

# APLIKASI PEREDAM MASSA SELARAS UNTUK GEDUNG BERTINGKAT TINGGI TAK SIMETRIK

Yoyong Arfiadi<sup>1</sup>, David Charles<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Dosen Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta,  
yoyong@mail.uajy.ac.id

<sup>2</sup>Alumnus Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta

## ABSTRAK

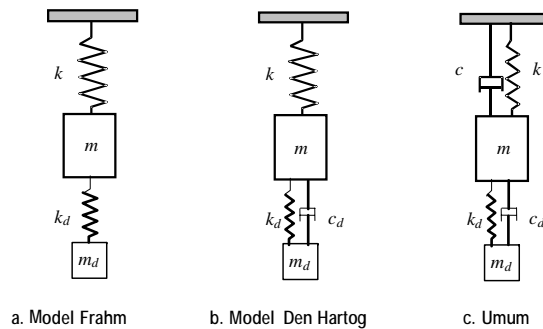
Pada struktur gedung bertingkat tinggi di daerah dengan tingkat kegempaan yang tinggi dan pengaruh angin yang besar, pengaruh getaran dapat membahayakan keselamatan gedung. Beberapa usaha untuk mengurangi pengaruh getaran telah banyak diajukan, di antaranya adalah dengan memasang sistem peredam masa selaras (*tuned mass damper*). Dalam tulisan ini ditinjau pengaruh peredam massa selaras (PMS) pada gedung bertingkat tinggi tak simetrik. Parameter PMS yang akan digunakan dioptimasi terlebih dahulu. Parameter optimum PMS diperoleh dengan algoritma genetik, di mana fungsi obyektif ditetapkan sebagai  $H_2$  norm fungsi transfer dari guncangan tanah terhadap perpindahan gedung. Algoritma genetik dikenal sebagai alat untuk memperoleh nilai-nilai optimum dengan mudah dan telah berhasil digunakan pada berbagai aplikasi. Algoritma genetik yang digunakan dalam tulisan ini adalah algoritma genetik riil (*real coded genetic algorithm*) yang telah terbukti dapat menetapkan nilai optimum di mana batas bawah dan batas atas variabel yang akan dioptimasi tidak diketahui, sehingga cocok digunakan untuk berbagai keperluan. Parameter PMS yang diperoleh kemudian digunakan untuk mengurangi pengaruh getaran pada gedung tak simetrik berlantai sembilan dengan loncatan bidang muka. Rekaman gempa El Centro 1940 NS, Kobe 1995, Northridge 1994 dan Hachinohe 1968 digunakan sebagai input pada struktur yang ditinjau. Respons struktur kemudian diamati untuk melihat pengaruh PMS. Dari simulasi numerik yang dilakukan terhadap berbagai rekaman gempa yang pernah ada tersebut, terlihat bahwa PMS yang direncanakan dapat mengurangi respons gedung, baik translasi dalam arah x dan y maupun rotasi lantai.

**Kata kunci:** redaman, peredam massa selaras, parameter optimum, algoritma genetik riil, gempa

## 1. PENDAHULUAN

Pada gedung bertingkat di daerah dengan intensitas kegempaan yang tinggi, pengaruh guncangan tanah harus menjadi perhatian perencana. Salah satu cara untuk mengurangi guncangan tanah adalah dengan alat peredam massa selaras (PMS) atau yang dikenal dengan *tuned mass damper (TMD)*. Prinsip dasar *tuned mass damper* (peredam massa selaras) adalah mengurangi pengaruh getaran dengan menambahkan suatu massa tambahan pada struktur dengan frekuensi yang diatur agar dapat meredam getaran yang terjadi. Sejarah awal penggunaan alat ini dimulai ketika Frahm pada tahun 1909 mengajukan *patent* di Amerika Serikat tentang penambahan massa kecil dan kekakuan pada suatu sistem untuk mengurangi pengaruh getaran [1] [2]. Pada model yang diajukan Frahm, baik massa utama sebagai sistem yang akan diatur getarannya maupun massa tambahannya sama-sama tidak mempunyai redaman (Gambar. 1a) Dapat ditunjukkan bahwa jika pada massa utama bekerja beban harmonik dan frekuensi massa tambahan diambil sama dengan frekuensi beban, maka massa utama teredam sama sekali. Model Frahm kemudian dikembangkan oleh Den Hartog [3] di mana pada model Den Hartog, massa tambahannya dapat mempunyai

redaman tertentu (Gambar 1b), tetapi massa utamanya tetap tak berperedam. Tinjauan dengan redaman pada massa utama (Gambar 1c) dilakukan di antaranya pada [4]-[10]. Perlu dicatat bahwa pada pustaka-pustaka tersebut struktur utama merupakan sistem berderajat kebebasan tunggal atau sistem yang dimodelkan demikian. Model dengan tinjauan sebagai sistem berderajat kebebasan majemuk diajukan oleh Hadi dan Arfiadi [11] dan Lee dkk [12]. Pada [11] parameter yang optimum diperoleh dengan metoda algoritma genetik biner (*binary genetic algorithm*) di mana sebagai fungsi obyektifnya adalah *norm*  $H_2$ . Sedangkan pada [12] digunakan pendekatan *frequency domain* untuk memperoleh nilai optimum peredam massa selaras. Dalam pustaka [13] nilai optimum yang diperoleh dari fungsi obyektif  $H_2$  *norm* dan  $H_\infty$  *norm* dibandingkan, serta diamati pengaruhnya pada perilaku struktur.



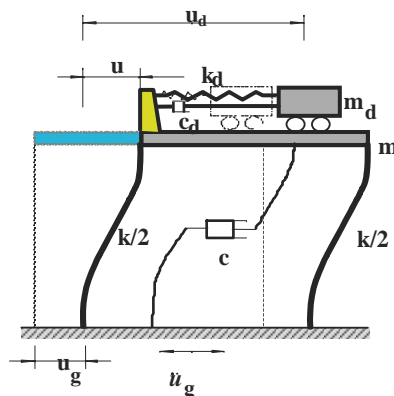
**Gambar 1.** Perkembangan awal peredam massa selaras (PMS),  $m_d$  = massa tambahan (PMS),  $c_d$  = redaman PMS,  $k_d$  = kekakuan PMS

Persamaan gerak struktur dengan PMS dapat diturunkan dengan mengacu pada Gambar 2 sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c+c_d & -c \\ -c & c_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k+k_d & -k_d \\ -k_d & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m \\ -m_d \end{Bmatrix} \ddot{u}_g + \begin{Bmatrix} f \\ f_d \end{Bmatrix} \dots(1)$$

dengan  $m$  = massa struktur utama,  $k$  = kekakuan struktur utama,  $c$  = redaman struktur utama,  $m_d$  = massa peredam,  $c_d$  = redaman peredam,  $k_d$  = kekakuan peredam;  $u$  = perpindahan struktur relatif terhadap dasar,  $u_d$  = perpindahan peredam relatif terhadap dasar,  $u_g$  = perpindahan tanah,  $f$  = gaya pada struktur utama,  $f_d$  = gaya pada peredam dan titik di atas huruf (·) menunjukkan turunan terhadap waktu.

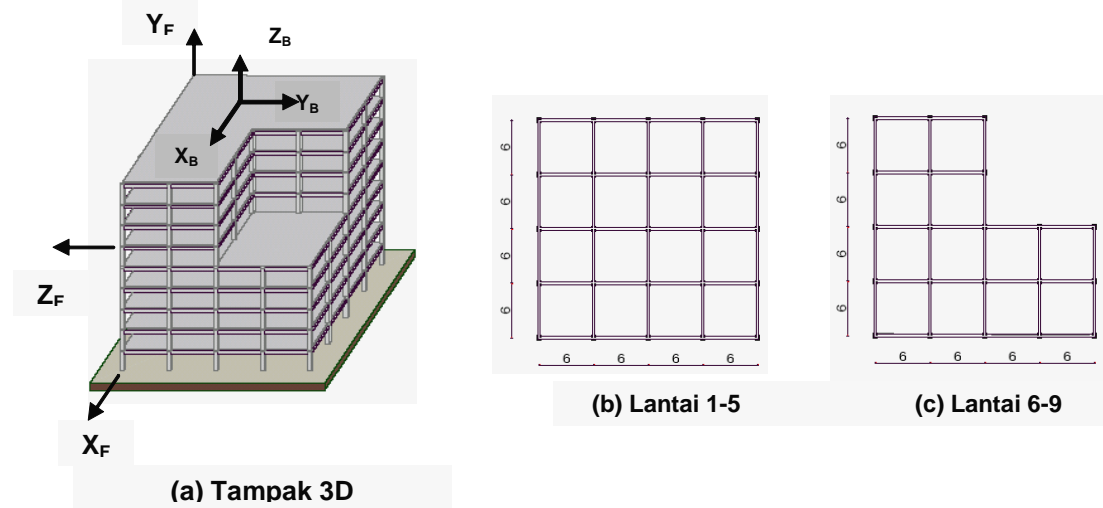
Dalam tulisan ini penggunaan peredam massa selaras diaplikasikan pada gedung bertingkat tak simetri. Jumlah tingkat gedung adalah sembilan, dengan denah yang mempunyai loncatan bidang muka seperti diuraikan pada bagian selanjutnya.



**Gambar 2.** Sistem berderajat kebebasan tunggal dengan peredam massa

## 2. GEDUNG TAK SIMETRIK SEMBILAN LANTAI

Ditinjau gedung 9 (sembilan) lantai dengan denah seperti terlihat pada Gambar 3. Tinggi antar lantai 3,6 m kecuali pada lantai paling bawah 4 m. Jarak antar kolom tipikal 6 m. Ukuran balok: 0,30 x 0,50 (m); kolom tingkat 1-3 : 0,65 x 0,65 (m), tingkat 4-6: 0,50 x 0,50 (m), tingkat 7-9: 0,40 x 0,40 (m). Modulus elastik beton  $E = 2,5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ , angka Poisson = 0.3.



Gambar 3. Gedung 9 lantai dengan denah tak simetrik

Massa gedung dianggap terpusat pada setiap lantai dengan massa translasi lantai dan rotasi 1-5:  $m = 169,101 \text{ t}$ ,  $m_I = 16233.696 \text{ kN-det}^2/\text{rad}$ , lantai 6-8  $m = 126,826 \text{ t}$ ,  $m_I = 11160,688 \text{ kN-det}^2/\text{m}$ , atap:  $m = 105,688 \text{ t}$ ,  $m_I = 9300,544 \text{ kN-det}^2/\text{m}$ ,

Matriks kekakuan gedung diturunkan dengan menganggap lantai-lantai sebagai diafragma yang kaku dalam arah horisontal. Sebagai akibatnya setiap lantai mempunyai 3 buah derajat kebebasan, yaitu translasi arah-x dan arah-y serta rotasi terhadap suatu sumbu vertikal. Sumbu vertikal gedung dapat diambil pada pusat massa masing-masing lantai. Untuk gedung 9 lantai yang ditinjau matriks kekakuan menjadi berukuran  $27 \times 27$  dan diperoleh sesuai dengan cara yang dibahas dalam [14] dan [15].

Matriks kekakuan gedung 3 dimensi (3D) dapat dibentuk dengan transformasi yang sesuai. Untuk lebih jelasnya dapat diikuti langkah-langkah yang diuraikan dalam [14] dan [15]. Program yang telah dikembangkan pada [14] selanjutnya digunakan untuk membentuk matriks kekakuan gedung 3D. Karena terbatasnya tempat, matriks kekakuan gedung tidak dapat disajikan di sini, tetapi jika diperlukan, matriks kekakuan gedung dapat diperoleh dari penulis.

Dengan mengambil sumbu global gedung terletak pada pusat massa masing-masing lantai, persamaan gerak selanjutnya dapat ditulis sebagai

$$\mathbf{M}_{3D}\ddot{\mathbf{U}}_{3D} + \mathbf{C}_{3D}\dot{\mathbf{U}}_{3D} + \mathbf{K}_{3D}\mathbf{U}_{3D} = -\mathbf{M}_{3D}\mathbf{e}_o\ddot{u}_g \dots\dots\dots(2)$$

dengan  $\mathbf{M}_{3D}$  = matriks massa,  $\mathbf{C}_{3D}$  = matriks redaman,  $\mathbf{K}_{3D}$  = matriks kekakuan gedung,  $\mathbf{U}_{3D}$  = perpindahan lantai, dan

$$\mathbf{e}_o = [\mathbf{e}_{o,1}^T \quad \mathbf{e}_{o,2}^T \quad \dots \quad \mathbf{e}_{o,n}^T]^T \dots\dots\dots(3a)$$

$$\mathbf{e}_{o,i} = [\cos \theta \quad \sin \theta \quad 0]^T, \quad i = 1, 2, \dots, n \dots\dots\dots(3b)$$

$\theta$  = sudut datang gempa terhadap sumbu  $X_B$ . Dalam tulisan ini matriks redaman pada pers. (2) dianggap sebanding dengan kekakuan di mana rasio redaman diambil sebesar 2% untuk ragam pertama dengan nilai  $\omega_1$  struktur = 6.596 rad/detik. Model struktur juga telah diverifikasi dengan program ETABS Nonlinier v. 8.4.5.

Selanjutnya untuk mengurangi pengaruh getaran dipasang peredam massa pada lantai atap seperti pada Gambar. 4. Sifat-sifat peredam massa akan ditentukan sedemikian hingga getaran gedung dapat direduksi. Dalam hal ini peredam massa dapat dianggap sebagai peredam massa selaras (PMS) atau dikenal sebagai *tuned mass damper (TMD)*. Pada gedung dipasang 2 (dua) buah peredam massa masing-masing dalam arah x dan y. Dengan adanya tambahan massa ini maka derajat kebebasan struktur menjadi 29. Persamaan gerak dengan massa tambahan ini dapat diturunkan berdasarkan prinsip Hamilton [14][15]. Dalam hal ini perpindahan suatu massa tambahan dapat dinyatakan dengan

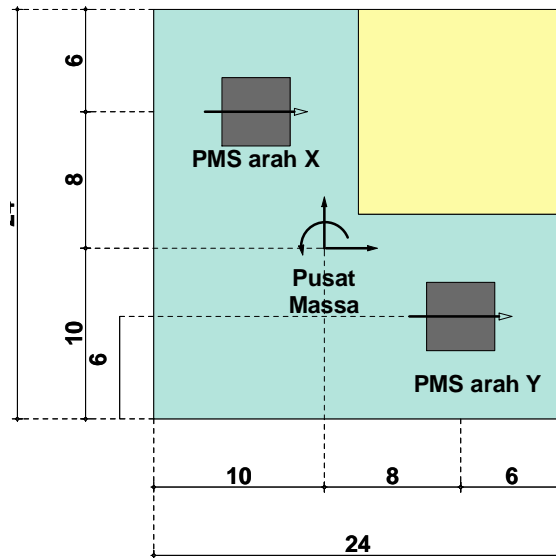
$$x_o = \mathbf{a}_o \mathbf{U}_{3D,n} \dots\dots\dots(4)$$

dengan

$$\mathbf{a}_o = [\cos \alpha_D \quad \sin \alpha_D \quad d_o] \dots\dots\dots(5)$$

dengan  $\alpha_D$  = sudut antara arah perpindahan PMS dan sumbu X global,  $d_o$  = jarak dari dari pusat massa gedung ke garis kerja perpindahan PMS. Selanjutnya persamaan gerak struktur dengan PMS dapat dinyatakan sebagai

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{U}}_s + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{U}}_s + \mathbf{K}_s \mathbf{U}_s = \mathbf{F}_s + \mathbf{e} \ddot{u}_g \dots\dots\dots(6)$$



**Gambar 4.** Peredam massa pada atap gedung, satuan jarak dalam m.

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_1 & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_2 & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ & & & \mathbf{M}_n & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & [m_d] \end{bmatrix}_{(N+n_d) \times (N+n_d)}, \quad \mathbf{K}_s = \hat{\mathbf{K}}_{3D} + \sum \hat{\mathbf{K}}_D,$$

$$\mathbf{F}_s = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_{3D} \\ f_{dx} \\ f_{dy} \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{e} = -\mathbf{M}_s \hat{\mathbf{e}}_o, \quad \mathbf{U}_s = [\mathbf{U}_{3D} \quad \mathbf{u}_{dx} \quad \mathbf{u}_{dy}]^T \quad [\mathbf{m}_d] = \begin{bmatrix} m_{dx} & 0 \\ 0 & m_{dy} \end{bmatrix} \dots (7a-e)$$

di mana  $\hat{\mathbf{K}}_{3D} = (N+n_d) \times (N+n_d)$  matriks kekakuan kontribusi dari  $\mathbf{K}_{3D}$  terhadap matriks kekakuan yang baru,  $N =$  jumlah derajat kebebasan struktur sebelum ada penambahan peredam massa = 27,  $\hat{\mathbf{K}}_D =$  kontribusi PMS terhadap matriks kekakuan yang baru dalam bentuk

$$\mathbf{K}_D = \begin{bmatrix} \mathbf{a}_o^T \mathbf{k}_d \mathbf{a}_o & -\mathbf{a}_o^T \mathbf{k}_d \\ -\mathbf{k}_d \mathbf{a}_o & \mathbf{k}_d \end{bmatrix}_{4 \times 4} \dots (8)$$

Matriks kekakuan dari kontribusi peredam massa  $\mathbf{K}_D$  dengan vektor tujuan yang sesuai dapat dibentuk menjadi  $\hat{\mathbf{K}}_D$ . Dalam hal ini mengingat letak peredam massa, matriks transformasi  $\mathbf{a}_o$  pada pers. (8) untuk masing-masing peredam massa sesuai dengan pers. (5) adalah sebagai berikut

$$\mathbf{a}_{o1} = [1 \ 0 \ -8] \dots (9a)$$

$$\mathbf{a}_{o2} = [1 \ 0 \ 4] \dots (9b)$$

Matriks  $\mathbf{K}_D$  selanjutnya dirakit menjadi  $\hat{\mathbf{K}}_D$  menurut vektor tujuan berikut:

$$\mathbf{id}_1 = [25 \ 26 \ 27 \ 28] \dots (10a)$$

$$\mathbf{id}_2 = [25 \ 26 \ 27 \ 29] \dots (10b)$$

yang menunjukkan bahwa peredam massa 1 berpengaruh pada derajat kebebasan nomor 25, 26, 27 dan 28; sedangkan peredam massa 2 berpengaruh pada derajat kebebasan nomor 25, 26, 27, 29.

### 3. NILAI OPTIMUM PMS

Dalam perencanaan PMS, massa PMS biasanya ditentukan lebih dahulu dengan pertimbangan kemampuannya untuk meredam getaran. Tersedia beberapa metoda yang telah diajukan di antaranya yang cukup populer adalah metoda Den Hartog [3] dan Warburton [7]. Den Hartog meninjau sistem berderajat kebebasan tunggal tanpa redaman yang dikenai oleh beban harmonik pada massa utamanya. Sedangkan model Warburton lebih umum dibandingkan dengan model Den Hartog, karena selain massa utama dianggap mempunyai redaman, beberapa tipe beban juga ditinjau. Dalam hal ini gangguan luar dapat berupa guncangan tanah akibat gempa. Namun model yang ditinjau pada tinjauan tersebut masih merupakan model berderajat kebebasan tunggal. Pada [11] diajukan cara untuk memperoleh nilai optimum PMS dengan metoda algoritma genetik biner. Dengan cara ini, struktur berderajat kebebasan majemuk tidak perlu diubah dulu menjadi model-model berderajat kebebasan tunggal. Dari hasil simulasi, nilai optimum yang diperoleh dari [11] masih memberikan nilai yang lebih baik dibandingkan dengan model Den Hartog dan Warburton. Dalam pustaka [13] dilakukan studi di mana hasil analisis berdasarkan  $H_2$  norm dan  $H_\infty$  norm dibandingkan. Hasil yang diperoleh di antaranya adalah redaman PMS yang diperoleh berdasarkan fungsi obyektif  $H_\infty$  lebih besar nilainya jika dibandingkan dengan hasil

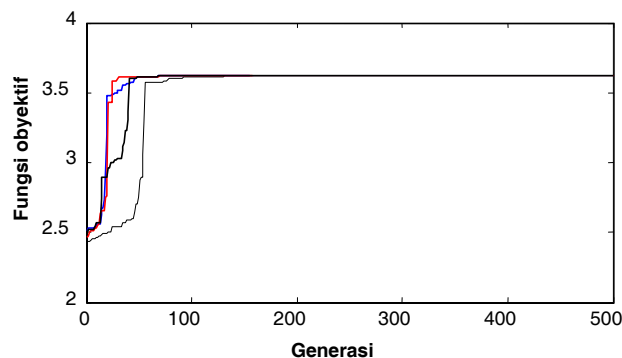
yang diperoleh dengan fungsi obyektif  $H_2$  norm. Tetapi pengurangan respons dari kedua cara hampir sama nilainya.

Dalam tulisan ini ditinjau aplikasi dan metoda untuk mendapatkan parameter optimum PMS pada gedung bertingkat tak simetrik. Parameter PMS dioptimasi dengan metoda algoritma genetik riil (*real coded genetic algorithms*). Berbeda dengan algoritma genetik diskrit, di mana variabel disain dinyatakan sebagai bilangan biner, dalam algoritma genetik riil variabel disain dinyatakan sebagai bilangan riil. Prinsip optimasi pada keduanya adalah sama, yaitu dengan prinsip seleksi natural menurut teori Darwin [16]. Variabel disain mengalami mutasi dan kawin silang untuk mendapatkan individu yang lebih fit, yang dinyatakan dengan besarnya nilai fungsi obyektif. Algoritma genetik riil yang ditinjau dalam tulisan ini mengikuti [14] dan [15] yang telah terbukti dapat memprediksi nilai-nilai optimum tanpa harus mengetahui batas bawah dan batas atas nilai-nilai variabel yang akan dioptimasi. Pada algoritma genetik biner nilai batas atas dan batas bawah harus ditetapkan terlebih dahulu, sehingga ada kemungkinan nilai optimum yang sebenarnya berada di luar batas-batas tersebut. Untuk mendapatkan nilai optimum PMS,  $H_2$  norm fungsi transfer dari guncangan tanah terhadap perpindahan relatif gedung diambil sebagai fungsi obyektifnya. Dalam hal ini beban gempa dikerjakan dalam arah x, dan perpindahan yang diminimumkan adalah perpindahan gedung dalam arah x.

Dalam perencanaan, massa PMS diambil sebesar  $m_{dx} = m_{dy} = 20$  t, sehingga total massa PMS = 40 t. Nilai ini sekitar 3 % dari total massa gedung. Selanjutnya nilai redaman dan kekakuan PMS dijadikan sebagai variabel disain. Karena bentuk geometrik gedung, ditentukan bahwa  $k_{dx} = k_{dy} = k_d$  dan  $c_{dx} = c_{dy} = c_d$ , sehingga jumlah variabel disain hanya dua buah. Empat kali *run* dilakukan untuk mendapatkan parameter optimum PMS dengan nilai awal parameter yang berbeda sebagai berikut:

- (a) *Run* 1: batas atas  $c_d = k_d = 10$ , batas bawah  $c_d = k_d = -10$ ;
- (b) *Run* 2: batas atas  $c_d = k_d = -1$ , batas bawah  $c_d = k_d = -10$ ;
- (c) *Run* 3: batas atas  $c_d = k_d = 100$ , batas bawah  $c_d = k_d = 0$ ;
- (d) *Run* 4: batas atas  $c_d = k_d = -100$ , batas bawah  $c_d = k_d = -1000$ .

Dalam setiap analisis diambil nilai probabilitas mutasi  $p_m = 0.01$  dan probabilitas kawin silang  $p_c = 0.8$ . Jumlah generasi ditetapkan sebanyak 500 generasi. Selain itu pada setiap generasi disisipkan secara random 10 % individu baru menggantikan individu yang ada. *Elitist strategy* di mana individu yang paling fit selalu diambil dalam suatu generasi juga dilakukan dalam analisis ini. Nilai fungsi obyektif dari hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.



**Gambar 5.** Fungsi obyektif sampai generasi ke 500

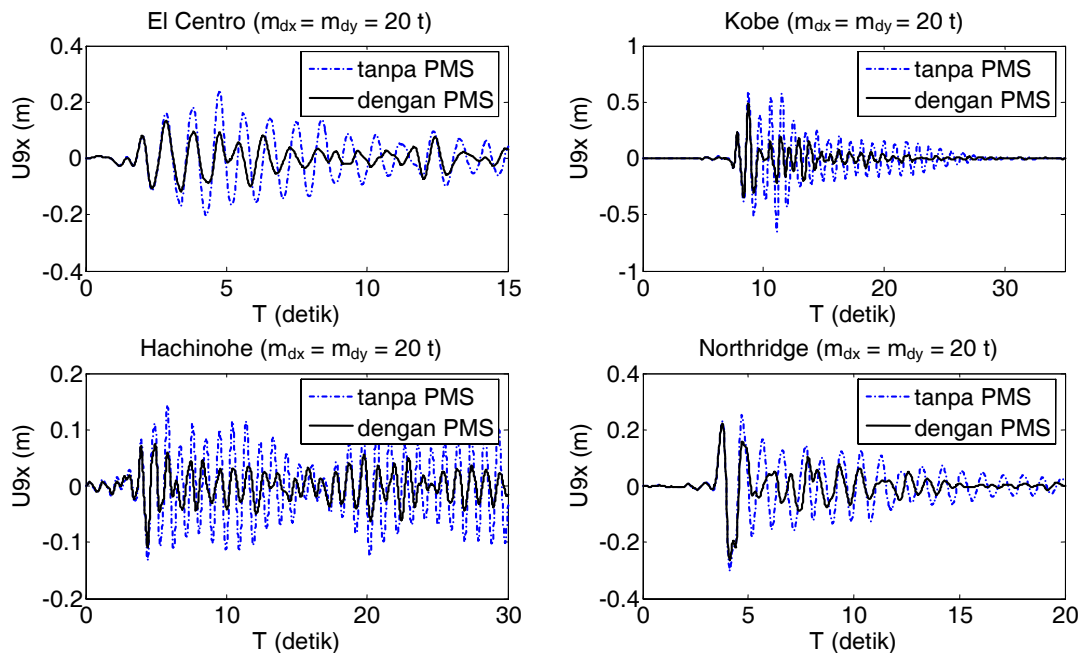
Tampak bahwa setelah kurang dari 200 generasi diperoleh hasil yang konvergen. Hasil optimasi setelah 500 generasi dapat dilihat pada Tabel 1. Dari setiap *run* tampak bahwa parameter PMS yang diperoleh hampir sama. Dari hasil tersebut nilai frekuensi sudut PMS  $\omega_d = 6,284$  rad/det, yaitu kira-kira sebesar 95 % dari frekuensi sudut struktur untuk ragam yang pertama.

**Tabel 1.** Nilai optimum untuk  $m_{dx} = m_{dy} = 20$  t

	<i>Run 1</i>	<i>Run 2</i>	<i>Run 3</i>	<i>Run 4</i>
$c_d$ (kN-det/m)	24,408	24,409	24,415	24,395
$k_d$ (kN/m)	855,15	855,15	855,13	855,22
Fungsi obyektif	3,0286	3,0286	3,0286	3,0286
$\omega_d$ (rad/detik)	6,539	6,539	6,539	6,539

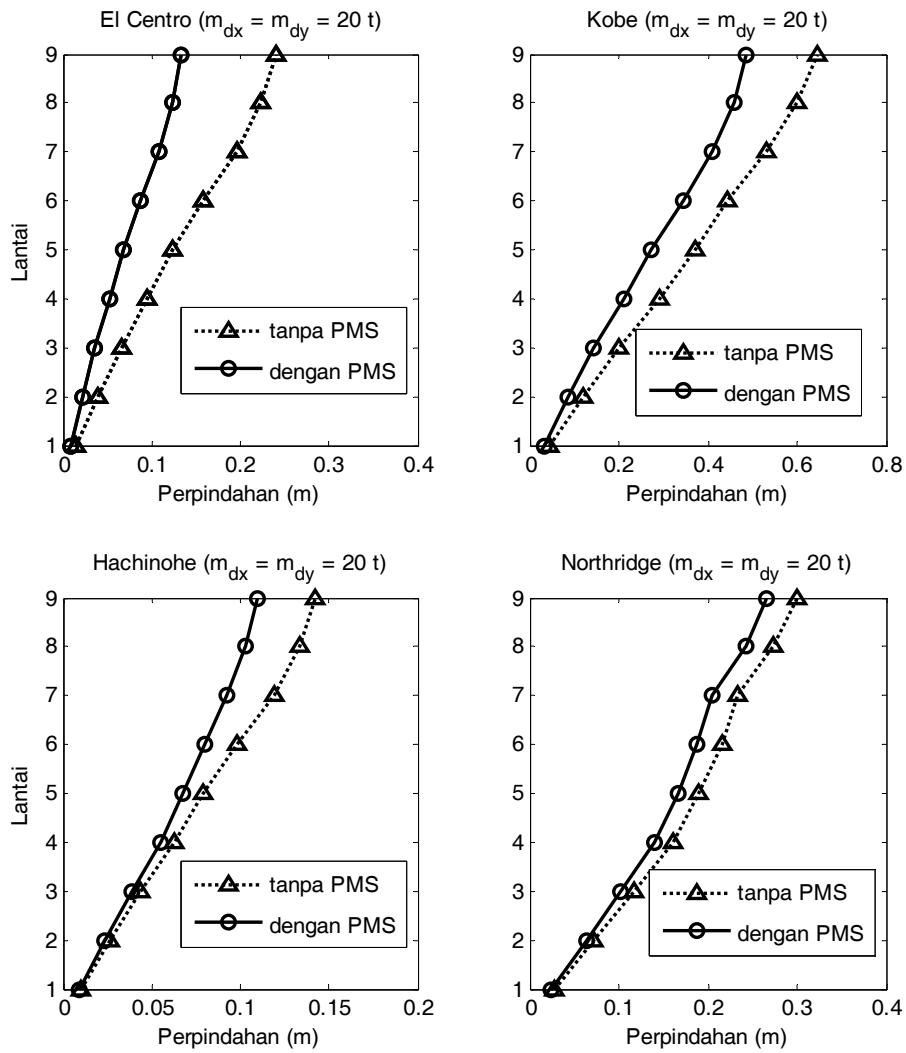
#### 4. RESPONS AKIBAT BERBAGAI REKAMAN GEMPA

Pada struktur selanjutnya dikerjakan berbagai rekaman gempa yang tersedia yaitu gempa El Centro 1940 NS, gempa Kobe NS 1995, gempa Hachinohe 1968 dan gempa Northridge 1994. Gempa dikerjakan dalam arah x global. Hasil analisis ditunjukkan pada Gambar. 6 untuk perpindahan lantai 9. Dari Gambar. 6, tampak bahwa PMS yang direncanakan cukup efektif untuk mengurangi pengaruh guncangan tanah akibat gempa yang ditinjau.



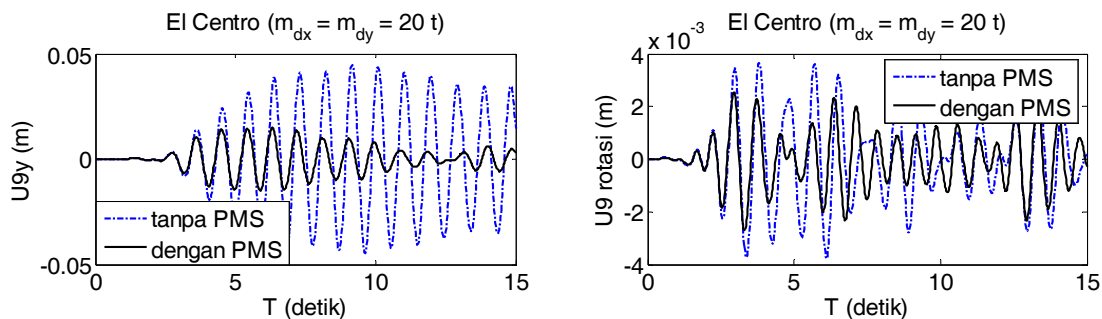
**Gambar 6.** Perpindahan lantai 9 arah x oleh berbagai gempa (garis putus-putus = tanpa PMS, garis penuh = dengan PMS)

Perpindahan maksimum lantai sepanjang tinggi gedung selanjutnya digambarkan pada Gambar. 7 untuk 4 rekaman gempa yang ditinjau. Dari Gambar. 7 terlihat bahwa perpindahan lantai-lantai dapat direduksi dengan adanya penambahan PMS ini.



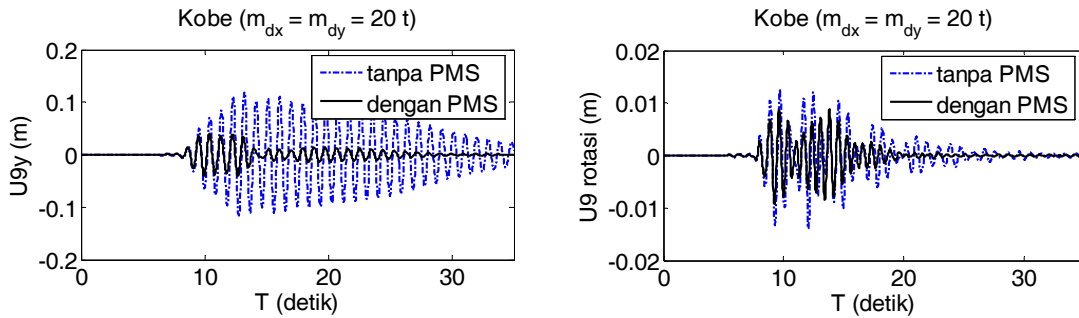
**Gambar 7.** Perpindahan maksimum arah x sepanjang tinggi gedung

Untuk mengetahui pengaruh PMS terhadap respons dalam arah tegak lurus datangnya gempa serta pengaruh PMS terhadap rotasi lantai, dilakukan analisis untuk keempat gempa yang ditinjau. Hasil simulasi hanya digambarkan untuk gempa El Centro dan Kobe seperti terlihat pada Gambar. 8 dan 9.



**Gambar 8.** Perpindahan arah-y dan rotasi lantai 9 oleh gempa El Centro





**Gambar 9.** Perpindahan arah y dan rotasi lantai 9 oleh gempa Kobe

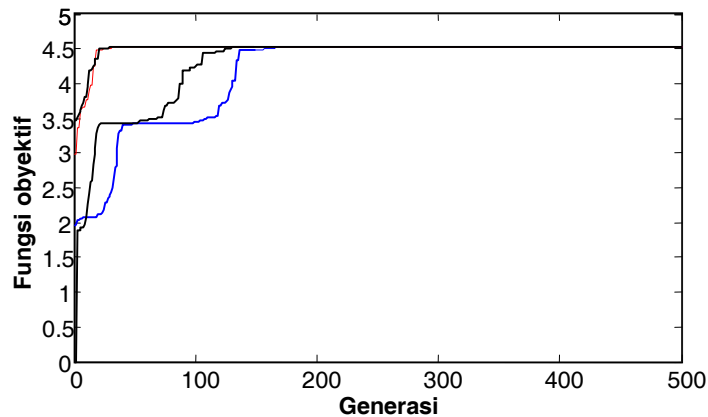
### 5. PENGARUH MASSA PMS

Jika diinginkan pengurangan respons yang lebih besar, maka massa PMS dapat diperbesar. Dalam hal ini misal diambil massa PMS sebesar  $m_{dx} = m_{dy} = 67,5$  t. Total massa PMS kira-kira sebesar 10 % dari total massa gedung.

Algoritma genetik riil digunakan 4 (empat) kali untuk mendapatkan nilai optimum dari PMS dengan nilai awal yang berbeda seperti sebelumnya. Hasil analisis fungsi obyektif untuk setiap generasi ditunjukkan pada Gambar. 10, sedangkan nilai optimum PMS dapat dilihat pada Tabel 2. Frekuensi lingkaran alami PMS dalam hal ini kira-kira 82 % frekuensi lingkaran alami ragam pertama struktur.

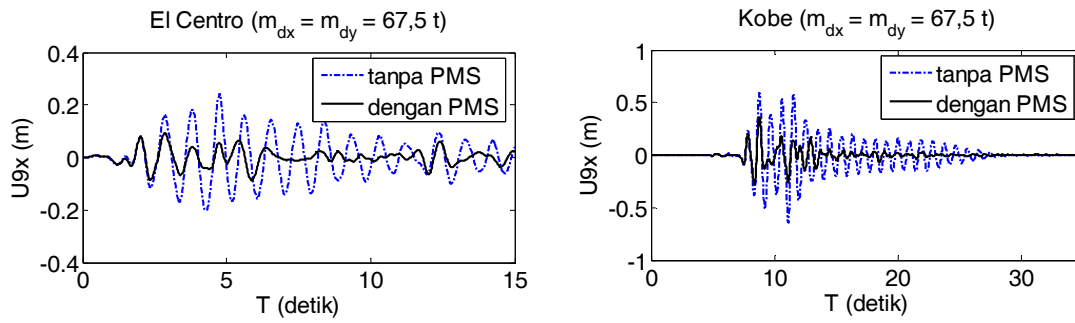
**Tabel 2.** Parameter optimum PMS untuk  $m_{dx} = m_{dy} = 67,5$  t

	<i>Run 1</i>	<i>Run 2</i>	<i>Run 3</i>	<i>Run 4</i>
$c_d$ (kN-det.m)	191,34	191,40	191,65	191,39
$k_d$ (kN/m)	1994,81	1995,47	1992,87	1995,04
Fungsi obyektif	4,5246	4,5246	4,5246	4,5246
$\omega_d$ (rad/detik)	5,436	5,437	5,432	5,436



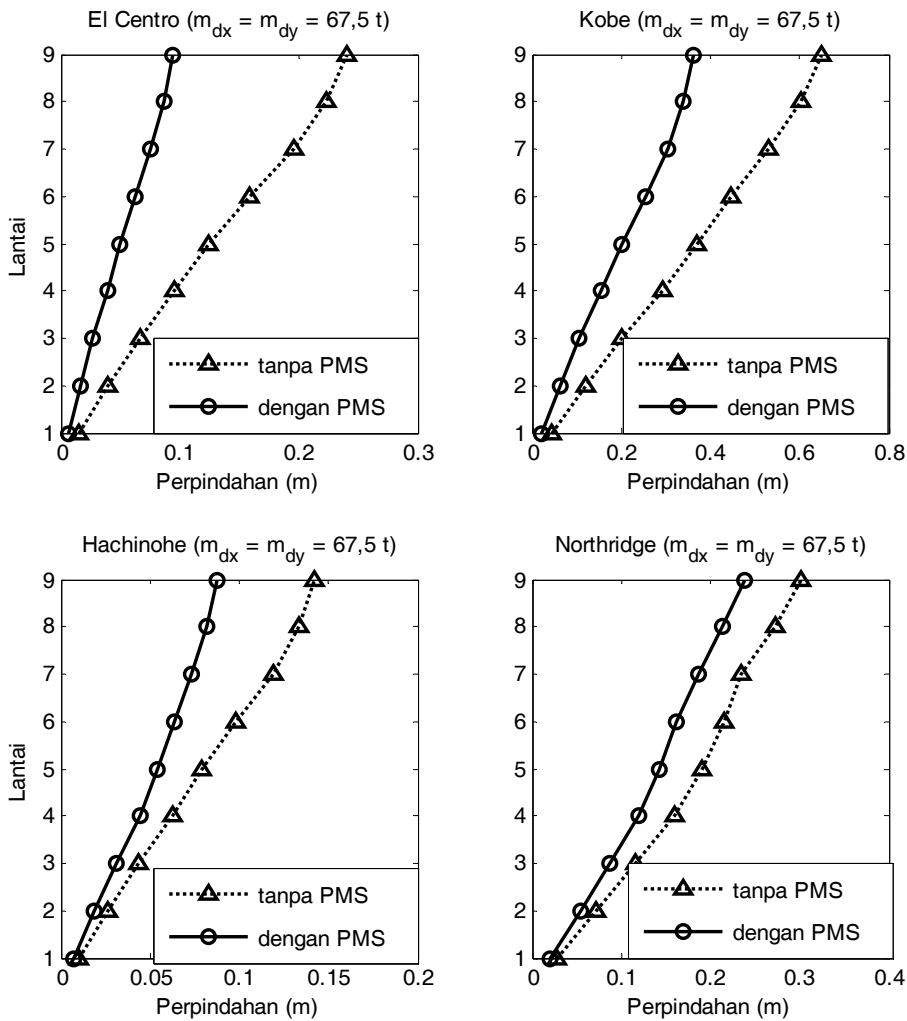
**Gambar 10.** Fungsi obyektif sampai generasi ke 500 untuk  $m_{dx} = m_{dy} = 67,5$  t

Untuk mengetahui efektivitas pengaruh massa PMS terhadap respons struktur dilakukan simulasi pada gedung yang ditinjau. Simulasi dilakukan hanya terhadap gempa El Centro 1940 NS dan gempa Kobe 1995. Respons struktur dapat dilihat pada Gambar. 11.



**Gambar 11.** Perpindahan arah x lantai 9 oleh gempa El Centro dan Kobe untuk  $m_{dx} = m_{dy} = 67,5$  t

Respons maksimum gedung setiap lantai ditunjukkan pada Gambar. 12 untuk berbagai rekaman gempa yang ditinjau. Jika Gambar 12 dibandingkan dengan Gambar. 7, tampak bahwa terjadi pengurangan respons yang lebih besar jika massa PMS ditambah. Jika ingin diperoleh pengurangan respons struktur yang lebih besar lagi, maka teknik kontrol getaran secara aktif dapat dilakukan. Salah satu teknik kontrol getaran secara aktif misalnya dapat digunakan metoda yang dibahas dalam [17] dan [18].



**Gambar 12.** Perpindahan maksimum arah x sepanjang tinggi gedung untuk  $m_{dx} = m_{dy} = 67,5$  t

## 6. KESIMPULAN

Aplikasi peredam massa selaras (PMS) atau yang dikenal dengan *tuned mass damper* (TMD) untuk gedung bertingkat tinggi tak simetrik telah dibahas dalam tulisan ini. Nilai optimum diperoleh dengan algoritma genetik riil di mana bilangan riil digunakan sebagai variabel disainnya. Fungsi obyektif yang digunakan dalam tulisan ini adalah  $H_2$  norm fungsi transfer dari guncangan tanah terhadap perpindahan struktur. Dari simulasi numerik yang dilakukan terhadap berbagai rekaman gempa, yaitu gempa El Centro 1940 NS, gempa Kobe 1995, gempa Hachinohe 1968 dan gempa Northridge 1994, terlihat bahwa PMS dengan massa sekitar 3 % dari total massa gedung dapat mengurangi respons struktur akibat gempa tersebut. Jika diinginkan pengurangan respons yang besar maka massa PMS dapat ditambah atau dilakukan dengan teknik kontrol getaran secara aktif.

## 7. DAFTAR PUSTAKA

1. Connor, J. J. and Klink, B. S. A. (1996), *Introduction to motion based design*. Computation Mechanics Publications, Southampton, U. K.
2. Soong, T. T. and Dargush, G. F. (1997), *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. John Wiley & Sons, Chichester, England.
3. Den Hartog, J. P. (1947), *Mechanical vibrations*. McGraw-Hill Book Company, NY.
4. Bishop, R. E. D. and Welbourn, D. B. (1952), "The problem of the dynamic vibration absorber." *Engineering*, London, Vol. 174, 769.
5. Thompson, A. G. (1981). "Optimum tuning and damping of a dynamic vibration absorber applied to a force excited and damped primary system." *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 11, 403-415.
6. Warburton, G. B. and Ayorinde, E. O. (1980), "Optimum absorber parameters for simple systems." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, 197-217.
7. Warburton, G. B. (1982), "Optimal. absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, 381-401.
8. Rana, R. and Soong, T. T. (1998), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers". *Engineering Structures*, Vol. 20, No.3, 193-204.
9. Chang, C. C. (1999), "Mass dampers and their optimal designs for building vibration control". *Engineering Structures*, Vol. 21, 454-463.
10. Chang, C. C. and Qu, W. L. (1998), "Unified dynamic absorber design formulas for wind-induced vibration control of tall buildings." *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 7, 147-166.
11. Hadi, M. N. S. and Arfiadi, Y. (1998), "Optimum design of absorber for MDOF structures". *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, 124(11),1272-1280.
12. Lee, C. L., Chen, Y.T., Chung, L.L., Wang, Y.P (2006), "Optimal design theories and applications of tuned mass dampers". *Engineering Structures*, 28, 43-53.

13. Arfiadi, Y. (2005), "Comparative study of GA-H2 and GA-H $\infty$  control methods of tuned mass dampers". *Wahana Teknik*, Vol. 7, No.3, 143-211.
14. Arfiadi, Y. (2000), "Optimal passive and active control mechanisms for seismically excited buildings". *Ph.D. thesis*, Faculty of Engineering, University of Wollongong
15. Arfiadi, Y. and Hadi, M.N.S. (2000), "Passive and active control of three dimensional buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,19, 377-396.
16. Holland, J. H. (1992), *Adaptation in natural and artificial systems*. MIT Press, Mass.
17. Arfiadi, Y. and Hadi, MNS. (2006), "Continuous bounded controller for active control of structures". *The International Journal of Computers and Structures* Vol. 84, 798-807
18. Arfiadi, Y and Hadi, M. N. S. (2001), "Optimal direct (static) output feedback controller using genetic algorithms". *International Journal of Computer and Structures*, Vol. 79 No. 17, 1625-1634.