

# **DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN PADA SISTEM RANGKA DENGAN KETIDAKBERATURAN PERGESERAN MELINTANG TERHADAP BIDANG**

Amelinda Kusuma<sup>1</sup>, Fonny Hindarto<sup>2</sup>, Ima Muljati<sup>3</sup>

**ABSTRAK :** Metode yang sering digunakan untuk mendesain bangunan tahan gempa ialah metode *Forced Based Design (FBD)*. Namun pada metode tersebut terdapat kelemahan sehingga muncul metode baru yang disebut *Direct Displacement Based Design (DDBD)*. Penerapan metode *Direct Displacement Based Design (DDBD)* dalam mendesain sebuah bangunan tahan gempa semakin banyak digunakan. Metode ini sudah diteliti pada sistem rangka yang beraturan dan perlu diteliti lebih lanjut pada sistem rangka yang tidak beraturan. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mendesain dan mengevaluasi kinerja sistem rangka dengan ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang yang direncanakan secara DDBD. Sistem rangka yang diteliti adalah sistem rangka pada bangunan 6 lantai di kota Surabaya dan Jayapura. Kinerja sistem rangka akan diuji dengan *dynamic nonlinear time history analysis (NLTHA)* terhadap parameter yang meliputi *story drift*, *damage index*, dan mekanisme keruntuhan plastis. Seluruh parameter yang dihasilkan dari NLTHA sudah mendekati target perencanaan yang ditentukan. Oleh sebab itu penelitian ini menyarankan untuk meneliti lebih lanjut khususnya pada konfigurasi sistem rangka yang lain.

**KATA KUNCI :** *Direct Displacement Based Design*, sistem rangka dengan ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang.

## **1. PENDAHULUAN**

Beberapa penelitian telah dilakukan untuk menguji kelayakan metode DDBD salah satunya pada struktur bangunan yang memiliki dilatasi dengan ketidakberaturan-horizantal oleh Hendratha dan Adi (2014). Dari penelitian tersebut dapat disimpulkan bahwa desain bangunan dengan metode DDBD menghasilkan kinerja struktur yang baik jika diukur menggunakan parameter *story drift*, *damage index* dan mekanisme keruntuhan plastis. Salah satu contoh lain ketidakberaturan struktur horisontal ialah ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang. Ketidakberaturan melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal. Ketidakberaturan ini belum pernah diteliti pada metode DDBD. Oleh sebab itu penelitian ini bermaksud meninjau hal tersebut. Dalam penelitian ini ditinjau bangunan 6-lantai yang terletak pada kota Surabaya dan kota Jayapura berdasarkan SNI 03-1726-2012 dengan tinggi antar lantai seragam 4m dan dengan ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang. Penelitian ini kemudian akan dievaluasi baik tidaknya pengaruh adanya ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang dengan menggunakan *dynamic nonlinear time history analysis*.

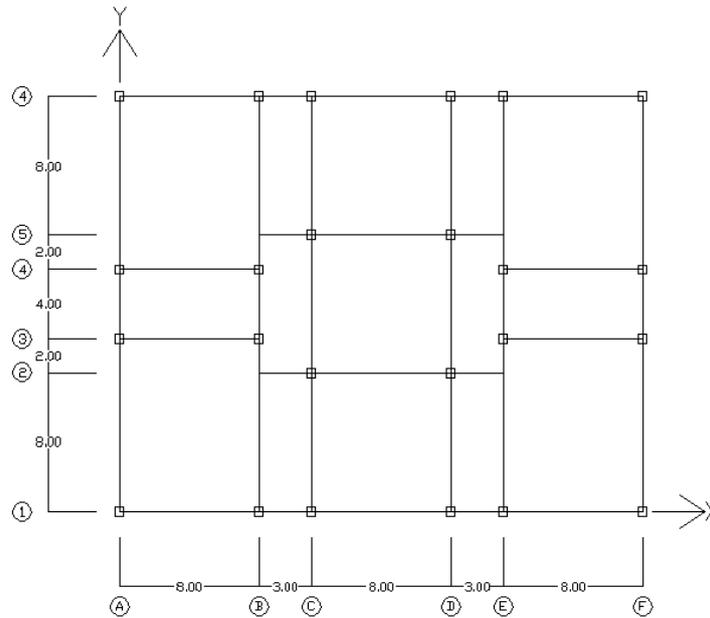
---

<sup>1</sup> Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra Surabaya, amelinda.kusuma@hotmail.com

<sup>2</sup> Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra Surabaya, fonny.hindarto@icloud.com

<sup>3</sup> Dosen Program Studi Teknik Sipil Universitas Kristen Petra Surabaya, imuljati@petra.ac.id

Untuk lebih memperjelas struktur bangunan yang akan ditinjau, denah dapat dilihat pada **Gambar 1**.



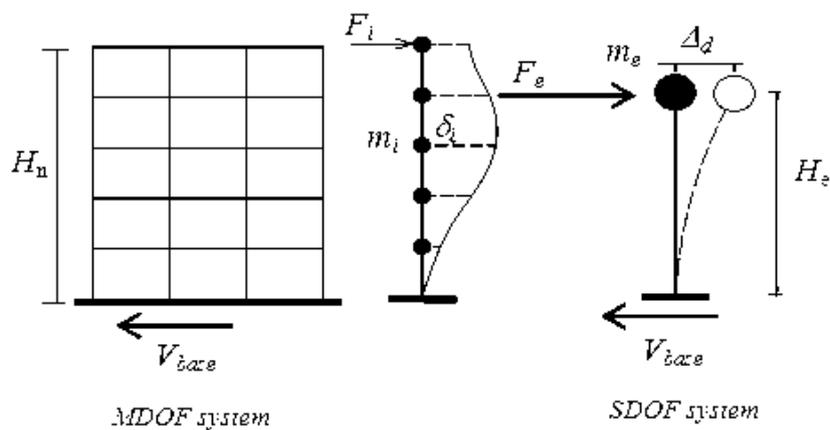
**Gambar 1. Denah Struktur Bangunan**

## 2. TUJUAN

Penelitian ini mempunyai 2 tujuan utama, yakni: pertama, merencanakan sistem rangka dengan ketidakberaturan pergeseran melintang secara DDBD. Kedua, mengevaluasi kinerja sistem rangka dengan ketidakberaturan pergeseran melintang yang direncanakan secara DDBD.

## 3. PROSEDUR DESAIN DDBD

**Langkah 1 :** Menentukan target *design displacement* (Persamaan 1) dan *drift* struktur *Multi Degree Of Freedom* (MDOF) di atap bangunan (**Gambar 2**) yang sesuai dengan kriteria kinerja struktur (*strain* atau *drift limits*) sehingga didapatkan *design displacement* (Persamaan 3) dari struktur *Single Degree Of Freedom* (SDOF) pengganti.



**Gambar 2. Permodelan SDOF dari Bangunan Bertingkat**

Target *design displacement* setiap lantai didapatkan dari Persamaan 1 berdasarkan *shape vector* yang terdapat pada Persamaan 2, proporsional terhadap *critical story displacement*  $\Delta_c$  dan *mode shape* pada *critical storey level*  $\delta_c$  (pada lantai 1 bangunan):

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

$$\text{Untuk } n \leq 4 : \delta_i = \frac{H_i}{H_n}; \text{ untuk } n \geq 4 : \delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left( \frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (2)$$

dimana  $n$  adalah jumlah lantai bangunan,  $H_i$  adalah elevasi lantai ke- $i$ , dan  $H_n$  tinggi total bangunan.

*Equivalent design displacement* didapatkan dari :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3)$$

dimana  $m_i$  massa pada lantai ke- $i$ .

Massa struktur pengganti  $m_e$  dan tinggi efektif  $H_e$  dihitung dengan:

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

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

**Langkah 2 :** Mengontrol *target design displacement*  $\Delta_i$  setiap lantai terhadap *higher mode effect*. Kontrol yang dilakukan adalah memodifikasi nilai *target design displacement*  $\Delta_i$  dengan nilai amplifikasi  $\omega_\theta$  dengan ketentuan seperti pada Persamaan 7.

$$\Delta_{i,\omega} = \omega_\theta \times \Delta_i \quad (6)$$

$$\omega_\theta = 1,15 - 0,0034 H_n \leq 1,0 \quad (7)$$

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

**Langkah 3 :** Memperkirakan level *equivalent viscous damping*  $\zeta_{eq}$ , dimana *displacement ductility*  $\mu$  dari struktur harus diketahui terlebih dahulu sesuai Persamaan 8.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (8)$$

*Yield displacement*  $\Delta_y$  didapatkan dari :

$$\Delta_y = \Theta_y \cdot H_e \quad (9)$$

$$\Theta_y = 0,5 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} \quad (10)$$

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

*Equivalent viscous damping*  $\zeta_{eq}$  didapatkan dari :

$$\zeta_{eq} = 0,05 + 0,565 \cdot \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (11)$$

**Langkah 4 :** Menentukan periode efektif  $T_e$  dari struktur SDOF pada saat respon *peak displacement* dengan memakai *design displacement* pada langkah 1 dan respons spectrum *design displacement* sesuai dengan level *damping* pada langkah 3,  $\zeta_{eq}$ .

Berdasarkan *design displacement spectrum* maka  $T_e$  didapatkan dari :

$$R_\xi = \left( \frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{0,5} \quad (12)$$

$$T_e = \frac{\Delta_d}{\Delta_\xi} T_d \quad (13)$$

dimana  $T_d$  adalah *corner period*,  $\Delta_\xi$  *displacement demand* untuk level dari *equivalent viscous damping*  $\zeta_{eq}$ .

**Langkah 5 :** Menghitung kekakuan efektif  $k_e$  dari struktur SDOF dan *design base shear*  $V_{base}$ .

Kekakuan efektif  $K_e$  didapatkan dari :

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_g}{T_g^2} \quad (14)$$

*Design base shear*  $V_{base}$  didapatkan dari :

$$V_{base} = k_e \Delta_d \quad (15)$$

**Langkah 6 :** Membagi *design base shear* secara vertikal dan horizontal ke elemen-elemen penahan beban lateral untuk lantai selain *top roof* dengan cara :

$$F_i = 0,9 \times V_{base} (m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (16)$$

Sedangkan untuk lantai *top roof* didapatkan dengan cara sebagai berikut :

$$F_i = 0,1 \times V_{base} + 0,9 \times V_{base} (m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (17)$$

**Langkah 7 :** Mengontrol struktur terhadap P- $\Delta$  *effect* melalui *stability index*  $\theta_\Delta$  . Kontrol yang dilakukan berdampak kepada *design base shear*  $V_{base}$  yang diterima oleh bangunan. *Stability index*  $\theta_\Delta$  didapatkan melalui :

$$\theta_\Delta = P \frac{\Delta_d}{M_d} \quad (18)$$

Jika *stability index*  $\theta_\Delta$  yang didapatkan bernilai  $\leq 0,1$ , maka nilai *design base shear* sama dengan  $V_{base}$ . Jika *stability index*  $\theta_\Delta$  yang didapatkan bernilai  $> 1$ , maka nilai *design base shear*  $V_{base}$  harus dihitung ulang melalui Persamaan 19.

$$V_{base} = k_e \Delta_d + C \times P \frac{\Delta_d}{H} \quad (19)$$

dimana C bernilai 0,5 untuk struktur beton, P adalah gaya berat bangunan,  $M_d$  adalah total *Over Turning Moments* yang diterima struktur, dan H adalah tinggi total struktur.

#### 4. METODOLOGI PENELITIAN

Tahapan-tahapan yang dilakukan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

Tahapan awal dalam pengerjaan penelitian ini menggunakan studi literatur terhadap metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) untuk mengerti lebih dalam mengenai konsep dasar serta langkah-langkah perhitungannya. Selanjutnya dilakukan prosedur DDBD hingga didapatkan *design base shear* dan jumlah tulangan yang dibutuhkan. Perhitungan jumlah tulangan menggunakan program *Spreadsheet*. Proses tersebut akan dilakukan sebanyak 2 (dua) kali yaitu pada kota Surabaya dan Jayapura.

Pada setiap struktur yang ditinjau akan dievaluasi kinerjanya diawali dengan mencari hubungan momen-kurvatur menggunakan program CUMBIA (Montejo, 2007). Berikutnya dilakukan analisis secara dinamis *Time History non-linear* dengan SeismoStruct V6.5 (SeismoSoft, 2007) untuk mengetahui level kinerja struktur digunakan parameter: *story drift*, *damage index* dan mekanisme keruntuhan plastis sesuai EuroCode8. Apabila hasil kinerja struktur yang didapatkan kurang memuaskan, maka prosedur DDBD diulang kembali hingga didapatkan kinerja bangunan yang baik.

#### 5. HASIL PENELITIAN DAN ANALISIS

Dalam penelitian ini dicoba model struktur untuk mendapatkan desain yang baik. Setelah dilakukan *nonlinear time history analysis* didapatkan 3 (tiga) macam model yang memenuhi parameter kinerja struktur (*story drift*, *damage index* dan mekanisme keruntuhan plastis). Dimensi struktur yang

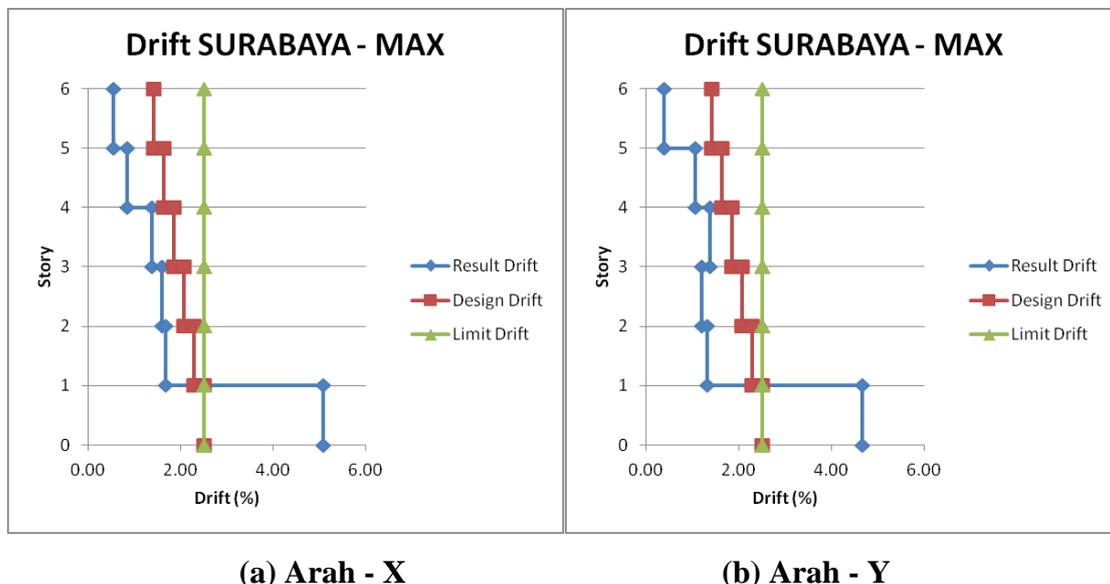
digunakan dalam percobaan ini dapat dilihat pada **Tabel 1**. Hasil evaluasi bangunan pada masing-masing wilayah gempa dengan metode DDBD yaitu sebagai berikut :

**Tabel 1 Dimensi Struktur**

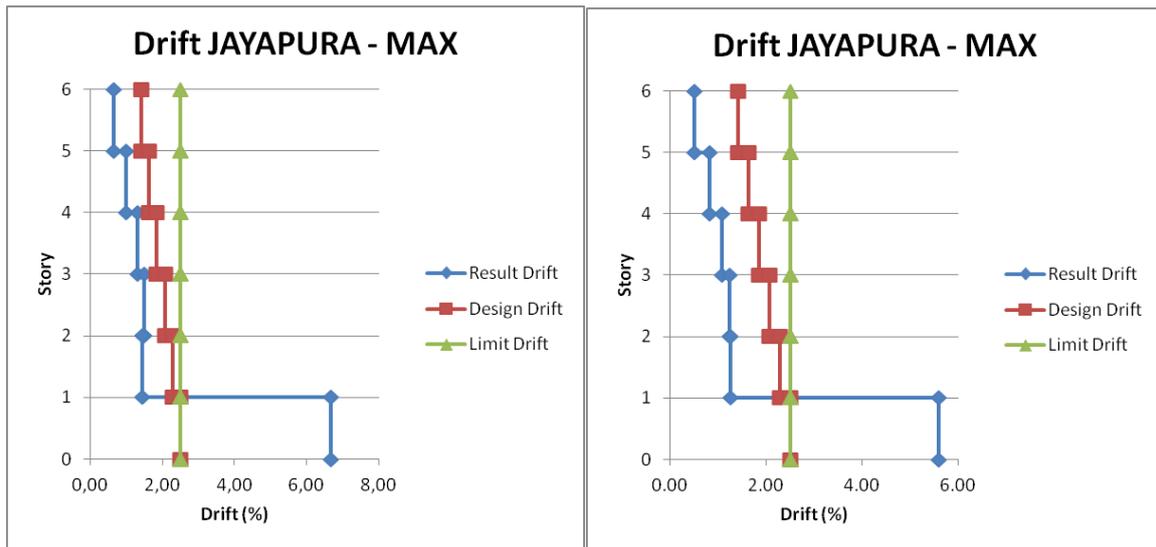
	Keterangan	Gempa Surabaya	Gempa Jayapura
Kolom b x h (mm)	Lantai 1-3	900 x 900	1000 x 1000
	Lantai 4-6	600 x 600	800 x 800
Balok b x h (mm)	Arah X	500 x 800	500 x 900
	Arah Y	600 x 1000	600 x 1100
	Arah Y 2m	-	600 x 600
Lentur Balok		D25	D25
Lentur Kolom		D32	D32
Sengkang Balok		D10	D10
Sengkang Kolom		D13	D13

### 5.1 Drift ratio

Pada **Gambar 3** dan **Gambar 4** dapat dilihat hasil dari *drift ratio* pada kota Surabaya dan Jayapura, dimana *design drift* diperoleh dari perhitungan metode DDBD, sedangkan *drift* yang terjadi dari bangunan dengan ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didapatkan dari NLTHA menggunakan SeismoStruct v6.5. Semua hasil *drift* dibandingkan dengan *limit drift* yaitu sebesar 2.5% (Eurocode 8, 2012). Dapat dilihat bahwa perbandingan antara *drift ratio result* dengan *design drift* untuk metode DDBD menghasilkan hasil yang cukup bagus. Dari hasil drift yang didapatkan, kedua skenario menunjukkan hasil yang cukup baik karena *drift* yang terjadi sudah memenuhi syarat kurang dari *drift limit* kecuali pada lantai 1 yang melebihi *drift limit* akibat terjadinya *soft storey*. *Soft storey* yang terjadi disebabkan oleh ujung atas dan ujung bawah kolom lantai 1 mengalami leleh, sedangkan kolom lantai atasnya tetap bertahan pada tahap elastis.



**Gambar 3. Grafik Perbandingan Hasil Drift Ratio Bangunan Surabaya**



(a) Arah - X

(b) Arah - Y

Gambar 4. Grafik Perbandingan Hasil *Drift Ratio* Bangunan Jayapura

### 5.2 *Damage Index*

Angka *damage index* ini dihitung dengan tujuan mengetahui level kerusakan pada setiap elemen struktur, yang dihitung berdasarkan Persamaan (20)

$$Damage\ Index = \frac{\theta_{terjadi} - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} \quad (20)$$

Hasil dari *damage index* maksimum tersebut dapat dilihat pada **Tabel 2**.

Tabel 2 Hasil *Damage Index*

		Gempa Surabaya	Gempa Jayapura
BALOK	X	0.26 ( <i>damage control</i> )	0.124 ( <i>serviceability</i> )
	Y	0.32 ( <i>damage control</i> )	0.107 ( <i>serviceability</i> )
KOLOM	X	0.094 ( <i>first yield</i> )	0.054 ( <i>first yield</i> )
	Y	0.083 ( <i>first yield</i> )	0.090 ( <i>first yield</i> )

Pada **Tabel 2** di atas, hasil *Damage Index* kedua wilayah gempa tidak menunjukkan perbedaan yang terlalu signifikan. Kedua bangunan menunjukkan hasil yang bagus dimana telah memenuhi *beam side sway mechanism* dan *strong column-weak beam*.

### 5.3 Tahapan Desain

Dalam tahap mendesain, beberapa tahapan percobaan yang dilakukan sebelum mendapatkan dimensi yang memenuhi target desain. Berikut tersaji penjelasan tahapan-tahapan desain dalam **Tabel 3**.

**Tabel 3. Tahapan Desain**

Tahap	Gempa Surabaya	Gempa Jayapura
1	<p>Balok: 500x800 mm<sup>2</sup> (arah x) &amp; 600x1000 mm<sup>2</sup> (arah y)</p> <p>Kolom: 900x900 mm<sup>2</sup> (lantai 1-3) &amp; 600x600 mm<sup>2</sup> (lantai 4-6)</p> <p>Hasil: Bangunan dapat bertahan hingga proses <i>non linear time history analysis</i> selesai dilakukan. Parameter kinerja yang ditinjau berupa <i>damage index dan failure mechanism</i> menghasilkan kinerja yang baik, namun <i>drift</i> yang dihasilkan melebihi <i>drift</i> maksimum, terutama pada lantai 1.</p>	<p>Balok: 500x900 mm<sup>2</sup> (arah x) &amp; 600x1100 mm<sup>2</sup> (arah y)</p> <p>Kolom: 900x900 mm<sup>2</sup> (lantai 1-3) &amp; 600x600 mm<sup>2</sup> (lantai 4-6)</p> <p>Hasil: Berdasarkan dimensi diatas, dihasilkan gaya geser dan momen yang besar di kolom lantai dasar, sehingga dimensi yang ada tidak cukup untuk menampung banyaknya tulangan yang dibutuhkan. Untuk percobaan selanjutnya dimensi kolom diperbesar.</p>
2		<p>Balok: 500x900 mm<sup>2</sup> (arah x) &amp; 600x1100 mm<sup>2</sup> (arah y)</p> <p>Kolom: 900x900 mm<sup>2</sup> (lantai 1-6)</p> <p>Hasil: Berdasarkan dimensi diatas, masih dihasilkan gaya geser dan momen yang besar di kolom, sehingga dimensi yang ada tidak cukup untuk menampung banyaknya tulangan yang dibutuhkan. Dalam percobaan selanjutnya dimensi kolom diperbesar lagi.</p>
3		<p>Balok: 500x900 mm<sup>2</sup> (arah x) &amp; 600x1100 mm<sup>2</sup> (arah y)</p> <p>Kolom: 1200x1200 mm<sup>2</sup> (lantai 1-3) &amp; 900x900 mm<sup>2</sup> (lantai 4-6)</p> <p>Hasil: Dimensi diatas sudah dapat menampung kebutuhan tulangan balok dan kolom, namun saat dilakukan proses <i>non linear time history analysis</i> bangunan tidak dapat bertahan</p>
4		<p>Balok: 500x900 mm<sup>2</sup> (arah x) &amp; 600x1100 mm<sup>2</sup> (arah y)</p> <p>Kolom: 1800x1800 mm<sup>2</sup> (lantai 1-3) &amp; 1500x1500 mm<sup>2</sup> (lantai 4-6)</p> <p>Hasil: Bangunan masih tidak dapat bertahan selama proses <i>non linear time history analysis</i> dilakukan, dikarenakan banyak balok dan kolom yang mengalami kegagalan (<i>fracture</i>). Berdasar percobaan ini dan sebelumnya mengasilkan kesimpulan bahwa solusi untuk membesarkan dimensi kolom tidak dapat menyelesaikan masalah kegagalan yang terjadi, maka dicoba untuk meneliti penyebab kegagalan bangunan tersebut. Salah satu penyebab kegagalan yang terjadi adalah kegagalan (<i>fracture</i>) selalu diawali pada balok konsol 2m. Kegagalan pada balok konsol tersebut ialah <math>V_u</math> terjadi &gt; <math>V_u</math> desain. Untuk percobaan selanjutnya difokuskan pada balok konsol, dimensi balok diperkecil agar balok bersifat lebih elastis selain itu dimensi kolom diperkecil.</p>
5		<p>Balok: 500x900 mm<sup>2</sup> (arah x) &amp; 600x1100 mm<sup>2</sup> (arah y) , 600x600 mm<sup>2</sup> (balok konsol 2m)</p> <p>Kolom Tipe A: 1000x1000 mm<sup>2</sup> (lantai 1-3) &amp; 800x800 mm<sup>2</sup> (lantai 4-6)</p> <p>Kolom Tipe B: 950x950 mm<sup>2</sup> (lantai 1-6)</p> <p>Hasil: Kedua tipe diatas menghasilkan parameter <i>damage index dan failure mechanism</i> yang baik, namun pada parameter <i>drift</i>, <i>drift</i> yang terjadi pada lantai 1 melebihi <i>drift limit</i>. Sehingga solusi untuk memperkecil dimensi pada balok konsol</p>

## 6. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil evaluasi kinerja bangunan dengan ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang pada bangunan 6-lantai yang terletak di kota Surabaya dan Jayapura, Indonesia yang direncanakan dengan metode *Direct Displacement Based Design* maka dapat disimpulkan bahwa bangunan dengan ketidakberaturan pergeseran melintang dapat didesain secara DDBD, namun terdapat 2 hal yang harus diperhatikan, yakni:

1. *Drift* yang terjadi pada lantai 1 melebihi drift maksimum akibat adanya potensi *soft storey mechanism* walaupun masih dalam tahap *first yield*.
2. Balok pada daerah pergeseran bidang harus dibuat daktail dan memiliki kapasitas rotasi yang besar karena gaya geser yang terjadi sangat besar, khususnya pada bangunan di wilayah gempa beresiko tinggi.

## 7. DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum. (2012). *SNI-03-1726-2012. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Rumah dan Gedung*. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- EuroCode 8 (2012). *Seismic Design of Building Part 1*. Author, Eropa.
- Hendratha, A. dan Adi, T. (2014). *Pengaruh Dilatasi pada Bangunan dengan Ketidakberaturan Sudut Dalam yang Didesain secara Direct Displacement Based*. Tugas Akhir No. 1101 1951/SIP/2014. Jurusan Teknik Sipil. Universitas Kristen Petra. Surabaya.
- Montejo, L.A. (2007). *CUMBIA*. North Carolina: Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, North Carolina State University.
- SeismoSoft.(2007). *SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structure*, available from URL: <http://www.seissoft.com>