinkan yaitu 40%. Hasil selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 6.



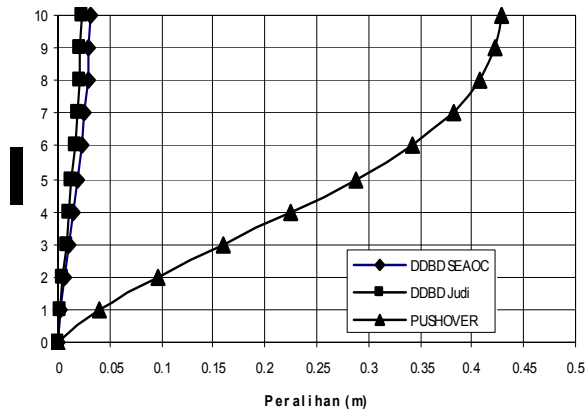
Gambar 10. Kurva kapasitas hasil *Pushover Analysis*.

Tabel 6. Evaluasi kinerja struktur sesuai ATC-40.

Gaya Geser Dasar (kg)	Performance Point			
	V (kg)	D (m)	β_{eff} (%)	T_{eff} (detik)
169098,38	425596,1	0,332	29,2	4,3370

4 Pembahasan

Hasil analisis *direct displacement-based design* dan *pushover* berupa kurva beban-peralihan Gambar 11.



Gambar 11. Peralihan atap.

Hasil analisis dengan metode *direct displacement-based design* dan analisis *pushover* berupa gaya geser dasar dan waktu getar T_{eff} ditampilkan pada Tabel 7.

Tabel 7. Gaya geser dasar dan waktu getar efektif.

Keterangan	Hasil Analisis		
	Direct-Displacement Based Design		Pushover (Performance Point)
	Redaman SEAOC	Redaman Judi	
Gaya Geser Dasar (kg)	74698,2300	53120,9300	425596,1
T_{eff} (detik)	11,5996	13,7552	4,3370

5 Kesimpulan

Kesimpulan dari studi ini adalah :

1. Pada studi kasus gedung beraturan (simetris), struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*) yang diidealisasikan sebagai struktur berderajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom*) dapat diprediksi responnya dengan baik. Oleh karena itu struktur berderajat kebebasan banyak dapat dinyatakan dalam struktur berderajat kebebasan tunggal ekivalen sebagai struktur pengganti.
2. Metode *direct displacement-based design* dapat digunakan pada model struktur gedung beraturan.
3. Skema sendi plastis yang terbentuk hasil dari analisis *pushover* hanya terjadi pada elemen balok dan elemen kolom lantai dasar, sehingga mekanisme tingkat tidak terjadi.

4. Nilai redaman efektif hasil dari analisis *pushover* belum melampaui batasan yang diijinkan, hal ini mengindikasikan bahwa struktur gedung sesuai dengan kriteria bangunan baru.
5. Hasil analisis *pushover* menunjukkan bahwa gedung termasuk kategori tingkat kinerja *Damage Control*, hal ini mengindikasikan bahwa gedung berada dalam kategori *range* antara *Immediate Occupancy* dan *Life Safety*. Dalam kategori ini pemodelan bangunan baru dengan beban gempa rencana dengan nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 10%.

6 Daftar Pustaka

- Applied Technology Council .(1996). “Seismic Evaluation & Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40, Volume 1, Report No. SSC 96-01.
- Applied Technology Council. (2004). “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”, FEMA 440, ATC-55 Project
- Judi, H.J., Davidson, B.J., dan Fenwick, R.C. (2000). “The Direct Displacement Based Design Method : A Damping Perspective”, 12WCEE
- Julianto, J. (2004). “Studi Perbandingan Antara Perencanaan Berbasis Perpindahan dan Berbasis Gaya pada Struktur Rangka Beton Bertulang”, *Thesis S2*, UNPAR.
- Pranata, Y.A. (2005), “Studi Analisis Beban Dorong untuk Gedung Beton Bertulang Beraturan dan Tidak Beraturan”, *Thesis S2*, UNPAR
- Priestley, M.J.N. (2000). “Performance Based Seismic Design”, 12WCEE.
- SNI 1726-2002. (2002). “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung”, Depkimpraswil
- SNI 03-2847-2002. (2002). “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung”, Depkimpraswil
- SEAOC.(1999). “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, Seismology Committee, SEAOC, California.
- Sullivan, T. (2002), “The Current Limitations of Displacement Based Design”, *Master Thesis*, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School.
- Tjondro, J.A. (2003), “Metode Direct Displacement Based : Studi Kasus Pada Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah di Wilayah Gempa 3 dan 5 Indonesia”, *Seminar Bidang Kajian 2*, Program S3 UNPAR, Bandung