



BỘ XÂY DỰNG

Ministry Of Construction - MOC

**VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG**  
Vietnam Institute for Building Science and Technology - IBST

Add: 81 Trần Cung, Nghĩa Tân, Cầu Giấy, Hà Nội

Website: www.ibst.vn - Email: vkhcnxd@ibst.vn - Tel: 04 37544196 - Fax: 04 38361197

## ẢNH HƯỞNG CỦA KHE NỨT ĐẾN PHẢN ỨNG CỦA KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT

ThS. **VÕ MẠNH TÙNG**, PGS.TS. **NGUYỄN LÊ NINH**

Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

**Tóm tắt:** Bài báo đề cập tới các kết quả nghiên cứu của một số tác giả về độ cứng của các cấu kiện bê tông cốt thép có xét đến khe nứt làm việc sau giới hạn đàn hồi và sự ảnh hưởng tới phản ứng động đất của kết cấu khung. Ví dụ tính toán thực hiện cũng cho thấy sự khác nhau trong phản ứng động đất của hệ kết cấu khung bê tông cốt thép khi thay đổi độ cứng các cấu kiện thành phần theo các tiêu chuẩn thiết kế khác nhau và một số vấn đề cần lưu ý khi thiết kế thực tế.

### 1. Mở đầu

Theo quan niệm thiết kế hiện nay, các công trình xây dựng được phép làm việc sau giai đoạn đàn hồi khi chịu các trận động đất mạnh hoặc rất mạnh. Điều này cũng có nghĩa là các công trình bê tông cốt thép (BTCT) sẽ làm việc với các khe nứt ở các cấu kiện chịu lực của chúng. Đối với các kết cấu khung BTCT, các khe nứt trong cột và dầm sẽ làm giảm độ cứng chống uốn của chúng. Hậu quả là chuyển vị ngang của nhà sẽ tăng lên, làm hư hỏng các cấu kiện không chịu tải và kèm theo đó là sự gia tăng đáng kể hiệu ứng bậc hai (hiệu ứng P- $\Delta$ ) dẫn tới mất ổn định công trình.

Đã có khá nhiều công trình nghiên cứu về sự biến thiên độ cứng của các cấu kiện chịu uốn bằng BTCT bị nứt được thực hiện ở nhiều nơi trên thế giới [4]. Các kết quả nghiên cứu cho thấy có hai yếu tố chủ yếu ảnh hưởng tới độ cứng chống uốn của các cấu kiện BTCT bị nứt là môđun biến dạng  $E_b$  và mômen quán tính tiết diện  $I_b$ . Mômen quán tính tiết diện BTCT có khe nứt, được gọi là *mômen quán tính hiệu dụng*  $I_e$  đến lượt nó lại chịu ảnh hưởng của rất nhiều yếu tố. Sau đây là những yếu tố chính: hàm lượng và sự phân bố cốt thép, đặc biệt trong vùng bị kéo của tiết diện; mức độ cấu kiện bị nứt; cường độ chịu kéo của bê tông; các điều kiện ban đầu trong cấu kiện trước khi chịu tải, ví dụ co ngót và từ biến của bê tông, trị số lực dọc, ... Các yếu tố này đều thay đổi ở mức độ rất khác nhau khi cấu kiện chuyển từ trạng thái làm việc đàn hồi sang trạng

thái làm việc đàn hồi dẻo. Do đó việc xác định độ cứng của các cấu kiện BTCT dùng trong phân tích các công trình xây dựng chịu động đất là một vấn đề phức tạp và có ý nghĩa quan trọng trong thiết kế hiện nay.

Trong các phần sau đây sẽ giới thiệu một số biểu thức xác định mômen quán tính tiết diện có xét tới các khe nứt của cấu kiện BTCT của các tác giả khác nhau. Các biểu thức này đã được một số nước sử dụng để tính toán độ cứng chống uốn của các khung BTCT chịu động đất dùng trong phân tích tuyến tính lẫn phi tuyến theo quan niệm hiện đại. Một số vấn đề nổi lên khi áp dụng chúng trong thiết kế kháng chấn cũng sẽ được đề cập tới.

### 2. Mômen quán tính hiệu dụng của các cấu kiện BTCT

Mômen quán tính hiệu dụng  $I_e$  là mômen quán tính của tiết diện bê tông có các khe nứt. Khái niệm này được Branson đưa ra đầu tiên sau đó được các nhà nghiên cứu khác sử dụng và phát triển tiếp [3]. Branson giả thiết rằng đường biểu thị quan hệ giữa lực và chuyển vị của tiết diện bê tông bị nứt có dạng nhị tuyến tính và giá trị  $I_e$  phụ thuộc vào mức độ nứt của cấu kiện. Các biểu thức xác định  $I_e$  được đề xuất có rất nhiều và rất đa dạng do sự khác nhau trong cách diễn đạt các kết quả nghiên cứu cũng như mô hình thí nghiệm thực hiện. Sau đây là một số biểu thức xác định  $I_e$  được các tác giả đề xuất và quy định trong một số tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn tiêu biểu.

#### 2.1 Các biểu thức được đề xuất qua nghiên cứu thực nghiệm

##### a) Branson DE (1963)[5]

Theo Branson mômen quán tính hiệu dụng  $I_e$  dùng để tính toán biến dạng của dầm được xác định theo biểu thức sau:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^\alpha I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^\alpha \right] I_{cr} \leq I_g \quad (1)$$

trong đó:  $M_a$  – mômen lớn nhất do tải trọng sử dụng gây ra;  $I_g$  và  $I_{cr}$  - tương ứng là mômen quán tính của tiết diện chưa bị nứt và của tiết diện bị nứt;  $M_{cr}$  - mômen gây nứt dầm:

$$M_{cr} = \frac{0,62\sqrt{f_{cd} I_g}}{y_t} \quad (2)$$

trong đó:  $f_{cd}$  – cường độ chịu nén của bê tông;  $y_t$  – khoảng cách từ trục tiết diện tới thớ bị kéo nhiều nhất, không xét tới cốt thép.

Trong vùng có mômen uốn không đổi, Branson tìm thấy số mũ  $\alpha = 4$ , còn tiêu chuẩn ACI 318M-11[3] và NZS 3101 [10] lấy hệ số  $\alpha = 3$ .

*b) Grossman JS (1981) [8]*

Grossman đề xuất biểu thức xác định  $I_e$  cho dầm (không xét tới cốt thép) như sau:

$$\frac{M_a}{M_{cr}} \leq 1,6 \quad I_e = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)^4 I_g \leq I_g \quad (3)$$

**Bảng 1. Mômen quán tính hiệu dụng của các cấu kiện khung**

Cấu kiện	Miền biến thiên	Giá trị đề xuất
Dầm tiết diện chữ nhật	0,30 ÷ 0,50lg	0,40lg
Dầm tiết diện chữ T và L	0,25 ÷ 0,45lg	0,35lg
Cột $v > 0,5$	0,70 ÷ 0,90lg	0,80lg
Cột $v = 0,5$	0,50 ÷ 0,70lg	0,60lg
Cột $v = - 0,05$	0,30 ÷ 0,50lg	0,40lg

*d) FEMA-356 (Cơ quan quản lý tình trạng khẩn cấp của Hoa Kỳ) [9][5]*

Theo FEMA độ cứng hiệu dụng của các cột BTCT trước khi chảy dẻo được xác định theo biểu thức sau:

$$EI_e = \frac{M_{0,004} L^2}{6\Delta_y} \quad (5)$$

trong đó:  $M_{0,004}$  – mômen uốn khi biến dạng ở thớ bê tông bị nén nhiều nhất đạt trị số 0,004;  $\Delta_y$  – biến dạng chảy của cột có xét tới chuyển vị do uốn, cốt thép bị trượt và cắt;  $L$  – chiều dài cột.

*e) Elwood và Eberhard (2006)[9]*

Elwood và Eberhard đã tiến hành đo đạc và tính toán độ cứng hiệu dụng của 120 cột BTCT theo đề xuất của FEMA-356 ở trên. Hai tác giả thấy rằng các trị số độ cứng hiệu dụng xác định theo FEMA-356 phù hợp với độ cứng hiệu dụng đo được ở các cột có lực dọc nhỏ hơn  $0,3A_g f_{cd}$ . Trên cơ sở này Elwood và Eberhard đề xuất các biểu

$$1,6 < \frac{M_a}{M_{cr}} \leq 10 \quad I_e = 0,1K_e \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)^4 I_g \leq I_g \quad (4)$$

trong đó:  $K_e$  là hệ số phụ thuộc vào mật độ bê tông và loại cốt thép nhưng không được bé hơn  $0,35K_e I_g$ .

*c) Paulay và Priestley (1992) [11]*

Paulay và Priestley kiến nghị mômen quán tính hiệu dụng  $I_e$  bằng mômen quán tính khi chưa bị nứt nhân với một hệ số hiệu chỉnh. Đối với dầm, khi thay đổi cấp độ tải trọng sử dụng, mức độ suy giảm độ cứng thay đổi không đáng kể, trong khi đối với cột mức độ suy giảm mômen quán tính phụ thuộc vào chỉ số nén  $v = N/(f_{cd} A_g)$ .

trong đó:  $N$  – lực dọc tác động lên cột;  $f_{cd}$  – cường độ chịu nén của bê tông;  $A_g$  – diện tích tiết diện cột. Bảng 1 cho các giá trị mômen quán tính hiệu dụng theo Paulay và Priestley.

thức xác định độ cứng hiệu dụng của các cột BTCT có tiết diện chữ nhật như sau:

$$\frac{EI_e}{EI_g} = 0,2 \quad \text{khi} \quad \frac{N}{A_g f_{cd}} \leq 0,2 \quad (6)$$

$$\frac{EI_e}{EI_g} = \frac{5}{3} \frac{N}{A_g f_{cd}} - \frac{4}{30} \quad \text{khi} \quad 0,2 < \frac{N}{A_g f_{cd}} \leq 0,5 \quad (7)$$

$$\frac{EI_e}{EI_g} = 0,7 \quad \text{khi} \quad 0,5 < \frac{N}{A_g f_{cd}} \quad (8)$$

*f) Tiêu chuẩn Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép (TCVN 5574 : 2012) [2]*

Theo TCVN 5574 : 2012, độ cứng chống uốn hiệu dụng  $B$  của dầm BTCT có khe nứt trong vùng kéo dầm được xác định theo biểu thức sau:

$$B = EI_e = \frac{h_0 z}{\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{vEA_{b,red}}} \quad (9)$$

trong đó:  $h_0$  - chiều cao làm việc của dầm;  $z$  - khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo đến

## KẾT CẤU – CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

điểm đặt của hợp lực trong vùng nén;  $E$  và  $E_s$  – tương ứng là môđun đàn hồi của bê tông và cốt thép;  $\psi_s$  và  $\psi_b$  – tương ứng là hệ số xét đến sự phân bố không đều của biến dạng cốt thép chịu kéo và bê tông chịu nén ngoài cùng nằm giữa hai khe nứt;  $V$  - hệ số đặc trưng trạng thái đàn hồi dẻo của bê tông vùng nén;  $A_s$  - diện tích cốt thép chịu kéo;  $A_{b,red}$  - diện tích quy đổi của vùng bê

tông chịu nén có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông.

### 2.2 Mômen quán tính hiệu dụng dùng để tính toán khung BTCT chịu động đất trong các tiêu chuẩn thiết kế

a) Tiêu chuẩn Hoa Kỳ (ACI 318M-11) [3] quy định các giá trị  $I_e$  ở bảng 2.

**Bảng 2.** Mômen quán tính hiệu dụng  $I_e$  theo ACI 318-11

Cấu kiện	Trạng thái giới hạn sử dụng	Trạng thái giới hạn cực hạn
Dầm Cột	$I_e = 0,5I_g$ $I_e = I_g$	$I_e = 0,35I_g$ $I_e = 0,7I_g$

b) Tiêu chuẩn New Zealand (NZS 3101) [10] quy định các giá trị  $I_e$  ở bảng 3

**Bảng 3.** Mômen quán tính hiệu dụng  $I_e$  theo NZS 3101

Cấu kiện	Trạng thái giới hạn cực hạn		Trạng thái giới hạn sử dụng		
	$f_y = 300 \text{ MPa}$	$f_y = 500 \text{ MPa}$	$\mu = 1,25$	$\mu = 3$	$\mu = 6$
Dầm chữ nhật Dầm chữ T và L	$0,40I_g$ $0,35I_g$	$0,32I_g$ $0,27I_g$	$I_g$ $I_g$	$0,7I_g$ $0,6I_g$	$0,40I_g$ $0,35I_g$
Cột $N/A_g f_{cd} > 0,5$ Cột $N/A_g f_{cd} = 0,2$ Cột $N/A_g f_{cd} = 0,0$	$0,80I_g (1,0I_g)^*$ $0,55I_g (0,66I_g)^*$ $0,40I_g (0,45I_g)^*$	$0,80I_g (1,0I_g)^*$ $0,50I_g (0,66I_g)^*$ $0,30I_g (0,35I_g)^*$	$I_g$ $I_g$ $I_g$	$1,0I_g$ $0,8I_g$ $0,7I_g$	   **

**Ghi chú:** \* Giá trị trong ngoặc dùng cho cột được bảo vệ cao không cho khớp dẻo xuất hiện; \*\* Như các giá trị trong ngoặc ở trạng thái giới hạn cực hạn;  $\mu$  – hệ số độ dẻo

c) Tiêu chuẩn châu Âu (EN 1998-1-1:2004) và của Việt Nam (TCVN 9386:2012) [1]

Quy định độ cứng dùng trong phân tích các công trình chịu động đất phải xét tới hệ quả các khe nứt và độ cứng này phải tương ứng với lúc cốt thép bắt đầu chảy dẻo. Các tiêu chuẩn này cho phép lấy độ cứng chống uốn đàn hồi của các cấu kiện BT bằng 50% độ cứng tương ứng của các cấu kiện khi chưa bị nứt và cho phép không xét tới sự tồn tại của các cốt thép trong tiết diện cấu kiện, nghĩa là  $I_e = 0,5I_g$ .

d) Tiêu chuẩn Canada (CSA-A23.3-04) [6]

Tiêu chuẩn Canada kiến nghị sử dụng các giá trị  $I_e$  khi tính toán các cấu kiện BTCT ở trạng thái giới hạn cực hạn như sau:

- Đối với dầm  $I_e = 0,4I_g$
- Đối với cột  $I_e = \alpha_c I_g$

$$\text{trong đó: } \alpha_c = 0,5 + 0,6 \frac{N}{f_{cd} A_g} \leq 1,0 \quad (10)$$

### 3. Ví dụ tính toán xét ảnh hưởng của độ cứng tới phản ứng của khung BTCT chịu động đất

Xét khung BTCT liên khối cao 12 tầng, mỗi tầng  $h = 3,5m$ , khoảng cách giữa các cột  $l = 8,0m$  (hình 1a). Các cột khung có tiết diện  $55 \times 55 \text{ cm}$ , còn các dầm có tiết diện  $40 \times 70 \text{ cm}$ . Khung chịu tải trọng đứng gần như thường xuyên trong tình huống động đất ở mỗi tầng (kể cả mái)  $g + \psi_2 q = 30 \text{ kN/m}$ . Vật liệu sử dụng theo TCVN 5574-2012: bê tông B30 ( $R_b = f_{cd} = 17 \text{ MPa}$ ;  $R_{bt} = f_{ctd} = 1,2 \text{ MPa}$ ;  $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ ), cốt thép dọc A-III ( $R_{sn} = f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ;  $R_s = f_{yd} = 365 \text{ MPa}$ ). Công trình có cấp dẻo trung bình (DCM) được xây dựng trên nền đất loại D chịu gia tốc nền thiết kế  $a_g = \gamma_I a_{gR} = 1,25 \times 0,1097g$  (theo TCVN 9386:2012), hệ số ứng xử  $q = 3,9$ . Hệ số chiết giảm xét đến chu kỳ lặp thấp hơn của tác động đất liên quan tới yêu cầu hạn chế hư hỏng  $v = 0,4$ .

Chu kỳ dao động cơ bản, lực cắt đáy, chuyển vị ngang (giá trị chuyển vị ngang được phân tích bằng ETAB nhân với hệ số ứng xử  $q$ ) do tải trọng động đất của khung với trường hợp không giảm độ cứng và giảm độ cứng của cột và dầm theo các tiêu chuẩn thiết kế TCVN 9386:2012, ACI 318M-11, NZS 3101 và CSA-A23.3-04 được cho ở bảng 4.

Hình 1b thể hiện chuyển vị ngang ở cao trình các tầng  $x_k = x'_k \cdot q$ , trong đó  $x'_k$  là chuyển vị ngang của khung tại tầng thứ  $k$  xác định từ tính toán.

# KẾT CẤU – CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

Hình 1c biểu thị giá trị chuyển vị ngang tương đối các tầng  $\frac{d_k}{h} \cdot v$  (story drift) trong đó  $d_k = x_k - x_{k-1}$ . Nếu áp dụng điều kiện hạn chế hư hỏng đối với công trình có cấu kiện phi kết

cấu là vật liệu giòn gắn với kết cấu thì giá trị giới hạn cho chuyển vị ngang tương đối các tầng là  $5 \times 10^{-3}$ .

**Bảng 4. Kết quả chu kỳ dao động cơ bản, lực cắt đáy và chuyển vị ngang đỉnh khung**

	Không có khe nứt	Có xét tới khe nứt			
		TCVN 9386:2012	ACI 318M-11	NZS 3101	CSA-A23.3-04
Chu kỳ dao động $T_1$ (s)	1,34	1,85	1,96	2,15	1,89
Lực cắt đáy $F_b$ (kN)	400	290	273,7	232,1	283,8
Chuyển vị ngang ở đỉnh (cm)	19,9	27	28,9	30,4	28,1

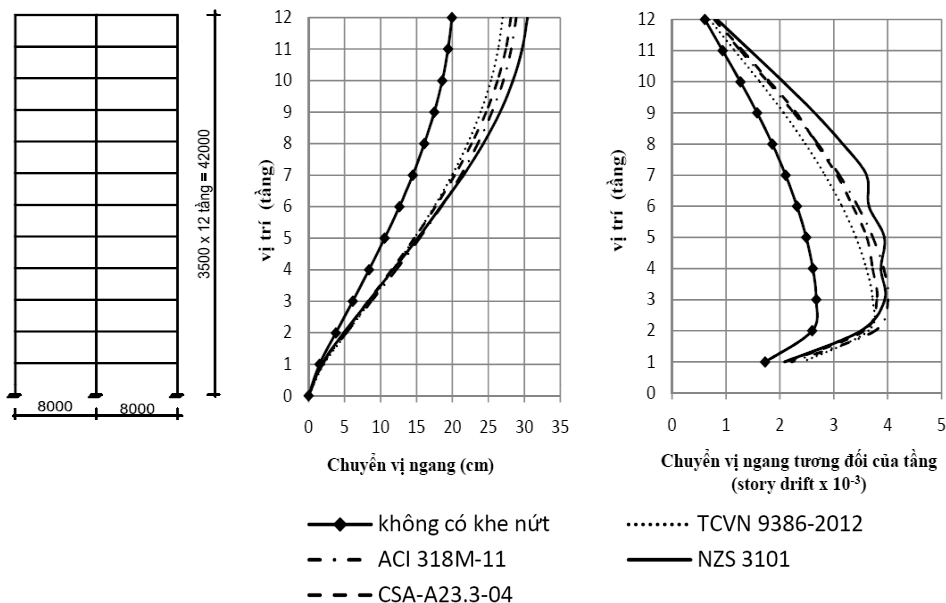
**Nhận xét:**

- Khung được phân tích áp dụng không giảm độ cứng cho kết quả lực cắt đáy lớn hơn nhiều (38% so với trường hợp giảm độ cứng theo TCVN 9386-2012), nhưng chuyển vị ngang lại nhỏ hơn nhiều (26% so với trường hợp giảm độ cứng theo TCVN 9386-2012) khi so với những trường hợp có áp dụng giảm độ cứng. Như vậy trường hợp áp dụng không giảm độ cứng sẽ cho kết quả an toàn về điều kiện cường độ nhưng lại không an toàn về điều kiện chuyển vị ngang (liên quan đến yêu cầu hạn chế hư hỏng của các bộ phận phi kết cấu).

- Khung được phân tích áp dụng hệ số giảm độ cứng theo tiêu chuẩn TCVN 9386-2012 có độ cứng lớn hơn các tiêu chuẩn còn lại, vì vậy chu

kỳ dao động cơ bản là nhỏ nhất (theo ACI 318-11 vượt 5,9%, theo NZS-3101 vượt 15,3% và theo CSA-A23.3-04 vượt 1,9%), lực cắt đáy lớn nhất (theo ACI 318-11 nhỏ hơn 5,6%, theo NZS-3101 nhỏ hơn 21,2% và theo CSA-A23.3-04 nhỏ hơn 2,7%) và chuyển vị ngang do động đất là nhỏ nhất (theo ACI 318-11 vượt 6,7%, theo NZS-3101 vượt 11,8% và theo CSA-A23.3-04 vượt 3,6%).

- Áp dụng hệ số giảm độ cứng quy định trong tiêu chuẩn TCVN 9386-2012 là thuận tiện nhất vì cả dầm và cột áp dụng cùng hệ số. Theo ACI 318-11 cũng tương đối dễ áp dụng vì hệ số giảm độ cứng của cột không phụ thuộc vào tỷ số nén trong cột. Đối với NZS-3101 và CSA-A23.3-04 sẽ khó thực hiện hơn vì hệ số giảm độ cứng trong cột phụ thuộc vào tỷ số nén của cột.



a) Sơ đồ khung

b) Biểu đồ chuyển vị ngang các tầng  $x_k$

c) Biểu đồ chuyển vị ngang tương đối các tầng  $\frac{d_k}{h} \cdot v$

**Hình 1. Sơ đồ khung và các biểu đồ chuyển vị ngang**

### 4. Kết luận

Thông qua nghiên cứu về việc giảm độ cứng của các cấu kiện khi phân tích khung bê tông cốt thép chịu động đất có thể rút ra những kết luận sau đây:

- Khi phân tích tác động động đất lên kết cấu khung bê tông cốt thép nên kể đến sự suy giảm độ cứng của các cấu kiện khi xuất hiện khe nứt để phản ánh đúng sự làm việc của kết cấu;

- Trong một số tiêu chuẩn có quy định đến sự suy giảm độ cứng áp dụng cho khung bê tông cốt thép toàn khối như TCVN 9386-2012, ACI 318M-11, NZS 3101, CSA-A23.3-04 và những quy định này cũng khác nhau;

- Phân tích trên hệ khung không giảm độ cứng cho kết quả chu kỳ dao động cơ bản nhỏ hơn và tải trọng động đất lớn hơn đáng kể so với hệ khung giảm độ cứng, tuy nhiên chuyển vị ngang gây ra do tác động động đất khi phân tích trên khung có giảm độ cứng của cấu kiện lại lớn hơn nhiều. Như vậy, việc tiến hành phân tích trên hệ khung không giảm độ cứng không phải lúc nào cũng an toàn;

- Phân tích khung chịu tải trọng động đất áp dụng giảm độ cứng theo các tiêu chuẩn TCVN 9386-2012, ACI318M-11 thuận tiện hơn các tiêu chuẩn NZS 3101, CSA-A23.3-04, vì hệ số giảm độ cứng theo hai tiêu chuẩn sau phụ thuộc vào tỷ số nén của cột.

---

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

---

1. TCVN 9386 : 2012 (2012), "Thiết kế công trình chịu động đất", Nhà Xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
2. TCVN 5574 : 2012 (2012), "Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép", Nhà Xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
3. American Concrete Institut (2011), "ACI 318M-11 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary".

4. Ahmed M.; Dad Khan M. K.; Wamiq M (2008), "Effect of concrete cracking on the lateral response of RCC buildings", *Asian Journal of civilk engineering (Building and housing) vol. 9, No.1.*
5. Branson DE. (1963), "Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beam", *HPR Publication No.7, Part 1, AHD, U.S.B of Public Road.*
6. CSA-A23.3-04 (2004), "Design of concrete structures".
7. Graham CJ, Scanlon A. (1986), "Deflection of reinforced concrete slabs under construction loading", *American Concrete Institute, Detroit.*
8. Grossman JS.(1981), "Simplified computation for effective moment of inertia and minimum thickness to avoid deflection computation", *ACI Journal Proceedings, No.6.*
9. Elwood KJ, Eberhard MO. (2006), "Effective stiffness of reinforced concrete columns", *PEER report 1-5, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.*
10. NZS 3101 part 1:2006, "Concrete Structures standard. Part 1 – The design of concrete structures. Part 2 – Commentary on the design of concrete structures".
11. Paulay T., Priestley M.J.N. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", *John Wiley.*
12. СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ- SNIP II-7-81\* - 2011, Tiêu chuẩn động đất Nga.
13. Code for seismic design building – GB 50011-2001, Tiêu chuẩn thiết kế nhà chịu động đất của Trung Quốc.

**Ngày nhận bài: 26/5/2016**

**Ngày nhận bài sửa lần cuối: 29/6/2016.**