

# PERILAKU STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT YANG BERBENTURAN AKIBAT BEBAN DINAMIK

Reni Suryanita\*

\*) Staff Dosen Jurusan Teknik Sipil Universitas Riau  
*reni@unri.ac.id*

## ABSTRACT

Ground excitation on two buildings can cause pounding if the gap between them is not enough for their free vibration response. Pounding can cause amplification of internal forces of the response structure elements and impact force at the contact zone that usually have not calculated yet in the preliminary design. Therefore, it can cause damage and failure of the building. The two buildings are modeled as MDOF discrete. To release the bounding between the degree of freedom, the dynamic analysis is carried out by modal superposition method, then the analysis is continued by numerical analysis by Runge Kutta method. The parameters of study are mass of the model, stiffness of the model, pounding stiffness, and the initial gap between the buildings. The result of study, shows that the pounding force will increase as the initial gap between the buildings is decrease. Minimum gap between the buildings to avoid pounding is less than the relative maximum of total absolute value range of the both buildings under designed earthquake force. Therefore, by knowing minimum gap between buildings so the pounding can be avoided.

**Key words:** *Degree of freedom, MDOF discrete, modal analysis, Runge-Kutta, pounding force, structural respond, gap.*

## PENDAHULUAN

Semakin terbatasnya lahan di perkotaan mengakibatkan kecenderungan pembangunan dibuat bertingkat dan sering dijumpai bangunan saling berdekatan dengan celah (*gap*) yang cukup kecil. Celah yang kecil antar bangunan tidak mencukupi untuk terjadinya respons getaran bebas saat bangunan menerima beban dinamik seperti beban gempa.

Benturan antar bangunan dapat menimbulkan amplifikasi gaya-gaya dalam pada elemen struktur, yang biasanya pada perencanaan awal belum diperhitungkan. Gaya-gaya dalam tambahan akibat benturan tersebut sangat dipengaruhi oleh karakteristik dinamis dari kedua bangunan seperti massa dan kekakuan bangunan dan juga dipengaruhi oleh jarak antar bangunan. Dengan kombinasi variabel-variabel di atas, akan ditinjau apakah bangunan tersebut mengalami benturan atau tidak. Untuk itu dalam perencanaan struktur daerah rawan gempa seperti Indonesia., celah antar bangunan perlu diperhatikan dengan mengikutsertakan beban gempa sebagai beban rencana. Menurut Darmawan, dkk (1995) celah antar bangunan yang cukup kecil dapat menyebabkan terjadinya benturan antar bangunan. Secara umum benturan antar bangunan dihasilkan oleh defleksi yang berlebihan dari bangunan yang berdekatan yang dapat mengakibatkan kerusakan struktural maupun nonstruktural dari bangunan tersebut.

Kerusakan bangunan akibat benturan pernah terjadi di Mexico tahun 1985. Gempa

Mexico telah menyebabkan kerusakan 330 bangunan dimana 40% diantaranya diakibatkan oleh benturan dan 15% diantaranya mengalami keruntuhan bangunan. Kerusakan akibat benturan juga pernah dicatat pada gempa San Fernando tahun 1971 dan gempa Loma Prieta tahun 1989.

Dari catatan gempa yang pernah terjadi di atas dapat diketahui bahwa benturan dua bangunan bertingkat yang saling berdekatan dapat berakibat fatal, karena itu diperlukan suatu kajian struktural bangunan akibat benturan tersebut. Tulisan ini bertujuan untuk menganalisa respon struktur yang dihasilkan dari dua bangunan bertingkat yang saling berdekatan guna mengetahui pengaruh parameter dinamik bangunan dan celah (*gap*) antar bangunan terhadap perilaku struktur. Dengan demikian jarak antar bangunan dapat direncanakan sedemikian rupa untuk menghindari benturan yang terjadi.

## Tinjauan Pustaka

Analisa beban dinamik dalam perencanaan struktur perlu diikutsertakan untuk mengantisipasi kemungkinan terjadinya gempa kuat yang dapat menimbulkan kerusakan dan keruntuhan bangunan.

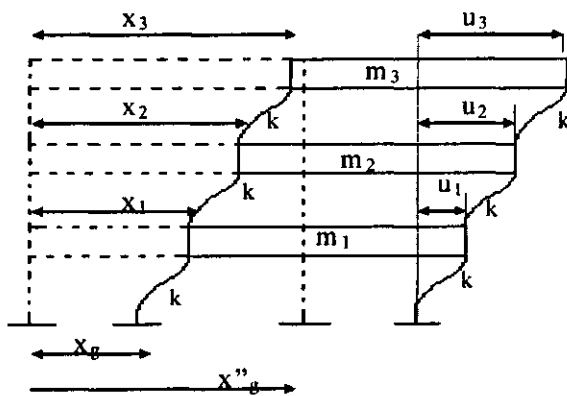
Pada dasarnya struktur suatu bangunan merupakan suatu sistem yang menerus (*continuous*) yang mempunyai derajat kebebasan tak berhingga sehingga solusi persamaan gerak dinamisnya menjadi sangat kompleks. Karena itu untuk mempermudah dalam menganalisis, struktur suatu bangunan

dimodelkan menjadi suatu sistem diskret (*discrete*) dengan massa sepanjang elemen balok (*Consistent Mass*)

Persamaan gerak dinamis di bawah gaya gempa dapat menimbulkan gaya luar berupa eksitasi pada tumpuan struktur. Bangunan bertingkat merupakan struktur dengan system struktur berderajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom, MDOF*). Bangunan dengan sistem MDOF diskret merupakan bangunan dengan penyusunan matriks-matriks sistemnya diperoleh dari perhitungan matriks-matriks elemen (matriks massa dan kekakuan). Persamaan gerak dinamis untuk sistem MDOF dapat dinyatakan dalam bentuk sebagai berikut:

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} &= \{0\} \\ [M]\{\ddot{x} + \ddot{x}_g\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} &= \{0\} \\ [M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} &= -[M]\{\ddot{x}_g\} \quad (1) \end{aligned}$$

dimana  $[M]$ ,  $[C]$  dan  $[K]$  masing-masing merupakan matriks massa, matriks redaman dan matriks kekakuan dari bangunan struktur, sedangkan  $\{\ddot{x}\}_i$ ,  $\{\ddot{x}\}_g$ , dan  $\{\ddot{x}\}$  masing-masing adalah percepatan absolut massa, percepatan gempa dan percepatan relatif struktur terhadap tumpuan.



Gambar 1. Pemodelan Struktur Bangunan MDOF Sistem *Consistent Mass* di bawah Beban Gempa

Dengan memperhatikan Gambar 1., persamaan gerak dinamis Persamaan (1) dapat dituliskan dalam bentuk matriks berikut :

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix} \quad (2) \end{aligned}$$

Perpindahan struktur, kecepatan dan percepatan yang dihasilkan masing-masing dinyatakan dengan,

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_g \\ x_g \\ x_g \end{Bmatrix};$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{x}_g \\ \dot{x}_g \\ \dot{x}_g \end{Bmatrix}; \quad (3)$$

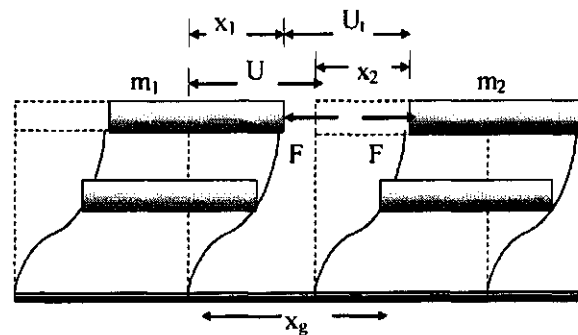
$$\begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_g \end{Bmatrix}$$

Untuk mendapatkan respon struktur yang diinginkan, Persamaan (1) di atas dapat diselesaikan dengan metode Runge-Kutta orde keempat.

Analisa dinamik benturan dua bangunan struktur yang berjarak  $U_0$  dengan persamaan gerak dinamis pada Persamaan (1) untuk masing-masing struktur akan terjadi jika jarak relatif kedua bangunan tersebut pada waktu  $t$  tertentu ( $U_t$ ) menjadi nol atau negatif.

Benturan terjadi pada zona kontak lantai bangunan yang saling berdekatan. Pada saat terjadinya benturan, pada zona kontak kedua bangunan tersebut akan timbul suatu gaya tumbukan  $F_c$  yang bekerja dalam arah saling berlawanan satu terhadap yang lainnya seperti yang terlihat pada Gambar 2.

Perilaku dinamis zona kontak biasanya disimulasikan dengan model matematis yaitu model rheologi. Dalam analisis ini model rheologi yang digunakan berupa pegas elastis linier dan besarnya gaya tumbukan berkaitan dengan perpindahan dari zona kontak saja.



Gambar 2. Model gerakan bangunan yang saling berdekatan dengan sistem MDOF di bawah beban gempa

Pada Gambar 2 dapat dilihat bahwa benturan akan terjadi jika harga  $U_t \leq 0$ , dengan :

$$U_t = (U_0 + x_2 - x_1); \quad (4)$$

di mana  $U_t$  adalah jarak antara setiap saat dengan  $i$  merupakan indeks massa ke- $i$ . Dengan demikian persamaan dinamik struktur MDOF yang mengalami benturan adalah sebagai berikut:

Bangunan 1 :

$$[M]_1 \{\ddot{x}\} + [K]_1 \{x\}_1 + \{F_c\} = \{F(t)\}_1$$

Bangunan 2 :

$$[M]_2 \{\ddot{x}\} + [K]_2 \{x\}_2 - \{F_c\} = \{F(t)\}_2 \quad (5)$$

dimana indeks 1 dan 2 menunjukkan bangunan struktur pertama dan kedua sedangkan  $\{F_c\}$  merupakan vektor gaya tumbukan dari dua bangunan struktur MDOF. Gaya tumbukan  $F_c$  dapat dinyatakan dengan,

$$\{F_c\}_i = -(Kb)_i U_i \quad (6)$$

dimana  $(Kb)$  merupakan kekakuan benturan dari dua struktur bangunan.

Dengan mensubstitusikan persamaan (6) dan (1) ke persamaan (5), didapatkan persamaan dinamik struktur MDOF saat berbenturan menjadi persamaan berikut:

Bangunan 1:

$$[M]_1 \{\ddot{x}\}_1 + [K]_1 \{x\}_1 + [Kb]_1 \{U_0\} + \{x\}_2 - \{x\}_1 = \{F(t)\}_1$$

Bangunan 2:

$$[M]_2 \{\ddot{x}\}_2 + [K]_2 \{x\}_2 + [Kb]_2 \{-U_0\} + \{x\}_1 - \{x\}_2 = \{F(t)\}_2 \quad (7)$$

Dalam persamaan (7) terlihat bahwa persamaan bangunan 1 dan bangunan 2 saling terkait. Oleh karena itu persamaan (7) dapat digabungkan sebagai berikut.

$$\begin{bmatrix} [M]_1 & 0 \\ 0 & [M]_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{x}\}_1 \\ \{\ddot{x}\}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K]_1 + [Kb]_1 & -[Kb]_1 \\ -[Kb]_2 & [K]_2 + [Kb]_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x\}_1 \\ \{x\}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F(t)\}_1 \\ \{F(t)\}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [Kb]_1 & 0 \\ 0 & -[Kb]_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{U_0\}_1 \\ \{U_0\}_2 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

Studi pustaka tentang masalah benturan bangunan ini belum banyak ditekuni J.P Wolf & P.E. Skrikerud (1979) telah melakukan studi simulasi untuk kasus tumbukan yang lebih bersifat mekanik, dimana bangunannya dimisalkan dengan sebuah massa  $m$  dan perilaku dinamik zona kontak disimulasikan dengan menggunakan model *Kelvin-voigt*. Demikian juga Anagnostopoulos, S.A. (1988) menggunakan model *Kelvin-voigt* untuk menstimulasikan perilaku dinamik zona kontak untuk studi simulasi benturan dua bangunan. Sedangkan J.R. Tao, dkk menggunakan koefisien restitusi kecepatan  $e$  yang konstan

untuk memodelkan perilaku zona kontak dari dua bangunan. (Butt, dkk, 1997)

Papadrakakis, dkk, (1996) telah mengembangkan simulasi benturan bangunan dengan 2 dimensi (2D) dan 3 dimensi (3D) dari dua dan tiga bangunan yang saling berdekatan. Sehingga dapat diperkirakan deformasi terhadap torsi dari dua bangunan yang saling berdekatan pada saat menerima beban gempa.

## METODOLOGI PENELITIAN

Dalam tulisan ini studi analisis dilakukan terhadap 2 model portal. Masing-masing portal dimodelkan sebagai bangunan struktur MDOF diskret dua dimensi yang mempunyai derajat kebebasan sama. Dalam analisis ini, pengaruh kekakuan balok dianggap berhingga. Parameter dinamik dari struktur bangunan yang akan divariasikan dalam analisis adalah massa bangunan, kekakuan bangunan dan gap antar dua bangunan. Zona kontak dalam studi analisis ini diasumsikan bersifat elastis sehingga tidak terjadi disipasi energi. Untuk itu zona kontak dimodelkan sebagai elemen pegas.

Gaya eksitasi yang bekerja pada bangunan mempunyai perbedaan waktu (*delay*) antara eksitasi yang bekerja pada satu bangunan dengan bangunan yang berikutnya. Beda phase ini dikarenakan pergerakan eksitasi bersifat merambat dan terdapat jarak (*gap*) antara kedua bangunan tersebut. Besarnya perbedaan waktu tersebut dapat dianggap sama dengan jarak antara kedua bangunan (*center to center*) dibagi dengan kecepatan perambatan gelombang gempa pada tanah. Gaya eksitasi yang diberikan, dalam analisis ini berupa data beban gempa El Centro 1940 dan beban harmonik.

Solusi persamaan gerak dinamis dua bangunan yang mengalami benturan tidak mudah jika dipecahkan secara eksak, karena itu digunakan metoda numerik.

Perhitungan dapat diperlakukan sebagai persamaan gerak dinamis dengan menganggap bahwa gaya bentur sebagai gaya luar dan melibatkan harga perbedaan waktu,  $dt$ . Analisa tersebut berlangsung hingga setelah terjadi benturan ( $t_{lepas}$ ) di mana terdapat kondisi harga  $U_i > 0$ .

Penyelesaian persamaan gerak dinamis dua bangunan yang berdekatan akibat beban gempa dapat dijelaskan sebagai berikut:

Persamaan gerak dinamis untuk kedua bangunan :

Bangunan 1 =

$$[M]_1 \{\ddot{x}\}_1 + [C]_1 \{\dot{x}\}_1 + \{[K]_1 + [Kb]\} \{x\}_1 - [Kb] \{x\}_2 = -[M]_1 \{\ddot{x}_g\} + [Kb] \{U_0\}$$

Bangunan 2 =

$$[M]_2 \{\ddot{x}\}_2 + [C]_2 \{\dot{x}\}_2 + \{[K]_2 + [Kb]\} \{x\}_2 - [Kb] \{x\}_1 = -[M]_2 \{\ddot{x}_g\} + [Kb] \{U_0\}$$

Proses perhitungan dengan menggunakan metode Runge-Kutta :

Bangunan 1 =

$$F_1(T, X, \dot{X}) = \{\ddot{x}_1\} = -2\xi_1\omega_1\{\dot{x}\}_1 - (\omega_1^2 + \frac{[Kb]}{[M]_1})\{x\}_1 + \frac{[Kb]}{[M]_1}\{x\}_2 + F_1(t)$$

dengan  $F_1(t) = -\{\ddot{x}_g\} + \frac{[Kb]}{[M]_1}\{U_0\}$

Bangunan 2 =

$$F_2(T, X, \dot{X}) = \{\ddot{x}_2\} = -2\xi_2\omega_2\{\dot{x}\}_2 - (\omega_2^2 + \frac{[Kb]}{[M]_2})\{x\}_2 + \frac{[Kb]}{[M]_2}\{x\}_1 + F_2(t)$$

dengan  $F_2(t) = -\{\ddot{x}_g\} - \frac{[Kb]}{[M]_2}\{U_0\}$

Penyelesaian metode Runge Kutta sebagai berikut:

Pada tahap pertama:

$$T = t_{i-1}$$

$$X1 = x1(i-1)$$

$$X2 = x2(i-1)$$

$$\dot{X} 1 = \dot{x} 1(i-1)$$

$$\dot{X} 2 = \dot{x} 2(i-1)$$

Bangunan 1:

$$Ak11 = \Delta t * F_1(T, X1, \dot{X} 1)$$

Bangunan 2:

$$Ak12 = \Delta t * F_2(T, X2, \dot{X} 2)$$

Pada tahap kedua:

$$T = t_{i-1} + \Delta t / 2$$

$$X1 = x1(i-1) + \Delta t / 2 * \dot{X} 1$$

$$X2 = x2(i-1) + \Delta t / 2 * \dot{X} 2$$

$$\dot{X} 1 = \dot{x} 1(i-1) + Ak11 / 2$$

$$\dot{X} 2 = \dot{x} 2(i-1) + Ak12 / 2$$

Bangunan 1:

$$Ak21 = \Delta t * F_1(T, X1, \dot{X} 1)$$

Bangunan 2:

$$Ak22 = \Delta t * F_2(T, X2, \dot{X} 2)$$

Pada tahap ketiga:

$$T = t_{i-1} + \Delta t / 2$$

$$X1 = x1(i-1) + \Delta t * (\dot{X} 1 / 2 + Ak11 / 4)$$

$$X2 = x2(i-1) + \Delta t * (\dot{X} 2 / 2 + Ak12 / 4)$$

$$\dot{X} 1 = \dot{x} 1(i-1) + Ak21 / 2$$

$$\dot{X} 2 = \dot{x} 2(i-1) + Ak22 / 2$$

Bangunan 1:

$$Ak31 = \Delta t * F_1(T, X1, \dot{X} 1)$$

Bangunan 2:

$$Ak32 = \Delta t * F_2(T, X2, \dot{X} 2)$$

Pada tahap keempat:

$$T = t_{i-1} + \Delta t$$

$$X1 = x1(i-1) + \Delta t * (\dot{X} 1 + Ak21 / 2)$$

$$X2 = x2(i-1) + \Delta t * (\dot{X} 2 + Ak22 / 2)$$

$$\dot{X} 1 = \dot{x} 1(i-1) + Ak31$$

$$\dot{X} 2 = \dot{x} 2(i-1) + Ak32$$

Bangunan 1:

$$Ak41 = \Delta t * F_1(T, X1, \dot{X} 1)$$

Bangunan 2:

$$Ak42 = \Delta t * F_2(T, X2, \dot{X} 2)$$

Sehingga diperoleh nilai perpindahan dan kecepatan dari dua bangunan yang berdekatan tersebut.

Perpindahan :

Bangunan 1 =

$$\{x\}_1(i) = \{x\}_1(i-1) + \Delta t *$$

$$\left[ \{\dot{x}\}_1(i-1) + \frac{1}{6}(Ak11 + Ak21 + Ak31) \right]$$

Bangunan 2 =

$$\{x\}_2(i) = \{x\}_2(i-1) + \Delta t *$$

$$\left[ \{\dot{x}\}_2(i-1) + \frac{1}{6}(Ak12 + Ak22 + Ak32) \right]$$

Kecepatan :

Bangunan 1 =

$$\{\dot{x}\}_1(i) = \{\dot{x}\}_1 + (Ak11 + 2Ak21 + 2Ak31 + Ak41) / 6$$

Bangunan 2 =

$$\{\dot{x}\}_2(i) = \{\dot{x}\}_2 + (Ak12 + 2Ak22 + 2Ak32 + Ak42) / 6$$

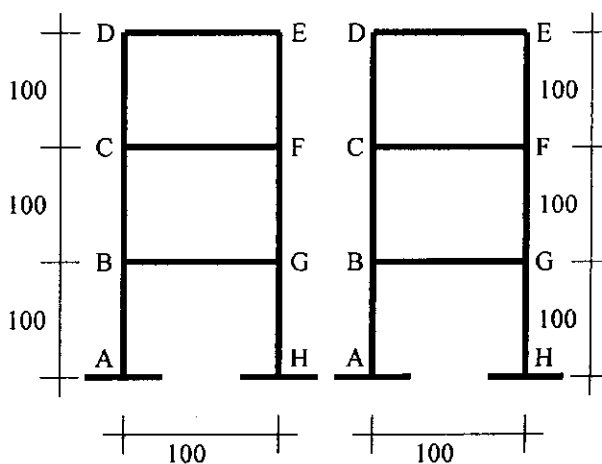
## HASIL DAN PEMBAHASAN

### Studi Kasus dan Analisa Pembahasan

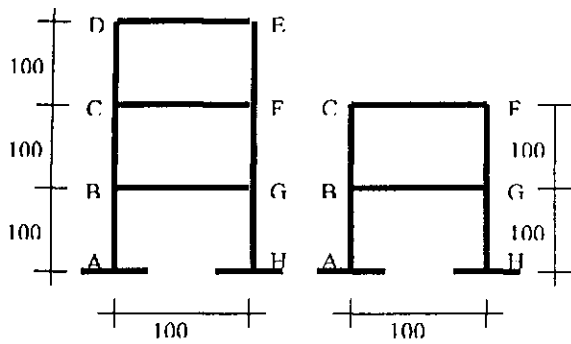
Dalam penelitian ini model bangunan yang digunakan berupa bangunan portal bertingkat. Benturan yang terjadi di asumsikan untuk dua bangunan yang saling berdekatan dengan derajat kebebasan sama dan dua bangunan dengan derajat kebebasan berbeda.

Parameter model tersebut adalah sebagai berikut:

Modulus , E	= 2.1. E+5 kg/cm <sup>2</sup>
bj beton, $\gamma_{beton}$	= 2.4 E-3 kg/cm <sup>3</sup>
Gaya gravitasi, g	= 980 cm/s <sup>2</sup>



Gambar 3. Susunan model bangunan M1-2, M1-3, M1-4 dengan satuan cm(3 DOF-3 DOF)



Gambar 4. Susunan model bangunan M1-2 dengan satuan cm (3 DOF-2 DOF)

Dalam penelitian ini studi kasus model bangunan pertama merupakan susunan model yang berderajat kebebasan sama yaitu 3 dof. Susunan model ini diatur sedemikian rupa dengan mengambil model 1 sebagai acuan. Sehingga didapatkan 3 pola benturan yaitu benturan antara model 1 dengan model 2, model 1 dengan model 3, dan model 1 dengan model 4. Susunan model benturan kedua merupakan susunan model benturan yang memiliki derajat kebebasan struktur berbeda, yaitu benturan antara model 1 (3 DOF) dengan model 2 (2 DOF).

Satuan yang digunakan dalam analisis perhitungan adalah, kg untuk satuan berat, cm untuk satuan panjang dan detik (s) untuk satuan waktu. Parameter yang divariasikan adalah massa struktur. Parameter masing-masing model dapat dilihat pada Tabel 1 dan Tabel 2 untuk bangunan bertingkat sama dan Tabel 3 dan Tabel 4 untuk bangunan dengan tingkat berbeda.

Tabel 1. Parameter dinamis model bangunan untuk derajat kebebasan sama (3 DOF-3 DOF)

Parameter	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
Balok lt. 1 (cm)	9 x 12	9 x 10	9 x 10	9 x 10
Balok lt. 2 (cm)	8 x 12	8 x 10	8 x 10	8 x 10
Balok lt. 3 (cm)	8 x 12	8 x 10	8 x 10	8 x 10
Kolom (cm)	10 x 10	10 x 10	10 x 10	10 x 10
Massa blk.lt.1 (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.206	0.202	0.801	0.081
Massa blk.lt.2 (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.203	0.199	0.799	0.076
Massa blk.lt.3 (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.203	0.199	0.799	0.076
Massa kolom (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.024	0.024	0.024	0.024
Periode, T	0.164	0.18	0.187	0.166

Tabel 2. Parameter kekakuan bentur (3 DOF-3 DOF)

Model benturan	Kb lt.1, kg/cm	Kb lt.2, kg/cm	Kb lt.3, kg/cm
Model 1-2 (M1-2)	226800	183272.727	183272.727
Model 1-3 (M1-3)	226800	183272.727	183272.727
Model 1-4 (M1-4)	226800	183272.727	183272.727

Tabel 3. Parameter dinamis model bangunan untuk derajat kebebasan berbeda (3 DOF-2 DOF)

Parameter	Model 1	Model 2
Balok lt. 1 (cm)	9 x 12	8 x 10
Balok lt. 2 (cm)	8 x 12	8 x 10
Balok lt. 3 (cm)	8 x 12	-
Kolom (cm)	10 x 10	10 x 10
Massa blk.lt.1 (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.206	0.109
Massa blk.lt.2 (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.203	0.036
Massa blk.lt.3 (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.203	-
Massa kolom (kg.s <sup>2</sup> /cm)	0.024	0.024
Koefisien redaman (%)	0	0
Periode, T dominan (s)	0.164	0.12

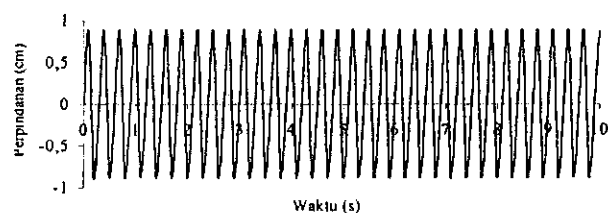
Tabel 4. Parameter kekakuan bentur (3 DOF-2 DOF)

Model benturan	Kb lt.1, kg/cm	Kb lt.2, kg/cm
Model 1-2 (M1-2)	193021.2766	183272.7273

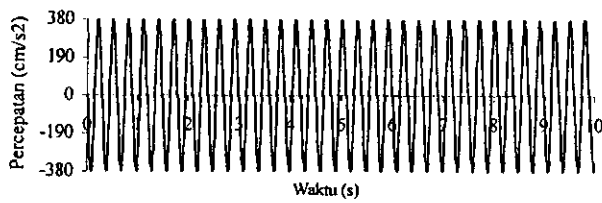
Analisa numerik untuk benturan dilakukan untuk setiap step waktu  $\Delta t$ . Step waktu yang digunakan dibagi menjadi dua bagian yaitu pada saat sebelum kontak dan pada saat terjadi kontak. Pada saat terjadi kontak, step waktu yang lebih kecil akan diterapkan pada analisis ini, hal ini dimaksudkan untuk mengetahui fenomena selama benturan secara detail. Oleh karena itu terdapat kemungkinan pada saat  $t_n$  harga  $U_t$  pada persamaan (6) akan besar dari nol ( $U_t > 0$ ) dan pada saat  $t_{n+1}$  harga  $U_t$  kecil dari nol ( $U_t < 0$ ). Analisa perhitungan harus dilakukan untuk selang waktu dari tepat saat berbenturan ( $U_t = 0$ ) hingga tepat saat lepas dari benturan ( $U_t = 0$ ).

Dengan mengingat harga  $U_t = 0$  pada saat tepat berbenturan terdapat antara  $t_n$  dan  $t_{n+1}$  maka untuk memperkecil kesalahan numerik dilakukan analisis perhitungan untuk setiap dt, di mana harga dt diambil  $\frac{1}{3} \Delta t$ , dengan harga  $\Delta t = 0.06$  detik. Studi kasus yang ditinjau adalah struktur rangka beton dengan bangunan MDOF diskret.

Eksitasi harmonik yang diberikan pada model struktur bangunan mempunyai periode 0.3 detik dengan amplitudo simpangan sebesar 1 cm dan durasi selama 10 detik. Eksitasi gempa El Centro yang diberikan mempunyai percepatan maksimum sebesar 341.7 cm/s<sup>2</sup> dengan durasi selama 10 detik. Grafik eksitasi ini dapat dilihat di bawah ini.



Gambar 5. Grafik perpindahan eksitasi harmonik



Gambar 6. Grafik percepatan eksitasi harmonik



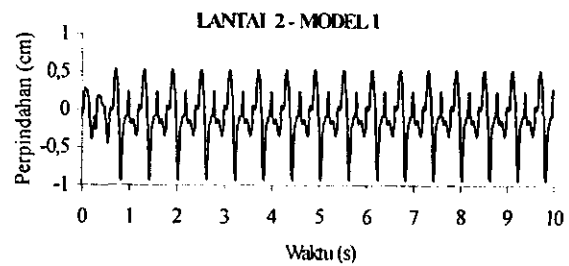
Gambar 7. Grafik percepatan gempa El Centro

Parameter yang divariasikan adalah massa struktur dan gap awal antar bangunan. Model-model yang dianalisis pada susunan benturan pertama, memiliki koefisien redaman 5 % sedangkan pada susunan benturan kedua model dianalisis tanpa redaman struktur. Model struktur yang digunakan memiliki ukuran skala laboratorium. Eksitasi yang dikenai pada kedua bangunan terjadi pada saat yang tidak bersamaan sehingga terdapat perbedaan phase yang diasumsikan sebesar 1/10 detik. Benturan yang terjadi diasumsikan hanya terjadi pada arah horizontal (pada level lantai).

Perpindahan lantai kedua pada masing-masing model bangunan cenderung lebih besar daripada lantai teratas (lantai 3), hal ini dikarenakan dalam penyusunan matriks massa konsisten, titik nodal pada lantai kedua memikul beban yang lebih besar dibandingkan dengan titik nodal pada lantai teratas.

Perilaku model yang berbenturan untuk model 1 dan model 2 (M1-2) akibat eksitasi harmonik dengan gap awal 0 cm dapat dilihat pada Gambar 8. Dari gambar tersebut terlihat perpindahan model masih bersifat periodik walau terjadi tumbukan selama 10 detik.

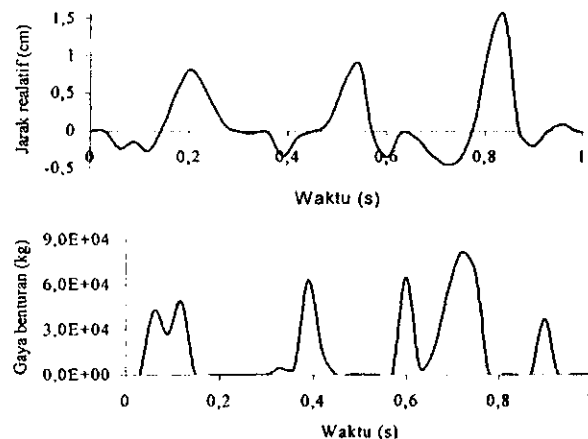
Dari simulasi benturan yang telah dicoba, terlihat gaya benturan terbesar terjadi pada lantai dua dari masing-masing model struktur bangunan karena memiliki harga negatif terbesar dari jarak relatif kedua model yang berbenturan, dimana harga ini merupakan deformasi total permukaan model 1 dan model 2 selama terjadi tumbukan.



Gambar 8. Riwayat waktu perpindahan lantai 2-model 1 akibat benturan (M1-2) dengan eksitasi harmonik.

Hasil simulasi numerik memperlihatkan jarak minimum yang dibutuhkan agar tidak terjadi benturan akan berkurang dengan mengecilnya perbedaan perioda antara kedua bangunan. Bila besarnya perioda dominan model 1 sama dengan besarnya perioda dominan model 2 maka gap minimum yang dibutuhkan untuk menghindari benturan adalah sama dengan nol.

Tumbukan atau benturan yang terjadi antar model merupakan tumbukan paksa, dimana selama tumbukan berlangsung terdapat transfer energi dari gaya eksitasi terhadap struktur. Transfer energi tidak terdapat pada kasus tumbukan bebas, dimana tumbukan dimulai dari gaya nol hingga gaya maksimum (*loading*) kemudian diikuti fase *unloading* hingga tumbukan nol kembali sehingga grafik evolusi gaya tumbukan yang dihasilkan bersifat simetris. Sedangkan dalam analisis ini evolusi gaya tumbukan yang dihasilkan memperlihatkan adanya transfer energi dari eksitasi yang diberikan dimana waktu yang diperlukan untuk fase *loading* dan *unloading* berbeda. Semakin besar jarak relatif yang bernilai negatif (perpendekan zona kontak) maka gaya tumbukan dari bangunan yang berdekatan akan semakin besar.



Gambar 9. Perpendekan zona kontak dan evolusi gaya tumbukan akibat eksitasi harmonik

Pada bangunan yang mengalami benturan harga faktor amplifikasi perpindahan relatif selalu lebih besar dari satu. Faktor amplifikasi ditentukan dari perbandingan nilai mutlak simpangan relatif maksimum saat terjadi

benturan terhadap nilai mutlak simpangan relatif maksimum respon bebas. Sedangkan durasi kontak tiap-tiap model struktur cenderung berkurang dengan semakin bertambahnya gap awal antar kedua model tersebut.

Untuk bangunan bertingkat dengan derajat kebebasan yang sama (3 derajat kebebasan) yang dikenai eksitasi harmonik, hasil simulasi benturan memperlihatkan jarak bangunan 1 dan bangunan 2 minimum 0.65 cm, Bangunan model 1-3 membutuhkan jarak minimum 0.73 cm dan bangunan model 1-4 membutuhkan gap minimum 0.46 cm.

Untuk benturan dengan derajat kebebasan yang berbeda (3 dof-2 dof) memiliki gap minimum 0.78 cm. Sedangkan hasil simulasi dari eksitasi gempa El Centro memperlihatkan bangunan model 1 dan bangunan 2 membutuhkan jarak minimum 0.81 cm, bangunan model 1-3 membutuhkan jarak minimum 0.82 cm dan bangunan model 1-4 membutuhkan jarak minimum 0.9 cm. Untuk bangunan dengan derajat kebebasan yang berbeda (3 dof-2 dof) memiliki jarak minimum 0.8 cm.

Hasil simulasi memperlihatkan untuk model bangunan yang berbeda derajat kebebasan, lantai yang tidak mengalami benturan juga mendapatkan faktor amplifikasi perpindahan relatif. Simpangan relatif maksimum pada lantai yang tidak mengalami benturan cenderung lebih besar dari pada simpangan relatif maksimum dari lantai yang berbenturan. Oleh karena itu untuk menghindari peningkatan gaya-gaya dalam struktur perlu dibuat jarak yang cukup sehingga tidak terjadi benturan.

## KESIMPULAN

Dalam tulisan ini telah dianalisis perilaku dua model struktur bangunan yang mengalami benturan pada saat dikenai beban harmonik dan beban gempa El Centro pada pondasinya. Hasil simulasi numerik memperlihatkan pengaruh parameter massa dan gap awal terhadap besaran tumbukan yang ditimbulkannya. Benturan dua bangunan bertingkat dapat mengakibatkan peningkatan simpangan relatif pada kedua bangunan tersebut.

Gaya tumbukan tidak selalu berkurang dengan bertambahnya gap awal pada simulasi sebelum terjadinya benturan. Gaya tumbukan untuk nilai gap antara 50% - 60% dari gap minimum yang dibutuhkan untuk bergerak bebas akan meningkat dengan semakin bertambahnya massa atau semakin kecilnya perbandingan perioda dominan model yang berbenturan pada zona tersebut.

Pada model yang dikenai eksitasi harmonik, tumbukan yang terjadi merupakan tumbukan periodik karena tumbukan berulang pada selang waktu tertentu. Dari hasil simulasi numerik terlihat, model yang berbenturan di bawah eksitasi harmonik memiliki gap minimum lebih kecil dibandingkan dengan gap minimum yang dibutuhkan untuk dapat bergerak bebas dibawah beban gempa El Centro.

Gaya tumbukan dapat diperkecil dengan memperkecil kekakuan bentur pada zona kontak. Hal ini dikarenakan gaya tumbukan berhubungan dengan kekakuan bentur dan perpendekan zona kontak.

## DAFTAR PUSTAKA

- Al-Khafaji, Tooley, "Numerical Methods in Engineering Practice", Holt, reinhart & Winston, Inc. 1986
- Butt, Aamir S & A.Akl, Fred, "Numerical Model of Impact-Damped Continuous Systems". Journal of Engineering Mechanics, Vol 123, No.4. April 1997
- Clough, R.W. & Penzien, J., "Dynamics of Structures". Second Edition, McGraw-Hill Book Co. Singapore. 1993.
- Darmawan, Sigit & Budiono, Bambang, "Perilaku Dinamik Dua Buah Bangunan akibat Benturan pada Saat Gempa", HAKI Conference on Civil Structural Engineering 1995, Jakarta Hilton Hotel, August 21-22, 1995.
- James, M.L, Smith, G.M, WOLFORD, J.C, Whaley, P.W, "Vibration of Mechanical and Structural Systems", Harper Collins College Publisher
- Mo, Y.L. & Lai, H.C., "Effect of Deflection on Pounding of Reinforced Concrete Building",
- Naeim, F., "The Seismic Design Handbook". Van Nostrand Reinhold 1989.
- Paz, Mario, "Structural Dynamics Theory & Computation", Van Nostrand Reinhold. 1980.
- Papadrakakis, Apostolopoulou, zacharopoulos, 1996, Three-Dimensional Simulation of Structural Pounding during Earthquakes, Journal of Engineering Mechanics, Volume 122, Issue 5, pp. 423-431 (May 1996)
- Weaver, William. Jr. & Johnston, Paul. R, "Structural Dynamics by Finite Elements". Prentice-Hall, Inc. 1987.