

## KINERJA STRUKTUR GEDUNG BETON BERTULANG HASIL DESAIN METODE PERPINDAHAN LANGSUNG DENGAN DAN TANPA FAKTOR KUAT LEBIH

Yudit Agus Priambodo<sup>1\*</sup> dan Marlina Kamis<sup>1</sup>

<sup>1\*</sup>Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Maluku Utara  
sipilummu.yudit@gmail.com

<sup>1</sup>Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Maluku Utara  
marlinakamis@gmail.com

**Abstrak:** Metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) atau Metode Perpindahan Langsung sebagai metode alternatif dalam desain bangunan gedung tahan gempa. Menurut P., Yosafat, 2007, karena gaya geser dasar yang dipakai dalam perencanaan adalah gaya geser dasar pada saat leleh pertama, maka diasumsikan gaya geser dasar ultimit metode DDBD dikoreksi dengan cara membaginya dengan faktor kuat lebih total struktur yang pada saat itu sesuai SNI 1726-2002. Makalah ini membahas kinerja struktur hasil dari analisis metode DDBD dengan dan tanpa faktor kuat lebih menurut SNI 1726-2019 pada gedung bertingkat beton bertulang yang diterapkan pada gedung bertingkat 5 (empat) lantai 3D di Kota Ternate. Hasil perbandingan antara struktur yang didesain dengan Metode DDBD dengan dan tanpa faktor kuat lebih menunjukkan bahwa Metode DDBD dengan gaya geser rencana tanpa dibagi dengan faktor kuat lebih menghasilkan respon struktur yang lebih baik yaitu terjadinya mekanisme kelelahan pada balok. Dengan demikian sangat baik untuk bangunan tahan gempa. Sedangkan struktur yang didesain dengan Metode DDBD dengan faktor kuat lebih terjadinya mekanisme kelelahan pada kolom.

*Kata kunci : perpindahan langsung, faktor kuat lebih, kinerja struktur.*

### I. PENDAHULUAN

Perencanaan berbasis kinerja merupakan trend terbaru perencanaan bangunan tahan gempa saat ini. Pada tahun 2007, [1] mengusulkan metode desain bangunan gedung bertingkat berbasis kinerja yaitu *direct displacement based design* (DDBD) atau Metode Perpindahan Langsung. Metode ini muncul dengan berkembangnya teknologi desain berbasis kinerja struktur yaitu perencanaan dengan 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 [2]. Kinerja struktur sendiri adalah tingkatan performa suatu struktur terhadap gempa rencana [3]. Kriteria kinerja yang ditetapkan FEMA-273 adalah sebagai berikut :

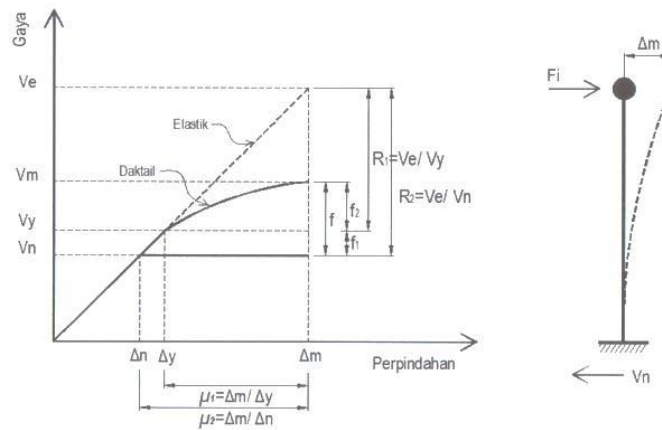
1. Segera dapat dipakai ( IO = *Immediate Occupancy*),
2. Keselamatan penghuni terjamin (LS = *Life-Safety*),
3. Terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*).

Desain gaya geser rencana yang dikemukakan oleh [4], [10] menyebutkan karena gaya geser dasar yang dipakai dalam perencanaan adalah gaya geser dasar pada saat leleh pertama, maka diasumsikan gaya geser dasar ultimit dikoreksi dengan cara membaginya dengan faktor kuat lebih total struktur. faktor kuat lebih yang digunakan adalah menurut SNI 1726-2002. Dengan cara ini maka gaya geser rencana akan lebih kecil dari yang digunakan pada [4]. Studi kasus pada [4] menghasilkan desain struktur yang memiliki kinerja struktur lebih tinggi dari rencana dimana direncanakan untuk kinerja strukturnya *life-safety* namun hasil analisis nonlinier menunjukkan kinerja *Immediate Occupancy*.

Pada makalah ini akan disampaikan kinerja struktur hasil dari analisis metode DDBD dengan dan tanpa faktor kuat lebih menurut SNI 1726-2019[7] pada gedung bertingkat beton bertulang. Investigasi tingkat kinerja menggunakan analisis nonlinier yaitu analisis pushover dengan program bantu yaitu ETABS.

## II. KAJIAN PUSTAKA

Menurut [1], seperti yang dijelaskan pada Gambar 1 bahwa pada kondisi inelastik, kekuatan/gaya kurang berpengaruh dibandingkan dengan perpindahan. Hal ini akan logis untuk menggunakan perpindahan sebagai dasar desain.

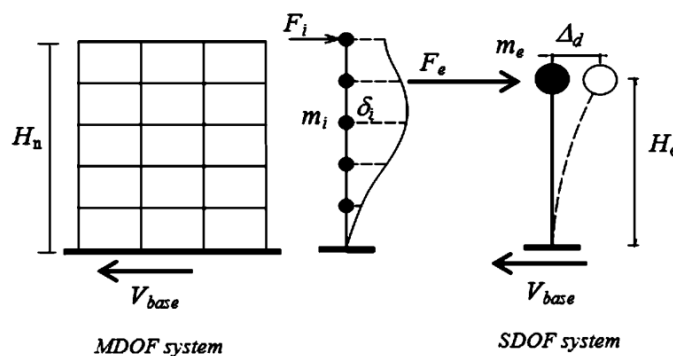


Gambar 1. Kurva gaya dan perpindahan elastik dan inelastik sistem struktur akibat gempa

Metode DDBD memberikan hasil kinerja yang lebih mendekati target design awal dibandingkan dengan metode *Force based design* (FBD) yang digunakan oleh SNI [5]. Hal senada dalam [6], bahwa DDBD tidak membutuhkan perbaikan karena struktur memenuhi kinerja yang ditargetkan sementara FBD membutuhkan usaha ekstra untuk meningkatkan kinerja struktural karena prosedur desain harus diulang dari awal. Dalam sudut pandang ini, prosedur DDBD lebih efektif dibandingkan dengan FBD.

Berikut prosedur desain metode DDBD menurut [2] :

1. Data awal yang diperlukan adalah mutu bahan, parameter gempa pada lokasi yang ditinjau, jenis dan jumlah balok, tinggi tiap lantai dan massa tiap lantai.
2. Menentukan simpangan desain (Persamaan 1) struktur MDOF bangunan yang sesuai dengan kriteria kinerja struktur sehingga didapatkan perpindahan desain (Persamaan 4) dari struktur SDOF pengganti (Gambar 2).



Gambar 2. Permodelan SDOF dari bangunan bertingkat

Simpangan desain setiap lantai didapatkan dari Persamaan 1 berdasarkan *shape vector* yang terdapat pada Persamaan 2 atau 3, pada skala dari *critical story displacement*  $\Delta_c$  (pada lantai 1) dan *mode shape* pada *critical storey level*  $\delta_c$  (pada lantai 1) :

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_c}{\delta_c} \quad (1)$$

Untuk  $n \leq 4$  lantai

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (2)$$

Untuk  $n > 4$  lantai

$$\delta_i = \frac{4}{3} \frac{H_i}{H_n} \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (3)$$

Dimana  $n$  adalah jumlah lantai bangunan,  $H_i$  adalah elevasi lantai ke- $i$ , dan  $H_n$  tinggi total bangunan. Perpindahan desain ekuivalen:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (4)$$

Dimana  $m_i$  massa pada lantai ke- $i$

Massa dan tinggi struktur ekuivalen:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (5)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (6)$$

3. Mengontrol simpangan desain  $\Delta_i$  setiap lantai terhadap *higher mode effect*. Dengan nilai amplifikasi  $\omega_\theta$  seperti pada Persamaan 8.

$$\Delta_{i,\omega} = \omega_\theta \Delta_i \quad (7)$$

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \geq 1.0 \quad (8)$$

dimana  $H_n$  adalah total tinggi bangunan dalam satuan meter.

4. Memperkirakan redaman viscous ekuivalen  $\xi_{eq}$ , dimana daktilitas perpindahan  $\mu$  dari struktur harus diketahui terlebih dahulu sesuai Persamaan 9.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (9)$$

Perpindahan leleh diperoleh dari:

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (10)$$

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} \quad (11)$$

dimana  $\Theta_y$  adalah rotasi dari balok,  $\varepsilon_y$  adalah strain dari tulangan baja,  $L_b$  dan  $H_b$  adalah panjang dan tinggi balok.

Redaman viscous ekuivalen untuk beton bertulang:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (12)$$

5. Menentukan periode efektif  $T_e$  dari struktur SDOF pada saat respons perpindahan puncak dengan memakai perpindahan desain pada langkah 2 dan spektrum perpindahan sesuai dengan damping pada langkah 4,  $\xi_{eq}$ .

Berdasarkan spektrum perpindahan maka  $T_e$  didapatkan dari :

$$R_\xi = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (13)$$

$$T_e = \frac{\Delta_d}{\Delta_\xi} T_d \quad (14)$$

dimana  $T_d$  adalah *corner period*,  $\Delta_\xi$  kebutuhan perpindahan untuk level dari redaman viscous ekuivalen  $\xi_{eq}$ .

6. Menghitung kekakuan efektif  $k_e$  dari struktur SDOF dan gaya geser desain ( $V_{base}$ ).

Kekakuan efektif  $k_e$  diperoleh dari :

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (15)$$

Gaya geser desain  $V$  diperoleh dari :

$$V = k_e \Delta_d \quad (16)$$

Gaya geser desain ( $V_{base}$ ) yang dikoreksi dengan faktor kuat lebih sesuai Tabel 9 [7]:

$$V_{base} = \frac{V}{\Omega} \quad (17)$$

Dimana  $\Omega$  adalah factor kuat lebih menurut [7] Tabel 9.

7. Membagi gaya geser desain searah vertikal ke tiap-tiap lantai dengan persamaan :

$$F_i = F_t + 0.9V_{base} \left( \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \right) \quad (18)$$

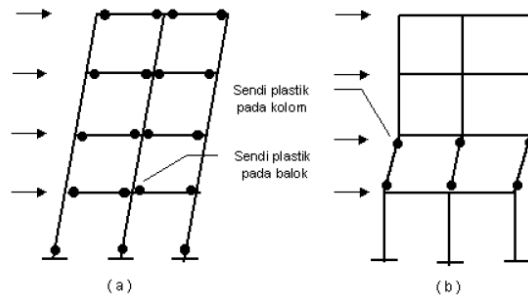
Dimana  $F_t$  :

Untuk lantai atap  $F_t = 0.1V_{base}$

Untuk lantai yang lain  $F_t = 0$

Tingkat kinerja struktur dapat diketahui dengan melihat tingkat kerusakan atau mekanisme leleh yang terjadi pada struktur saat terkena gempa rencana. Diketahui ada dua jenis mekanisme leleh atau terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur gedung (Gambar 3), yaitu :

- Mekanisme Kelelahan Pada Balok (*Beam Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada balok-balok dari struktur bangunan, akibat penggunaan kolom-kolom yang kuat (*Strong Column-Weak Beam*).
- Mekanisme Kelelahan Pada Kolom (*Column Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan di mana sendi-sendi plastis terbentuk pada kolom-kolom dari struktur bangunan pada suatu tingkat, akibat penggunaan balok-balok yang kaku dan kuat (*Strong Beam-Weak Column*)



Gambar 3. Mekanisme leleh pada struktur gedung akibat beban gempa (a) Mekanisme leleh pada balok, (b) Mekanisme leleh pada kolom

Mekanisme kelelahan pada kolom merupakan mekanisme yang harus dihindari pada struktur karena akan mengakibatkan keruntuhan lantai tertentu atau *softstory*. Dengan mengetahui mekanisme leleh pada struktur maka dapat diketahui apakah hasil desain memberikan kinerja struktur sesuai seperti yang direncanakan.

Batasan simpangan yang digunakan pada tingkat kinerja struktur sesuai dengan ATC-40. (Tabel 1). Jadi nilai simpangan atap maksimum pada saat *performance point* dibagi dengan total tinggi bangunan total kemudian dikontrol sesuai ATC-40.

Tabel 1. Batasan simpangan kinerja struktur menurut ATC-40

Batasan Simpangan	Tingkat Kinerja Struktur			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Simpangan Total Maksimum	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33Vi/Pi
Simpangan Inelastis Maksimum	0.005	0.005-0.015	tidak ada batasan	tidak ada batasan

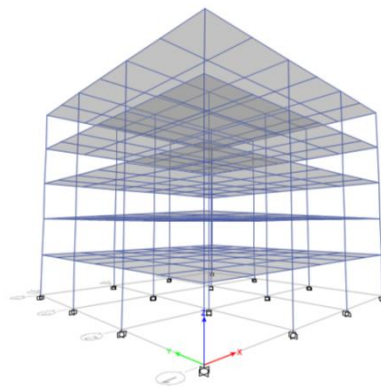
### III. STUDI KASUS

Studi kasus yang dibahas dalam penelitian ini dijelaskan sebagai berikut :

1. Model struktur yang digunakan yaitu gedung 5 lantai. Digunakan portal 3D. Ada tiga bentang @ 8m. Tinggi lantai (lt. I = 4m, lt. II-V @ 3.6m). Sistem struktur rangka beton bertulang pemikul momen khusus dengan mutu beton K300 dengan mutu baja BjTS 40. Konfigurasi struktur seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4. Penampang kolom K60x60, balok induk 40x60, balok anak 30x50. Massa bangunan seperti pada Tabel 2.

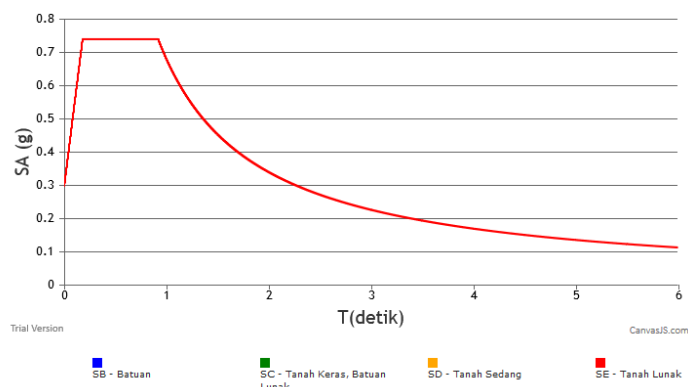
Tabel 2. Data tinggi lantai dan massa struktur

Lantai	Tinggi (m)	Massa (ton)
5	3.6	189.52781
4	3.6	217.89228
3	3.6	217.89228
2	3.6	217.89228
1	4	220.66027



Gambar 4. Pemodelan struktur 5 lantai

2. Pada desain dengan metode DDBD dilakukan langkah-langkah sesuai yang dijelaskan pada bab 2 dengan target simpangan lantai adalah 0.02 untuk tingkat kinerja *life safety*. Dalam prosedur DDBD, perhitungan desain kapasitas mengikuti [1]. Spektrum respon menggunakan kota Ternate untuk tanah lunak yang diambil dari Desain Spektra Indonesia (2019)[8] dengan parameter gempa yaitu  $S_{DS} = 0.74$ ,  $S_{D1} = 0.68$ .
3. Pengevaluasian kinerja struktur dilakukan dengan analisis pushover menggunakan *software* ETABS.



Gambar 5. Spektrum respon Ternate untuk tanah lunak dengan parameter gempa  $S_s = 1.027g$  dan  $S_1 = 0.441g$

#### IV. HASIL DAN PEMBAHASAN

Hasil analisis perencanaan menggunakan metode DDBD dengan target kinerja *life safety* yaitu 0.02 (batasan dirft) diperoleh nilai parameter yang digunakan seperti pada Tabel 2.

Tabel 2. Nilai-nilai parameter metode DDBD dengan dan tanpa  $\Omega$

No	Parameter	Tanpa $\Omega$	Dengan $\Omega$
1	$\Delta_d$	0.22 m	0.22 m
2	$m_e$	922.654 ton	922.654 ton
3	$H_e$	12.948 m	12.948 m
4	$\Delta_y$	0.139 m	0.139 m
5	$\mu$	1.581	1.581
6	$\xi_{eq}$	0.098	0.098
7	$R_\xi$	0.77	0.77
8	$T_e$	1.625 detik	1.625 detik
9	$k_e$	12515.05 kN/m	12515.05 kN/m
10	$V_{base}$	2748.41 kN	916.136 kN

Pada Tabel 2 diketahui gaya geser dasar rencana  $V_{base}$  dengan faktor kuat lebih sesuai [7] lebih kecil. Hal ini terjadi karena dibagi dengan faktor kuat lebih  $\Omega$  yang bernilai 3 sesuai Tabel 9 [7]. Dengan gaya geser dasar tersebut dilakukan desain tulangan pada balok dan kolom yang digunakan menurut [9]. Hasil desain tulangan ditampilkan pada Tabel 3 berikut ini.

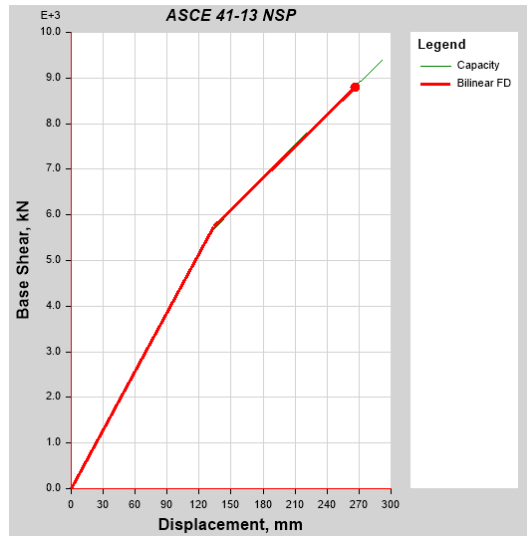
Tabel 3. Hasil desain tulangan dengan dan tanpa  $\Omega$

Elemen Struktur	Tanpa $\Omega$		Dengan $\Omega$	
	Tulangan	parameter sendi plastis	Tulangan	parameter sendi plastis
Balok Induk B40x60	daerah tumpuan 11D19 5d19	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.305$	daerah tumpuan 7D19 4d19	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.156$
Kolom K60x60	28D19	$\frac{A_v}{b \times s} = 0.007$	16D19	$\frac{A_v}{b \times s} = 0.007$

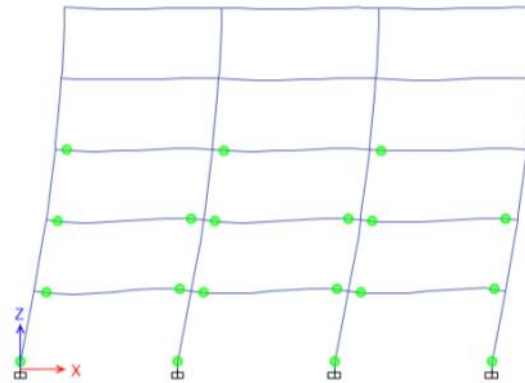
Dari Tabel 3 dapat dilihat bahwa penulangan untuk struktur dengan  $\Omega$  menghasilkan tulangan lebih sedikit. Hal ini terjadi karena gaya geser rencananya sepertiga dari struktur tanpa  $\Omega$ . Namun untuk tulangan sengkang pada kolom nilai luas tulangannya sama.

Analisis pushover dilakukan untuk verifikasi kinerja struktur hasil dari metode DDBD untuk struktur dengan dan tanpa  $\Omega$ . Peraturan yang digunakan untuk menentukan titik kinerja adalah ASCE 41-13 NSP yang *built in* pada software ETABS.

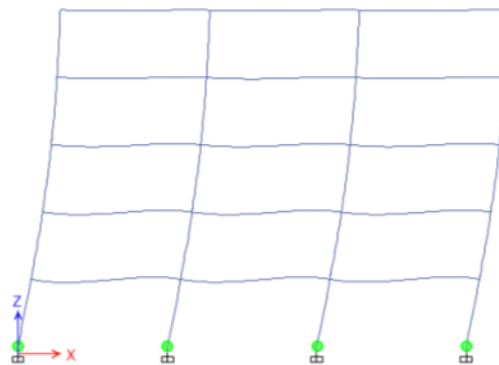
Hasil analisis pushover untuk struktur tanpa  $\Omega$  ditampilkan pada Gambar 6 – 8. Pada Gambar 6 diperoleh target perpindahan struktur 265.99mm. Pada target perpindahan tersebut distribusi sendi plastis pada balok dan kolom (Gambar 7), menunjukkan bahwa terjadi mekanisme leleh pada balok. Maka struktur tersebut mempunyai respon struktur yang sangat baik untuk bangunan tahan gempa. Sedangkan tingkat kinerja strukturnya (Gambar 8) adalah *damage control* yaitu transisi antar *immediate occupancy* dan *life safety*.



Gambar 6. Titik kinerja struktur tanpa  $\Omega$

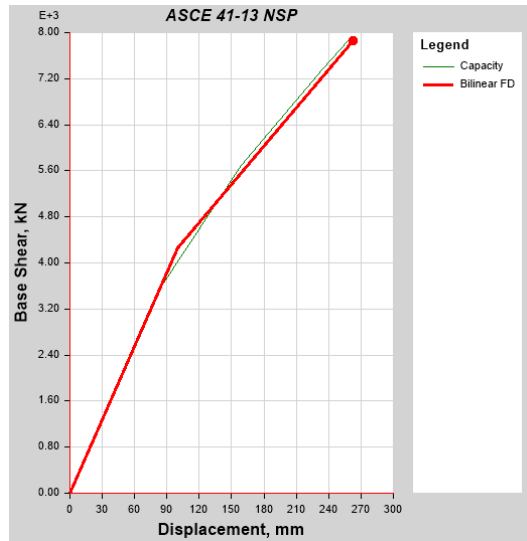


Gambar 7. Sendi plastis yang terjadi pada Target perpindahan untuk struktur tanpa  $\Omega$

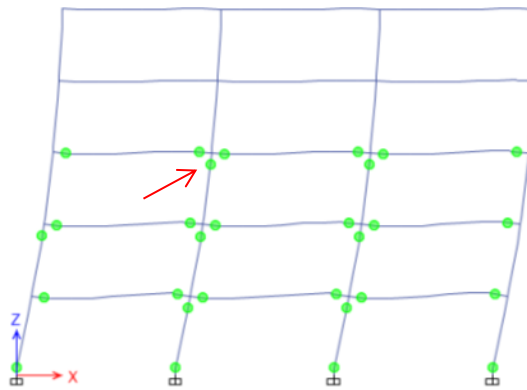


Gambar 8 Tingkat kinerja pada Target perpindahan untuk struktur tanpa  $\Omega$

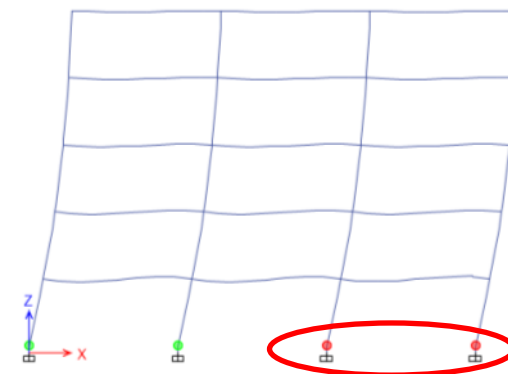
Hasil analisis pushover untuk struktur dengan  $\Omega$  ditampilkan pada Gambar 9 – 11. Pada Gambar 9 diperoleh target perpindahan struktur 262.89mm. Pada target perpindahan tersebut distribusi sendi plastis pada balok dan kolom (Gambar 10), menunjukkan bahwa terjadi mekanisme leleh pada kolom pada lantai 1-3. Sendi plastis terjadi pada ujung atas kolom lantai 1-3 bagian tengah. Dengan demikian struktur tersebut mempunyai respon struktur yang sangat buruk untuk bangunan tahan gempa. Sedangkan tingkat kinerja strukturnya adalah *Collapse Prevention*. Hal ini terjadi pada ujung kolom bagian bawah lantai 1.



Gambar 9. Titik kinerja struktur dengan  $\Omega$



Gambar 10 Sendi plastis yang terjadi pada Target perpindahan untuk struktur dengan  $\Omega$



Gambar 11 Tingkat kinerja pada Target perpindahan untuk struktur dengan  $\Omega$

Perbandingan hasil analisis pushover untuk struktur dengan dan tanpa  $\Omega$  ditampilkan pada Tabel 4. Selisih perpindahan leleh untuk struktur dengan dan tanpa  $\Omega$  terhadap perpindahan leleh metode DDBD masing-masing 4% dan 28%. Sedangkan selisih perpindahan maksimum untuk struktur dengan dan tanpa  $\Omega$  terhadap perpindahan maksimum metode DDBD masing-masing 21% dan 19%. Sedangkan selisih daktilitas untuk struktur dengan dan tanpa  $\Omega$  terhadap daktilitas metode DDBD masing-masing 25% dan 67%. Untuk drift simpangan struktur keduanya tidak melampaui rencana yaitu 0.02.



Dari hasil perbandingan tersebut diatas menunjukkan bahwa Metode DDBD dengan gaya geser rencana tanpa dibagi dengan faktor kuat lebih menghasilkan respon struktur yang lebih baik dan mendekati rencana.

Tabel 4. hasil analisis pushover

Parameter	ASCE 41-13 NSP	
	Tanpa $\Omega$	Dengan $\Omega$
Perpindahan Leleh $\Delta_y$ (mm)	134.089	99.541
Target perpindahan $\Delta_m$ (mm)	265.99	262.899
Daktilitas	1.98	2.64
Drift simpangan maksimum	0.0145	0.0143
Level kinerja	<i>Damage control</i>	<i>Collapse Prevention</i>

## V. KESIMPULAN

Hasil perbandingan antara struktur yang didesain dengan Metode DDBD dengan dan tanpa faktor kuat lebih menunjukkan bahwa Metode DDBD dengan gaya geser rencana tanpa dibagi dengan faktor kuat lebih menghasilkan respon struktur yang lebih baik yaitu terjadinya mekanisme kelelahan pada balok. Dengan demikian sangat baik untuk bangunan tahan gempa.

## REFERENSI

- [1] Priestley, M.J.N, Calvi, G.M and Kowalsky, M.J., *Displacement Based Seismic Design of Structure*. IUSS Press. Pavia, 2007.
- [2] Dewobroto, W., "Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover", *Civil Engineering National Conference : Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism – Unika Soegijapranata*, Semarang 17-18 Juni 2005.
- [3] Tavio dan Wijaya , U., *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja*, Yogyakarta : Penerbit ANDI, 2018.
- [4] P., Yosafat, "Studi perencanaan berbasis perpindahan: metode direct-displacement based design studi kasus pada rangka beton bertulang bertingkat rendah", *JurnalTeknik Sipil*, vol 7, no. 2, hal : 99 – 118, Feb, 2007.
- [5] Wijaya, C. dan Wijaya, S.W., "Evaluasi Kinerja Direct Displacement Based Design dan Force Based Design Bangunan Irregular Plan 6-Lantai", Skripsi, Universitas Kristen Petra, Surabaya, 2013.
- [6] Muljatia, I., Asisia, F., Willyantoa, K., "Performance of force based design versus direct displacement based design in predicting seismic demands of regular concrete special moment resisting frames", *The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum, Procedia Engineering* 125 ( 2015 ) 1050 – 1056.
- [7] *SNI 1726:2019 : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*, Badan Standarisasi Nasional, 2019.
- [8] (2020) *Desain Spektra Indonesia*. [Online]. Available <http://rsapuskim2019.litbang.pu.go.id/>
- [9] *SNI 2847:2019 : Persyaratan beton structural untuk bangunan gedung dan penjelasan (ACI 318M-14 dan ACI 318RM-14, MOD)*, Badan Standarisasi Nasional, 2019.
- [10] Tata A, Imran, Sahputra F. I. Evaluasi Kinerja Struktur Beton Gedung Fakultas Ekonomi Unkhair dengan Analisis Pishover Berdasarkan ATC-40. *Jurnal Sipilains* 2018. Volume 08. No. 15. Pp 1-10.

Halaman ini sengaja dikosongkan