

ẢNH HƯỞNG CỦA MIỀN BÊ TÔNG BỊ HẠN CHẾ VÀ CỐT ĐAI ĐẾN ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU NHÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT

EFFECT OF CONFINED-CONCRETE ZONE AND CONFINEMENT BARS TO THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BUILDING SUBJECTED TO EARTHQUAKES

TS. NGUYỄN VĂN TÚ, TS. NGUYỄN XUÂN ĐẠI, KS. LÊ QUỐC KỲ

Học viện Kỹ thuật Quân sự

Tóm tắt: Bài báo nghiên cứu ảnh hưởng của cốt đai đến cường độ của bê tông bị hạn chế cũng như trạng thái nội lực chuyển vị của kết cấu nhà bê tông cốt thép chịu động đất. Tác động của động đất lên công trình được phân tích theo phương pháp lịch sử thời gian. Mô hình tính toán kết cấu được phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn với phần mềm mã nguồn mở OpenSees. Các kết quả nội lực, chuyển vị, ứng suất biến dạng nhận được phù hợp với mô hình nghiên cứu, và chỉ ra ảnh hưởng của cốt đai đến khả năng chịu lực của vùng bê tông bị hạn chế và kết cấu nhà nhiều tầng bê tông cốt thép chịu động đất.

Từ khóa: Bê tông bị hạn chế; bê tông không bị hạn chế; ứng xử của bê tông bị hạn chế; phân tích phi tuyến kết cấu khung bê tông cốt thép; cốt thép đai.

Abstract: The article studies the effects of the reinforcement on the strength of the confined concrete as well as the internal force and displacement of the reinforced concrete building structure subjected to earthquakes. The impact of earthquakes on the structure is analyzed by the time-history method. The considered structure model is performed by using the finite element method on the basis of OpenSees software. The results of internal force, displacement, and strain-stress obtained are consistent with the research model, suggesting the effects of the reinforcement on the capacity of the confined concrete zone and the reinforced concrete multi-story buildings subjected to earthquakes.

Keywords: Confined concrete; unconfined concrete; behavior of confined concrete; nonlinear analysis of reinforced concrete frame; confinement bar.

1. Đặt vấn đề

Trong tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, các đặc tính vật liệu được đơn giản hóa có “tính

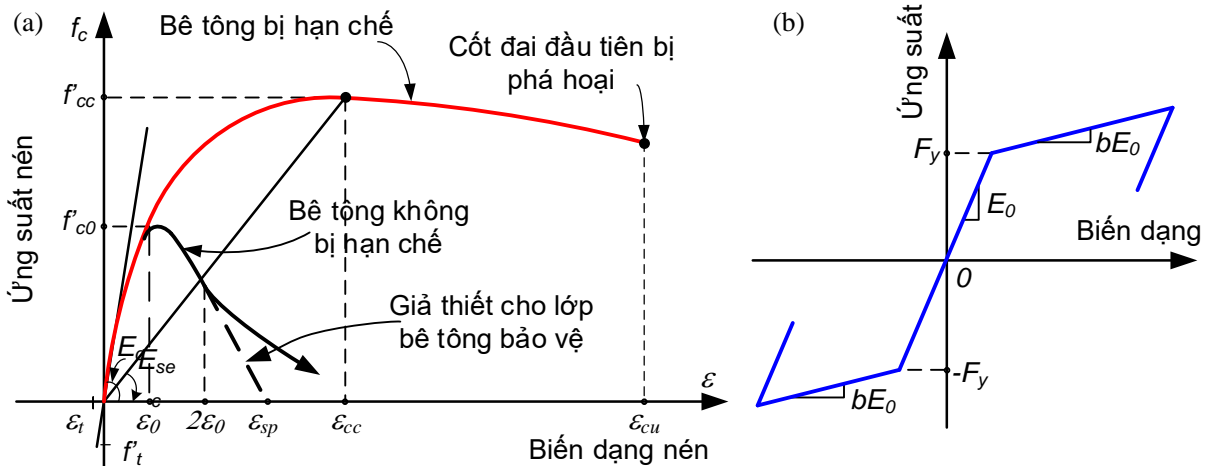
chất đồng nhất” và quan hệ ứng suất và biến dạng của các cấu kiện có dạng đàn hồi tuyến tính [1, 2]. Do đó, vai trò của cốt thép, đặc biệt là cốt đai, thường không được kể đến trong các đặc tính cơ học (độ cứng) của kết cấu. Một số phần mềm phân tích kết cấu thông dụng hiện nay như Etabs, SAP2000 [3] thường phân tích kết cấu theo phương pháp này.

Cường độ nén tiêu chuẩn của vật liệu bê tông thông thường được đo bằng các thí nghiệm nén phá hủy các mẫu bê tông ở 28 ngày tuổi [1, 2]. Thực tế kết cấu bê tông cốt thép luôn tồn tại phần bê tông bị hạn chế (confined) bởi cốt đai tại đó cường độ chịu nén của bê tông trong vùng này tăng đáng kể [4], và mức độ gia tăng này có thể được thiết lập từ một số tham số đặc trưng. Tuy nhiên, việc mô tả ứng xử cơ học của bê tông bị giới hạn gặp nhiều khó khăn do chịu sự chi phối của các thông số khác nhau, chẳng hạn như cách bố trí của cốt thép dọc, cường độ chịu nén của bê tông, tỷ số thể tích và cường độ của cốt thép dọc [5].

Nhiều phân tích đã được thực hiện nhằm mô tả mối quan hệ ứng suất-biến dạng điển hình của bê tông hạn chế. Sheikh và cộng sự [6, 7], Chung và cộng sự [5] đã tiến hành các nghiên cứu phân tích và thực nghiệm về cơ chế ứng xử của bê tông bị hạn chế với các thông số đặc trưng khác nhau. Các tác giả đã đưa ra khái niệm về vùng bê tông hạn chế hiệu quả và đề xuất các mô hình đặc trưng về quan hệ ứng suất-biến dạng. Trên cơ sở mối quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông thông thường (không bị giới hạn), Kent và Park [8] đã phát triển một mô hình tiêu biểu cho bê tông bị hạn chế. Scott và cộng sự [9] đã thực hiện phân tích để phát triển các mô hình được đề xuất bởi Kent và Park. Mander và cộng sự [4, 10] khảo sát các tác động hạn chế theo các cấu tạo khác nhau của cốt đai và trình

bày mối quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông hạn chế như trong hình 1(a). Légeron và Paultre [11] đề xuất mô hình bê tông bị hạn chế mới dựa trên khả năng tương thích biến dạng và cân bằng lực ngang để dự đoán ảnh hưởng của cốt đai.

Paultre và Légeron [12] đã đề xuất các phương trình tổng quát việc thiết kế cốt đai cho các cột hình chữ nhật và hình tròn có độ cứng trung bình chịu tác động của động đất dựa trên hiệu năng đo được theo giới hạn về biến dạng.



Hình 1. Mô hình ứng suất - biến dạng
(a) bê tông bị hạn chế và không bị hạn chế (Mander); (b) cốt thép (mô hình song tuyến tính)

Trong phân tích phi tuyến của kết cấu bê tông, hai mô hình tiêu biểu được sử dụng phổ biến gồm mô hình dẻo tập trung và mô hình dẻo phân bố. Mô hình dẻo tập trung thường đơn giản, tuy nhiên ứng xử vật liệu chưa phù hợp với kết quả thí nghiệm [13]. Do đó, mô hình này thường có độ chính xác thấp. Hầu hết các mô hình dẻo phân bố phổ biến hiện nay là mô hình sợi (mô hình fiber). Trong mô hình fiber, trạng thái ứng suất - biến dạng của phần tử thu được từ phép phân tích ứng xử phi tuyến đơn trục từ quan hệ ứng suất - biến dạng trong những fiber riêng biệt tại những phần tiết diện được chia nhỏ, phân biệt giữa cốt thép, bê tông bị hạn chế và bê tông thường. Trên cơ sở phương pháp đó, Trung tâm nghiên cứu động đất Thái Bình Dương đã phát triển phần mềm OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) cho phép mô phỏng ứng xử của kết cấu chịu động đất [14].

OpenSees là phần mềm mã nguồn mở được phát triển trên cơ sở phương pháp phần tử hữu hạn dùng để phân tích kết cấu, đặc biệt là mô phỏng kết cấu chịu tác động của động đất với nhiều mô hình ứng xử vật liệu và phương pháp phân tích khác nhau. Nhiều tác giả đã sử dụng OpenSees để phân tích kết cấu như Melo và cộng sự tính toán kết cấu dầm chịu tải trọng tuần hoàn [15]; Trần Ngọc

Cương đã tích hợp phương pháp CHHT2 vào phần mềm OpenSees để phân tích kết cấu khung nhà 10 tầng, không có sàn và tường [16].

Mục tiêu của bài báo nghiên cứu ảnh hưởng của cốt thép đai với mô hình bê tông bị hạn chế đối với kết cấu nhà nhiều tầng bê tông cốt thép chịu động đất bằng phương pháp phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian sử dụng phần mềm mã nguồn mở OpenSees. Mô hình phi tuyến của Mander [5] được ứng dụng để mô tả ứng xử chịu nén của bê tông bị hạn chế ảnh hưởng (bỏ qua ứng xử chịu kéo) và mô hình song tuyến tính được sử dụng để mô tả ứng xử của cốt thép, như thể hiện trong hình 1(b).

2. Phương pháp luận của nghiên cứu

2.1 Mô hình ứng suất - biến dạng của bê tông bị hạn chế

Mander và cộng sự đã xây dựng mô hình ứng suất - biến dạng của bê tông bị hạn chế [4]. Giả thiết tải trọng tác dụng đơn điệu và tốc độ biến dạng thấp (coi như tĩnh), cường độ nén dọc trục của bê tông f_c được xác định bởi công thức (1):

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

trong đó: f'_{cc} - cường độ nén của bê tông hạn chế.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (2)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3)$$

trong đó: f'_{co} và f'_l lần lượt là cường độ nén của bê tông không bị hạn chế và ứng suất hạn chế hiệu quả; ε_c - biến dạng của bê tông chịu nén dọc trục.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4)$$

trong đó: E_c - mô đun đàn hồi của bê tông.

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ (MPa)}; E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5)$$

Richart và cộng sự [17] đã đề xuất giá trị ε_{cc} :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

trong đó: f'_{co} và ε_{co} lần lượt là cường độ bê tông không bị hạn chế và biến dạng tương ứng. Thông thường, lấy giá trị $\varepsilon_{co} = 0,002$ [1].

Giá trị ứng suất trong vùng $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$ được giả định có dạng tuyến tính và có giá trị bằng 0 tại biến dạng ở trạng thái nứt ε_{sp} . Từ đó sẽ xác định được quan hệ ứng suất - biến dạng của lớp bê tông bảo vệ (bê tông phía ngoài vùng bị hạn chế).

2.2 Ảnh hưởng của cốt thép đai đối với tiết diện bê tông hạn chế

Để xác định cường độ và độ cứng của kết cấu cột, ta sử dụng quan hệ ứng suất - biến dạng trong công thức (1). Giả thiết diện tích bê tông hạn chế A_{cc} là phần bê tông giới hạn bởi tim vòng thép đai.

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_1^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (11)$$

trong đó: b_c và d_c lần lượt là chiều dài, chiều rộng lõi bê tông tính từ tim của vòng đai theo trục y và z, trong đó $b_c > d_c$. Thay thế A_e , A_{cc} và biến đổi, công thức (8) thành:

$$k_e = \left(1 - \sum_1^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) / (1 - \rho_{cc}) \quad (12)$$

Với bê tông cốt thép có tiết diện ngang hình chữ nhật, hàm lượng cốt thép hạn chế là khác nhau theo trục y và z và được xác định như sau:

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s d_c}; \rho_z = \frac{A_{sz}}{s d_c} \quad (13)$$

trong đó: A_{sy} và A_{sz} lần lượt là tổng diện tích cốt thép đai đặt theo chiều trục y và z.

Trên thực tế, $A_e < A_{cc}$, ảnh hưởng của áp lực bên xác định theo công thức sau:

$$f'_l = f_l k_e \quad (7)$$

trong đó: f_l - áp lực bên của cốt thép ngang; coi như không thay đổi ở các vị trí khác nhau trên bề mặt bê tông lõi.

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (8)$$

trong đó: A_e - diện tích bê tông lõi hạn chế hiệu quả; k_e - hệ số hạn chế hiệu quả.

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (9)$$

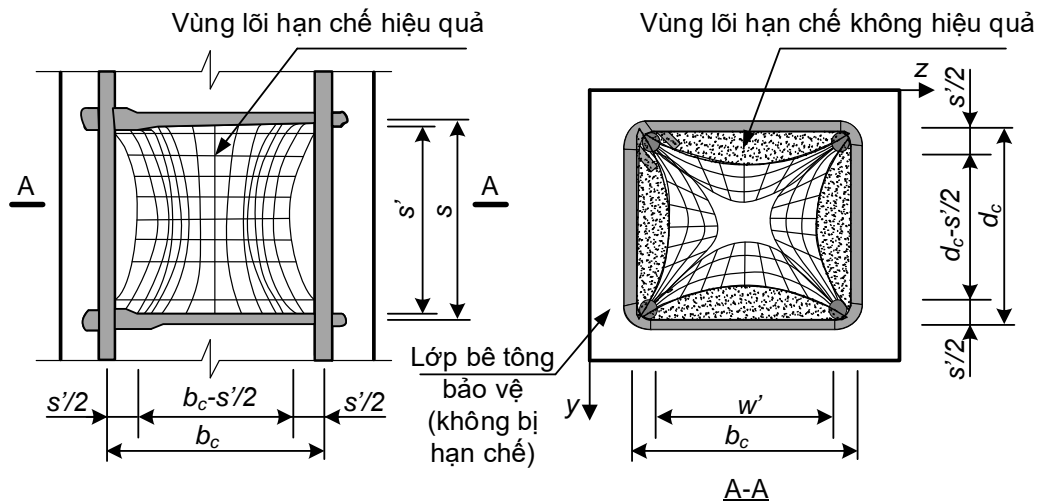
trong đó: ρ_{cc} - tỷ số giữa diện tích cốt thép dọc trên diện tích lõi tiết diện; A_c - diện tích lõi tiết diện giới hạn bởi đường tim theo chu vi cốt thép đai.

Trong hình 2, biến dạng được giả thiết có dạng parabol bậc 2 với đường dốc tiếp tuyến ban đầu là 45° . Diện tích hạn chế hiệu dụng của bê tông tại các tầng đai được xác định bằng cách trừ đi diện tích của parabol tương ứng với vùng bê tông hạn chế không hiệu quả. Diện tích không hiệu quả với một parabol là

$(w'_i)^2$, trong đó w'_i là khoảng cách thông thủy giữa các thanh thép dọc kề nhau (hình 2). Do đó, diện tích của bê tông lõi không hiệu quả tại cùng lớp cốt đai khi có n thanh thép dọc là:

$$A_i = \sum_1^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (10)$$

Trừ đi phần diện tích bê tông không hiệu quả trong tiết diện (hình 2), diện tích bê tông lõi hiệu quả giới hạn bởi cốt thép đai ngang được xác định như sau:



Hình 2. Vùng ảnh hưởng lõi hạn chế của cốt thép đai hình chữ nhật

Ứng suất giới hạn bên của bê tông theo phương y, z được xác định như sau:

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sd_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh}; \quad f_{lz} = \frac{A_{sz}}{sd_c} f_{yh} = \rho_z f_{yh} \quad (14)$$

Thay vào công thức (7), thu được ứng suất giới hạn bên hiệu quả theo trục y và z là:

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh}; \quad f'_{lz} = k_e \rho_z f_{yh} \quad (15)$$

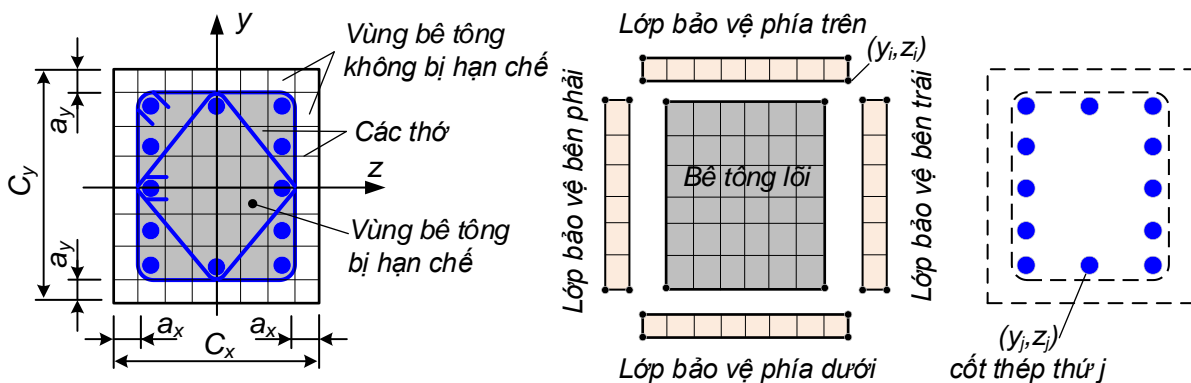
Biến dạng nén lớn nhất của lõi bê tông ε_{cu} trong quan hệ ứng suất - biến dạng ở hình 1 được Scott và cộng sự [10] đề xuất:

$$\varepsilon_{cu}^y = 0,004 + 0,9 \rho_y f_{yh} / 300; \quad \varepsilon_{cu}^z = 0,004 + 0,9 \rho_z f_{yh} / 300 \quad (16)$$

Trong công thức trên, với bê tông không bị hạn chế thường chọn $\varepsilon_{cu} = 0,004$ [5,10].

2.4 Mô hình phân tích, phương trình dao động và cách giải

Cho mô hình kết cấu khung nhà với bê tông hạn chế, các cột được cho dạng phần tử fiber. Mặt cắt ngang của phần tử fiber được chia thành 2 phần: bê tông không hạn chế và bê tông bị hạn chế như hình 3. Kết cấu mô hình được xây dựng trên phần mềm OpenSeesNavigator [18].



Hình 3. Mô hình tiết diện theo phương pháp chia thớ

Với mô hình phi tuyến, phương trình cân bằng chuyển động kết cấu chịu động đất như sau [19]:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + f_s(\{U\}) = \{P(t)\} \quad (17)$$

trong đó: $f_s(\{U\})$ - lực hồi phục, phụ thuộc vào chuyển vị $\{U\}$; $[M], [C]$ lần lượt là ma trận khối

lượng và ma trận cản của kết cấu; $\{P(t)\}$ - véc tơ tải trọng động đất xác định bởi:

$$\{P(t)\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g \quad (18)$$

với $\{I\}$ - véc-tơ đơn vị theo phương đặt tải trọng; \ddot{u}_g - gia tốc nền.

Ma trận cản Rayleigh $[C]$ được xác định bởi tổ hợp của độ cứng và khối lượng với tỷ số cản $\zeta_1 = \zeta_2 = 0,05$ [19, 20].

Để giải phương trình phi tuyến (17), sử dụng phương pháp tích phân trực tiếp theo thời gian Newmark kết hợp phương pháp lặp Newton-Raphson. Điều kiện kiểm tra hội tụ và dừng tính lặp [20]:

$$\sqrt{\{\Delta U\}^T \{\Delta U\}} \leq \text{Tolerance} \quad (19)$$

Trên cơ sở thuật toán trên, thiết lập chương trình tính để xác định các tham số của mô hình Mander tích hợp trong mã nguồn của OpenSees trong phân tích kết cấu.

3. Nghiên cứu số

3.1 Mô tả hệ kết cấu công trình

- Kết cấu khung nhà bê tông cốt thép 5 tầng. Chiều cao mỗi tầng là 4,2 m. Nhà gồm 5 nhịp theo trục X và 3 nhịp theo trục Y như hình 4(a);

- Hệ kết cấu bao gồm: dầm có tiết diện ngang là 25 cm x 40 cm. Cột có tiết diện là 35 cm x 35 cm;

- Bê tông được xem xét có cấp bền tương

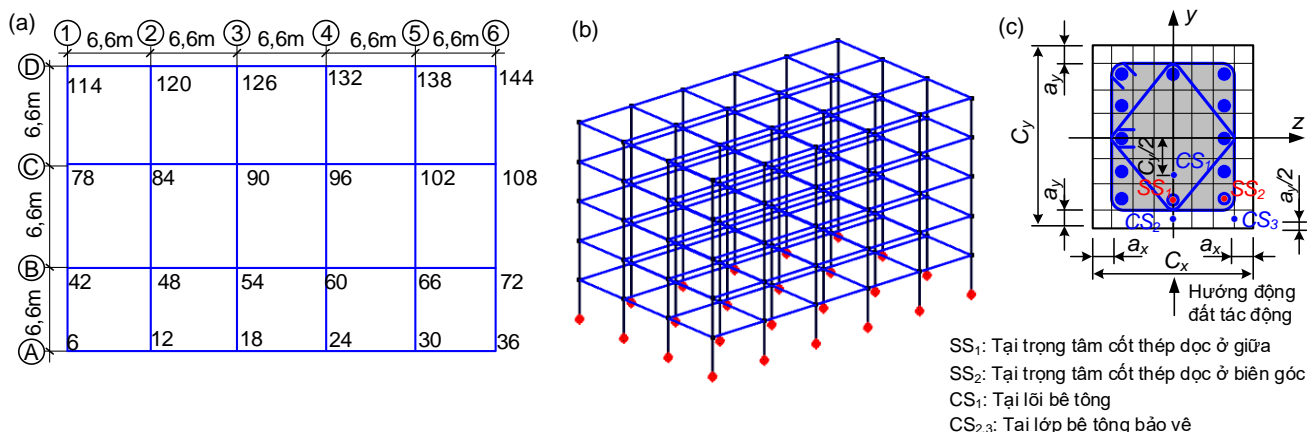
đương với B25; cốt thép dọc tương đương CB 300-V và cốt thép ngang tương đương CB 240-T tham chiếu theo tiêu chuẩn Việt Nam;

- Tải trọng: sàn có tính tải 200 daN/m², hoạt tải 100 daN/m², được phân bố cho về các dầm.

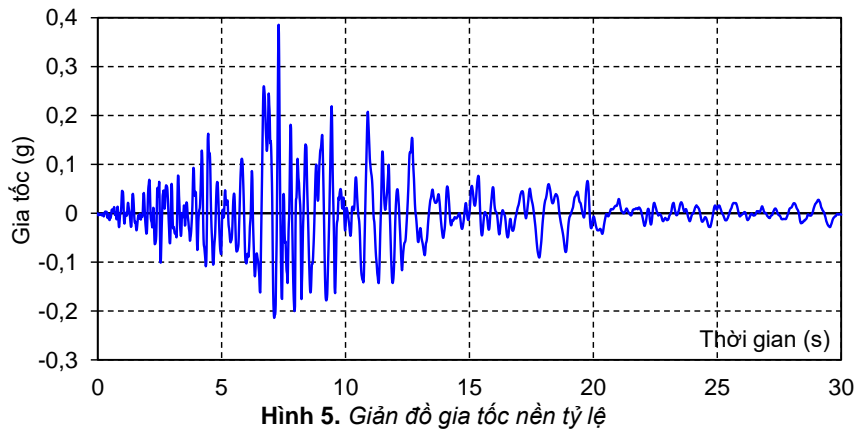
Kết cấu của công trình được mô hình hóa trên phần mềm OpenSees. Trong đó, kết cấu cột được mô hình bằng phần tử fiber, cốt thép dọc được mô tả dưới dạng phần tử thanh, như trên hình 3. Trong mô hình phần mềm OpenSees, lựa chọn mô hình "concrete01" cho bê tông với các tham số theo mô hình của Mander và cốt thép lựa chọn mô hình "steel01" tương ứng mô hình song tuyến tính. Kết cấu dầm được mô hình theo phần tử dầm - cột 3D.

Các điểm xác định ứng suất-biến dạng trên tiết diện cột được thể hiện như trên hình 4(c). Với mỗi phần tử dầm và cột, sẽ chia làm 5 mặt cắt để phân tích.

Công trình được đặt trên nền đất loại B, vị trí tại khu vực thành phố Sơn La, Việt Nam với phổ gia tốc thiết kế được tính theo TCVN 9386:2012, có $a_{gR} = 0,1893g$ [21]. Trong nghiên cứu, lựa chọn bản ghi động đất Northridge, sử dụng phần mềm SeismoMatch để xác định phổ phản ứng, hiệu chỉnh phổ phản ứng theo phương pháp của Nguyễn Xuân Đại và cộng sự [22], để phù hợp phổ đàn hồi với độ cản 5% xác định theo TCVN 9386:2012 như hình 5.



Hình 4. (a) Mặt bằng tầng điển hình; (b) Mô hình 3D của hệ kết cấu và (c) Mặt cắt tiết diện



Hình 5. Giảm đồ gia tốc nền tỷ lệ

3.2 Tính toán các tham số của mô hình Mander

Mục tiêu của ví dụ phân tích nhằm làm rõ ảnh hưởng của cốt đai và vùng bê tông bị hạn chế đến ứng xử của kết cấu. Do đó, với cùng một loại vật liệu bê tông có giá trị cường độ bất kỳ (tương ứng với bê tông không bị hạn chế), hiệu ứng tăng cường độ của miền bê tông bị hạn chế tuân thủ theo mô hình Mander được áp dụng. Do đó, các thông số của vật liệu trong ví dụ tính toán được lấy theo TCVN-5574:2018 dưới đây không làm mất đi ý nghĩa và mục tiêu của bài báo.

- Lớp bê tông bảo vệ (không bị hạn chế) có: $E_b = 30 \text{ GPa}$; $f'_{c0} = 18,5 \text{ MPa}$; $f'_{cu} = 0 \text{ MPa}$; $\varepsilon_{c0} = 0,002$ và $\varepsilon_{cu} = 0,0035$;

- Bê tông bị hạn chế có: $E_b = 30 \text{ GPa}$. Trên cơ sở mô hình Mander, các tham số được tính toán và trình bày trong bảng 1;

- Các tham số của thép trong mô hình ứng suất-biến dạng dựa trên cơ sở mô hình song tuyến tính, với $E = 200 \text{ GPa}$; $f_y = 300 \text{ MPa}$, hệ số độ cứng $b = 0,02$.

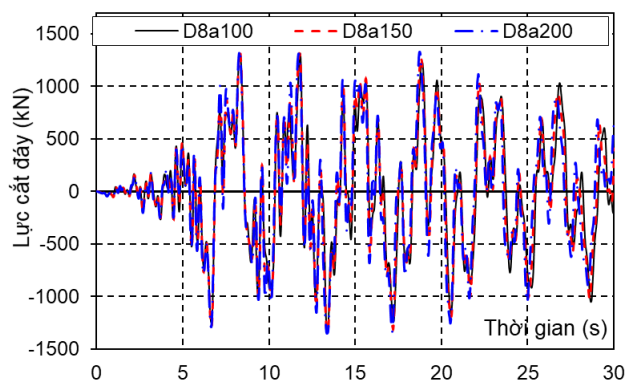
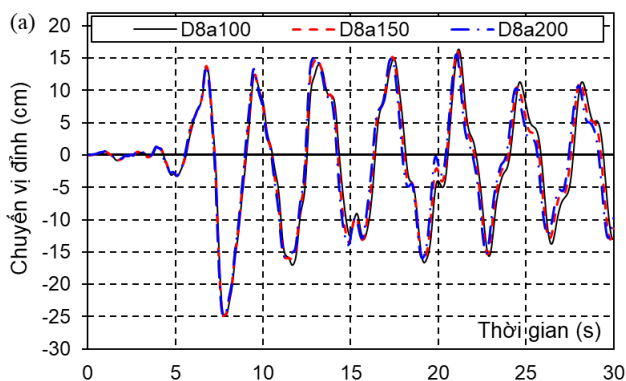
Bảng 1. Tham số ứng suất - biến dạng theo mô hình Mander

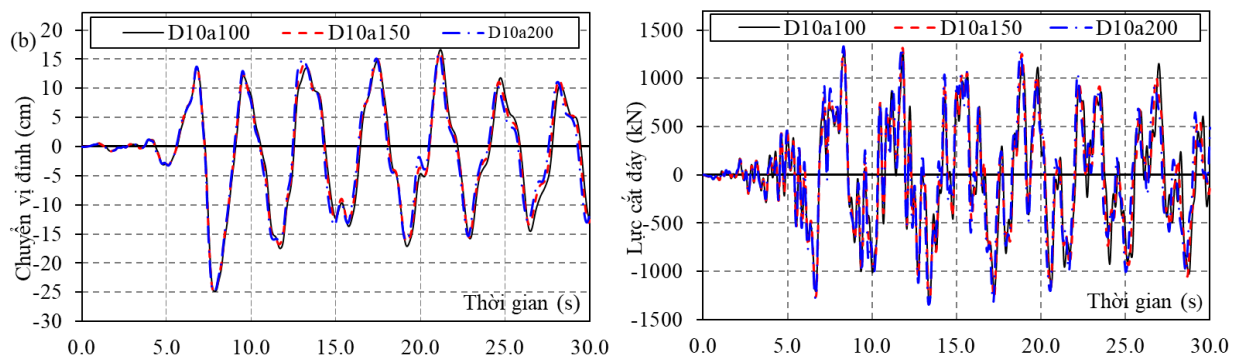
Cấu kiện	Cốt thép dọc		Cốt thép đai		Bê tông bị hạn chế			
	Số lượng và đường kính (mm)	ρ (%)	Kích thước và khoảng cách (mm)	ρ_t (%)	f'_{cc} (MPa)	f'_{cu} (MPa)	ε_{cc}	ε_{cu}
C35x35	8D18	2,42	3D8a100	0,520	23,916	19,382	0,0050	0,0214
C35x35	8D18	2,42	3D8a150	0,347	21,548	14,838	0,0037	0,0214
C35x35	8D18	2,42	3D8a200	0,260	20,337	11,824	0,0030	0,0214
C35x35	8D18	2,42	3D10a100	0,812	26,592	23,470	0,0064	0,0214
C35x35	8D18	2,42	3D10a150	0,542	23,156	18,057	0,0046	0,0214
C35x35	8D18	2,42	3D10a200	0,406	21,343	14,373	0,0036	0,0214

3.3 Kết quả và nhận xét

Tác động của động đất theo lịch sử thời gian được khảo sát thông qua lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh tại tầng trên cùng thể hiện như hình 6a,b.

Trong hình 6a thể hiện so sánh chuyển vị đỉnh và lực cắt đáy đối trong trường hợp cốt đai D8 với sự thay đổi khoảng cách các lớp cốt đai lần lượt $a = 100 \text{ mm}$, $a = 150 \text{ mm}$, $a = 200 \text{ mm}$.





Hình 6. Chuyển vị đỉnh và lực cắt đáy theo lịch sử thời gian đối với:
(a) đường kính cốt đai D8; (b) đường kính cốt đai D10

So với trường hợp cốt đai D8a100 thì giá trị chuyển vị lớn nhất trong trường hợp cốt đai D8a150 tăng 0,22%, còn trường hợp cốt đai D8a200 tăng là 0,47%. Giá trị lực cắt đáy lớn nhất với cốt đai D8a150 tăng 1,11%, trường hợp cốt đai D8a200

tăng 1,47%. Hình 6b thể hiện so sánh giá trị lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh đối với các trường hợp khi đường kính cốt thép đai D10. Từ kết quả phân tích cho thấy cốt thép đai ảnh hưởng không nhiều đến chuyển vị đỉnh và lực cắt đáy của công trình.

Bảng 2. So sánh lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh các trường hợp cốt đai D8

	D8a100	D8a150		D8a200	
		Giá trị	So sánh (%)	Giá trị	So sánh (%)
Chuyển vị đỉnh lớn nhất (cm)	-24,770	-24,825	0,222	-24,887	0,472
Lực cắt đáy lớn nhất (kN)	-1329,48	-1344,26	1,11	-1349,11	1,47

Hình 7 thể hiện quan hệ ứng suất - biến dạng trong cốt thép dọc tại 2 điểm SS1 và SS2. Trong hình 7a thể hiện giá trị lớn nhất của ứng suất và biến dạng của thép tại 2 vị trí SS1 và SS2 đôi khi

đường kính cốt đai D8 với các bước cốt đai khác nhau. Tương tự, hình 7b thể hiện kết quả trong trường hợp cốt đai D10 với các bước cốt đai thay đổi.

Bảng 3. So sánh các giá trị ứng suất lớn nhất và biến dạng tương ứng với cốt đai D8

	D8a100		D8a150		D8a200	
	SS1	SS2	SS1	SS2	SS1	SS2
Ứng suất lớn nhất (Mpa)	171,269	307,459	192,259	308,298	215,948	308,883
Biến dạng	0,0009	0,0034	0,0010	0,0036	0,0011	0,0037

Bảng 4. So sánh các giá trị ứng suất lớn nhất và biến dạng tương ứng với cốt đai D10

	D10a100		D10a150		D10a200	
	SS1	SS2	SS1	SS2	SS1	SS2
Ứng suất lớn nhất (Mpa)	147,560	306,363	179,481	307,753	195,492	308,390
Biến dạng	0,0007	0,0031	0,0009	0,0034	0,0010	0,0036

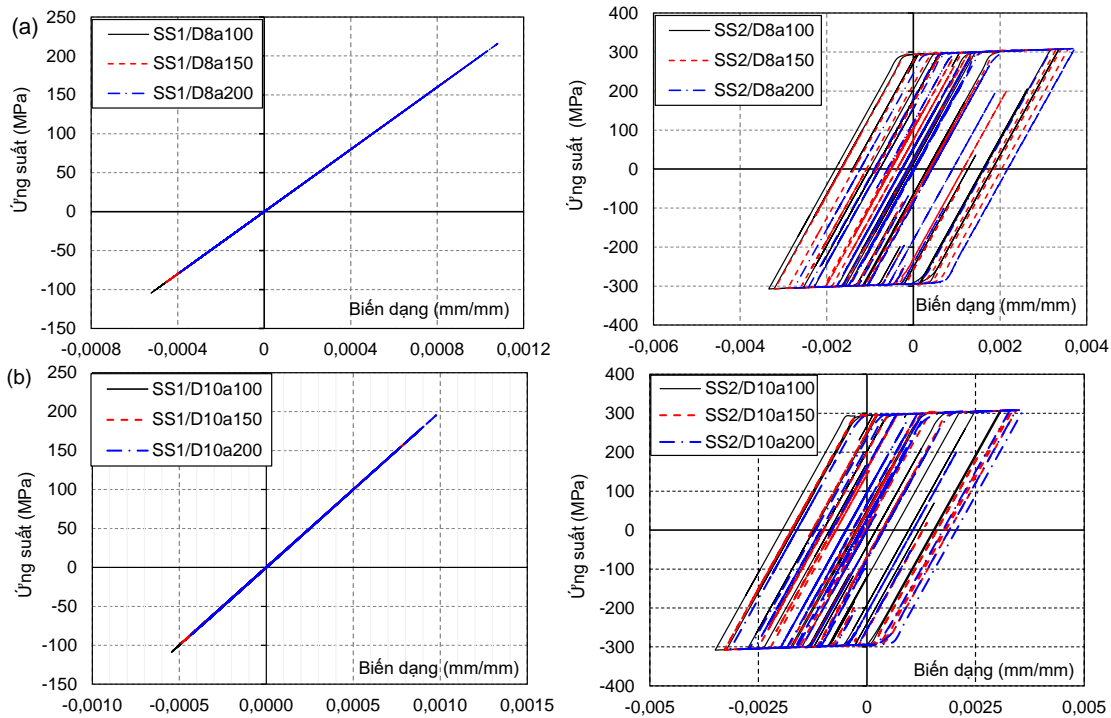
Để thấy, khi ứng suất lớn nhất tại điểm SS2 (với đường kính cốt đai D8, D10 và bước cốt đai thay đổi) đều lớn hơn ứng suất kéo của vật liệu $F_y = 300$ Mpa (bảng 3, bảng 4), ứng xử của các thanh thép có dạng phi tuyến. Với điểm SS1, thanh thép ứng xử tuyến tính bởi vì ứng suất lớn nhất luôn thấp hơn ứng suất kéo của vật liệu. Trong bảng 3 và bảng 4, ta thấy ứng suất lớn nhất và biến dạng tương ứng tăng khi khoảng cách các bước cốt đai tăng. Điều này hoàn toàn phù hợp với lý thuyết khi cốt đai đặt thưa thì biến dạng cũng lớn hơn, kéo theo ứng suất tăng so với khi đặt cốt đai dày.

Hình 8 thể hiện quan hệ ứng suất - biến dạng tại

điểm SS1 và SS2 trong trường hợp cốt thép đai có bước là 100mm (hình 10a) và 150mm (hình 10b). Trong hình 8a, giá trị ứng suất - biến dạng được so sánh trong trường hợp cốt đai có đường kính D8 và D10. Các giá trị ứng suất lớn nhất và biến dạng tương ứng được trình bày trong bảng 5. Dựa vào kết quả thu được từ bảng 5, ta thấy với bước cốt thép đai là 100mm, đường kính cốt đai là D8 thì giá trị ứng suất lớn nhất tại SS1 là 171,27 Mpa và biến dạng là 0,0009. Cùng với bước cốt thép đai đó, khi đường kính cốt đai chọn D10 thì giá trị ứng suất lớn nhất tại SS1 là 147,56 Mpa (giảm 13,84%) và biến dạng là 0,0007 (giảm 13,84%). Tương tự, đối với trường hợp

khi bước cốt thép đai là 150mm, giá trị ứng suất - biến dạng cũng giảm khi ta tăng đường kính cốt thép đai. Về mặt lý thuyết, các kết quả thu được hoàn

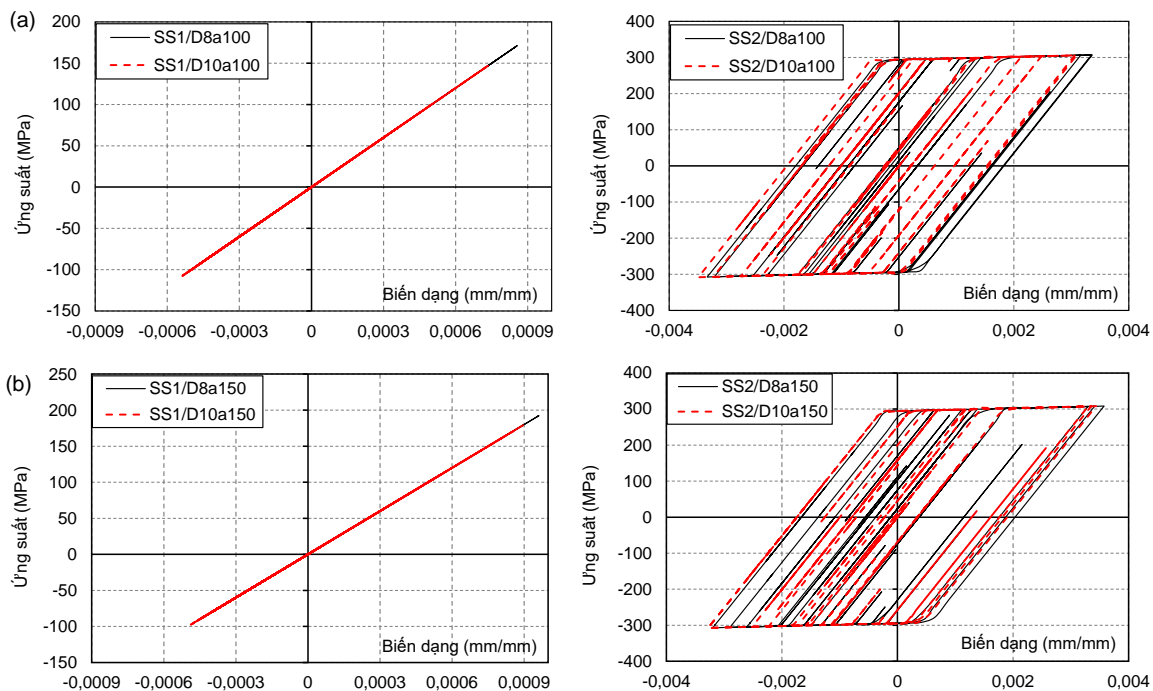
toàn phù hợp, khi bước cốt thép đai không đổi, đường kính cốt thép đai tăng thì giá trị biến dạng (dẫn đến ứng suất) giảm.



Hình 7. So sánh ứng suất - biến dạng tại điểm SS1 và SS2: a) Cốt thép đai D8 và b) Cốt thép đai D10

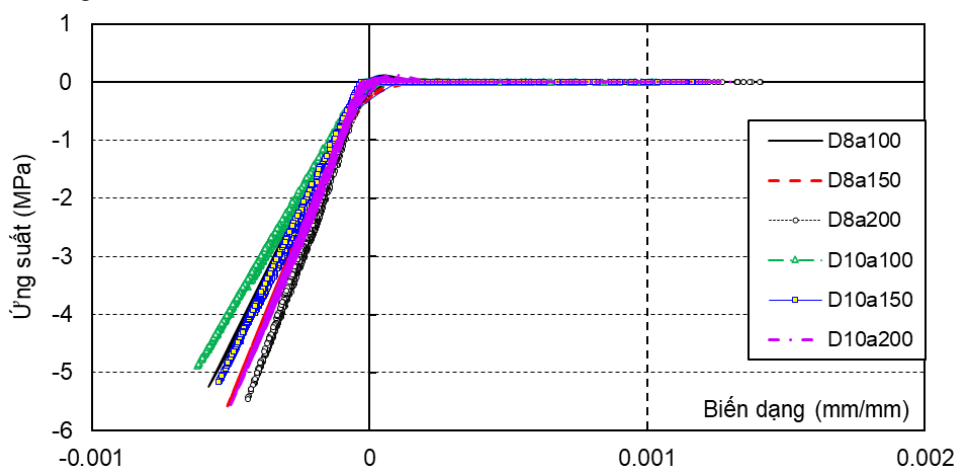
Bảng 5. So sánh giá trị ứng suất lớn nhất và biến dạng tương ứng với các trường hợp

	D8a100		D10a100		D8a150		D10a150	
	SS1	SS2	SS1	SS2	SS1	SS2	SS1	SS2
Ứng suất lớn nhất (Mpa)	171,27	307,46	147,56	306,36	192,26	308,30	179,48	307,75
Biến dạng	0,0009	0,0034	0,0007	0,0031	0,0010	0,0036	0,0009	0,0034



Hình 8. So sánh ứng suất - biến dạng tại điểm SS1 và SS2
a) Cốt thép đai có bước 100mm và b) Cốt thép đai có bước 150mm

Hình 9 thể hiện so sánh quan hệ ứng suất - biến dạng trong phần bê tông tại CS1 của các loại cốt thép đai với khoảng cách cốt đai khác nhau.



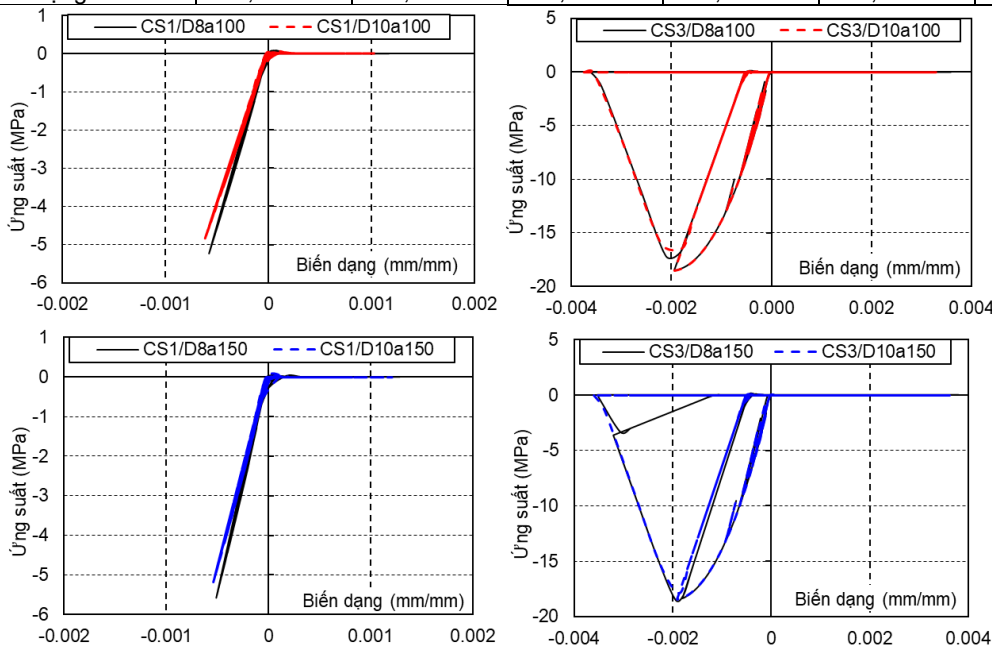
Hình 9. So sánh ứng suất - biến dạng tại điểm CS1 với các đường kính và khoảng cách đai khác nhau

Trên cơ sở kết quả thu được từ hình 9 và bảng 6, xác định được vùng bê tông hạn chế (điểm CS1), ứng suất lớn nhất và biến dạng nhỏ hơn cường độ kéo, ứng xử của vật liệu vì thế vẫn là giai đoạn đàn hồi. Theo dõi số liệu thu được trong bảng 6, với cùng đường kính cốt đai, khi tăng khoảng cách các lớp cốt đai thì ứng suất và

biến dạng giảm. Cụ thể khi xét trường hợp cốt đai có đường kính D8, bước cốt đai 100mm thì cho giá trị ứng suất lớn nhất là 5,24 MPa và biến dạng là - 0,00058. Khi giữ nguyên đường kính và tăng bước cốt đai lên 150mm thì ứng suất lớn nhất là 5,572 MPa (tăng 6,34%) và biến dạng là - 0,00051 (tăng 11,55%).

Bảng 6. So sánh giá trị ứng suất lớn nhất và biến dạng tương ứng tại vị trí CS1 với các đường kính và khoảng cách cốt đai khác nhau

	D8a100	D8a150	D8a200	D10a100	D10a150	D10a200
f_{c0}/f_{cc} (MPa)	23,916	21,548	20,337	26,592	23,156	21,343
$\varepsilon_{c0}/\varepsilon_{cc}$	0,00498	0,00368	0,00302	0,00644	0,00456	0,00357
Ứng suất lớn nhất (MPa)	-5,240	-5,572	-5,458	-4,878	-5,176	-5,549
Biến dạng	-0,00058	-0,00051	-0,00044	-0,00062	-0,00054	-0,00050



Hình 10. So sánh ứng suất - biến dạng tại điểm CS1 và CS3

a) Cốt thép đai có bước 100mm và b) Cốt thép đai có bước 150mm

Trong hình 10 thể hiện so sánh ứng suất - biến dạng với trường hợp bước cốt thép đai không đổi và thay đổi đường kính cốt thép đai. Trong hình 10a

thể hiện giá trị ứng suất - biến dạng khi cốt thép đai có bước là 100mm, khi đường kính D8 thì giá trị ứng suất lớn nhất thu được là 5,24 MPa, biến dạng

tương ứng là -0,00058 (bảng 6). Vẫn giữ nguyên bước cốt đai như vậy, khi đường kính cốt thép đai chọn là D10 thì giá trị ứng suất lớn nhất nhận được là 4,878 MPa (giảm 6,9%) và biến dạng là -0,00062 (giảm 7,2%).

Từ kết quả trên, tác giả nhận thấy hiệu quả của cốt thép đai có nhiều ý nghĩa trong việc tăng cường độ chịu nén của bê tông trong vùng bị hạn chế, dẫn đến tăng khả năng chịu nén của kết cấu bê tông cốt thép. Trong khi đó, ảnh hưởng của đường kính và bước cốt đai đến cường độ chịu nén của kết cấu ở mức độ vừa phải (dưới 15% trong phạm vi nghiên cứu này). Từ kết quả này cho thấy rằng trong các thiết kế kháng chấn theo khả năng chịu lực (seismic resistant design performance based), việc tính toán sự tăng cường độ vật liệu trong vùng giới hạn của cốt đai trên mặt cắt ngang cho phép tăng khả năng làm việc của kết cấu.

4. Kết luận

Bài báo nghiên cứu ảnh hưởng của cốt đai và miền bê tông bị hạn chế đối với ứng xử của nhà nhiều tầng BTCT chịu động đất bằng phần mềm OpenSees, sử dụng phần tử theo mô hình fiber để mô hình hóa kết cấu khung bê tông cốt thép có xét đến sự thay đổi cường độ của bê tông trong miền hạn chế bởi cốt đai. Trong bài viết, tác giả sử dụng mô hình phi tuyến của Mander để mô tả ứng xử của bê tông hạn chế và ứng xử phi tuyến của cốt thép được mô tả bằng mô hình song tuyến tính. Kết quả thu được cho thấy ảnh hưởng của đường kính và bước cốt thép đai đối với trạng thái nội lực-chuyển vị của công trình, làm tăng khả năng chịu lực của kết cấu và độ dẻo của nhà nhiều tầng BTCT chịu động đất.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCVN-5574:2018 (2018), Vietnam national standard - Design of concrete and reinforced concrete structures. Ministry of Science and Technology.
2. ECS (2004), Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings, 3.
3. CSI (2020), CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE, CSiBridge, and PERFORM 3D. Computers and Structures Berkeley, CA.
4. Mander, J.B., M.J.N. Priestley and R. Park (1988), Theoretical Strain-Stress Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 114(8): p. 1804-1826.
5. Chung, H.S., et al. (2002), Stress-Strain Curve of Laterally Confined Concrete. *Engineering Structures*, 24(11): 1153-1163.
6. Sheikh, S.A. and S.M. Uzumeri (1980), Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. *Journal of the Structural Division*, 106(May): p. 1079-1102.
7. Sheikh, S.A. and S.M. Uzumeri (1982), Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. *Journal of the Structural Division*. 108(12): p. 2703-2722.
8. Kent, D.C. and R. Park (1971), Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7): p. 1969-1990.
9. Scott, B.D., R. Park, and M.J.N. Priestley (1982), Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal*, 79(2): p. 13-27.
10. Mander, J.B., M.J.N. Priestley and R. Park (1988), Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 114(8): p. 1827-1849.
11. Legeron, F. and P. Paultre (2003), Uniaxial Confinement Model for Normal- and High-Strength Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, 129(February): p. 241-252.
12. Paultre, P. and F. Légeron (2008), Confinement reinforcement design for reinforced concrete columns. *Journal of structural engineering*. 134(5): p. 738-749.
13. Ziemian, R.D. (1993), Examples of frame studies used to verify advanced methods of inelastic analysis. *Plastic hinge based methods for advanced analysis and design of steel frames*.
14. OpenSees (2020), The Open System for Earthquake Engineering Simulation. *PEER*.
15. Melo, J., et al. (2011), Numerical modelling of the cyclic behaviour of RC elements built with plain reinforcing bars. *Engineering structures*. 33(2): p. 273-286.
16. Cường, T.N. (2017), Áp dụng phương pháp phân tích động phi tuyến theo lịch sử thời gian mới vào phần mềm Openses. *Tạp chí KHCN Xây dựng*, 1: p. 17-26.
17. Goldberg, J.E. and R.M. Richard (1963), Analysis of nonlinear structures. *Journal of the Structural Division*, 89(4): p. 333-351.
18. OpenSeesNavigator (2020), The OpenSeesNavigator. *PEER*.
19. Clough, R. and J. Penzien (2010), Dynamics of Structures (Computers and Structures inc.: Walnut Creek).
20. Cheng, F.Y. (2017), Matrix analysis of structural dynamics: applications and earthquake engineering. Vol. 1.: CRC Press.
21. TCVN-9386:2012 (2012), Vietnam national standard - Design of structures for earthquake resistances. Ministry of Science and Technology.
22. Nguyễn, X.Đ. và V.T. Nguyễn (2021), Hiệu chỉnh giản đồ gia tốc động đất đáp ứng theo tiêu chuẩn Việt Nam. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*. 3: p. 69-77.

Ngày nhận bài: 28/12/2021.

Ngày nhận bài sửa: 17/01/2022.

Ngày chấp nhận đăng: 17/01/2022.