

Tính hệ số ứng xử động đất của kết cấu nhà bê tông cốt thép theo phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến

Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures base on nonlinear inelastic methods

> PHÙNG VĂN LONG, NGUYỄN VĂN TÚ, NGUYỄN XUÂN ĐẠI*, MAI VIẾT CHINH

Học viện Kỹ thuật quân sự, *Email xuandai.nguyen@lqdtu.edu.vn

TÓM TẮT

Trong quan niệm thiết kế chống động đất hiện nay, các tiêu chuẩn thiết kế đều xem xét sử dụng hệ số kể đến biến dạng dẻo của kết cấu. Hệ số này cho phép người thiết kế sử dụng phương pháp phân tích tuyến tính để khảo sát phản ứng của kết cấu trong khi vẫn kể đến ứng xử phi tuyến và giới hạn biến dạng của kết cấu. Bài báo tập trung nghiên cứu xác định hệ số ứng xử q cho một số kết cấu khung nhà bê tông cốt thép theo quy định của tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 và phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần để khảo sát, đánh giá việc áp dụng hệ số ứng xử theo tiêu chuẩn. Các mô hình kết cấu khung nhà 3 tầng, 6 tầng và 9 tầng được lựa chọn để phân tích theo phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần, hệ số ứng xử được xác định dựa vào trạng thái ứng xử của kết cấu thông qua đường cong quan hệ lực cắt – chuyển vị. Kết quả cho thấy TCVN 9386:2012 đề xuất giá trị q thấp hơn đáng kể so với giá trị hệ số ứng xử tính toán được theo phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần. Hơn nữa, việc sử dụng chung một giá trị hệ số ứng xử cho các kết cấu có quy mô khác nhau chưa phản ánh đúng khả năng biến dạng dẻo thực tế của kết cấu.

Từ khóa: Hệ số ứng xử động đất; kết cấu bê tông cốt thép; bê tông bị hạn chế; phân tích đẩy dần; phân tích động phi tuyến.

ABSTRACT

In the current perspective of seismic-resistant design, design standards employ the seismic behavior factor to take into account the inelastic deformation capacity of structural components in the calculation. This factor allows a designer to use a linear elastic force-based design method while preserving the consideration of the nonlinear behavior and the deformation limit of structures. This paper focuses on estimating the values of the seismic behavior factor for reinforced concrete frames according to the Vietnamese national standard TCVN 9386:2012 and using the pushover analysis method to investigate the applicability and accuracy of the behavior factor specified in the standard. Accordingly, the 3-storey, 6-storey, and 9-storey building structure models are selected for analysis using the pushover analysis method, the seismic behavior factor is determined based on the nonlinear curve of shear force and displacement of structural responses. The results show that TCVN 9386:2012 proposed a significantly lower factor than the values calculated by the pushover analysis method. Further, using the same value of seismic behavior factor for different structures does not accurately reflect the inelastic deformation capacity of the structures.

Keywords: Seismic behaviour factor; reinforced concrete structure; confined concrete; nonlinear static pushover analysis; nonlinear dynamic analysis.

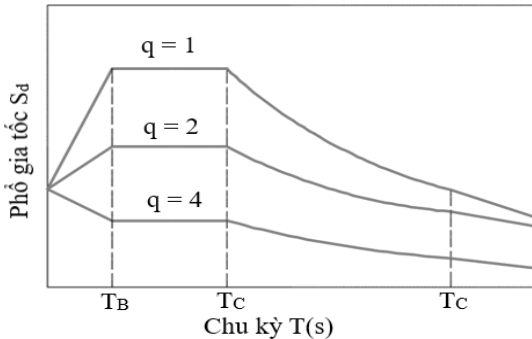
1. MỞ ĐẦU

Trong các tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất trên thế giới hiện nay như UBC97 [1], IBC [2], Eurocode 8 [3], TCVN 9386:2012 [4], việc thiết kế kháng chấn được thực hiện theo quan điểm chuyển từ việc bảo vệ công trình sang bảo vệ trực tiếp sinh mạng con người và của cải vật chất xã hội. Theo đó, khi động đất xảy ra các công trình xây dựng không nhất thiết chỉ làm việc đàn hồi mà có thể làm việc sau giới hạn đàn hồi miễn là không bị sụp đổ (phương pháp thiết kế

theo khả năng – capacity-based design, và phương pháp thiết kế theo hiệu năng – performance-based design).

Theo đó, trong thực hành tính toán, lực cắt đáy thiết kế của các kết cấu được xác định từ phổ phản ứng thiết kế (không đàn hồi) chuẩn hóa cung cấp gia tốc phổ thiết kế liên quan đến chu kỳ giao động cơ bản của kết cấu. Các phổ phản ứng không đàn hồi này giảm so với phổ phản ứng đàn hồi nhờ việc kể đến hệ số ứng xử động đất “ q ” (seismic behavior) (hoặc khái niệm hệ số kể đến biến dạng dẻo trong

các tiêu chuẩn của Mỹ [5, 6], Canada [7]- ductility factor), phản ánh khả năng tiêu tán năng lượng của kết cấu thông qua ứng xử phi tuyến (Hình 1). Khi đó, kết cấu được phân tích ở trạng thái ứng xử đàn hồi tuyến tính với tải trọng động đất được xác định từ phổ phản ứng không đàn hồi như vậy. Thực tế phương pháp tính toán thiết kế này đã được sử dụng từ lâu, được các kỹ sư thiết kế kết cấu ưa thích nhất vì nó quan điểm tính toán đơn giản, giảm đáng kể yêu cầu về hiệu năng phân tích kết cấu công trình. Tuy nhiên, việc tính toán xác định hệ số ứng xử "q" hiện vẫn đang là nội dung thu hút được sự quan tâm của các nhà nghiên cứu do những quan điểm phân tích và phương pháp xác định khác nhau.



Hình 1. Phổ phản ứng thiết kế theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012

Gần đây, có nhiều nghiên cứu được thực hiện trên kết cấu nhà để khảo sát việc áp dụng hệ số ứng xử q trong tính toán kết cấu. Mwafy và Elnashi [8] đã trình bày nội dung nghiên cứu tương đối toàn diện để hiệu chỉnh các hệ số q , bằng cách sử dụng 12 tòa nhà bê tông cốt thép, thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode 8 [3]. Zafar đã thực hiện nghiên cứu tham số liên quan đến các kết cấu nhà có khung bê tông cốt thép để đánh giá ảnh hưởng của đặc trưng kích thước tiết diện và ứng xử của vật liệu đối với hệ số ứng xử q [9]. AlHamaydeh và cộng sự đã nghiên cứu hệ số ứng xử q của ba kết cấu nhà khung bê tông cốt thép điển hình cao 4, 16 và 32 tầng chịu tác dụng của động đất tương ứng với hai cấp khác nhau [10]. Massumi và cộng sự [11] đã tiến hành phân tích để kiểm tra khả năng vượt cường độ kết cấu đối với 25 kết cấu khung bê tông cốt thép điển hình. Kết quả cho thấy hệ số vượt cường độ gần như không đổi (với giá trị trung bình là 2,5 và 1,7 đối với các tòa nhà được thiết kế theo tiêu chuẩn Iran và tiêu chuẩn Bắc Mỹ) cho các tòa nhà cao từ 4 đến 10 tầng. Al-Ahmar và Al-Samara [12] đã nghiên cứu ảnh hưởng của số tầng và nhịp đến các hệ số ứng xử động đất của 25 kết cấu nhà khung chịu mô men đặc biệt, ... Nhìn chung, các phân tích như vậy đều thực hiện trên cơ sở phương pháp thiết kế dựa trên lực (force-based design), sử dụng hệ số ứng xử q được xác định trước (quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế), hệ số này không đổi với các hình dạng mặt bằng và giải pháp kết cấu khác nhau. Giá trị được đề xuất có thể không thực tế hoặc không phù hợp với trạng thái phi tuyến của từng kết cấu cụ thể. Mặt khác, hầu hết các nghiên cứu trước đây đều tập trung vào việc đánh giá thành phần độ dẻo của hệ số ứng xử đối với hệ kết cấu một bậc tự do (SDOF). Tuy nhiên, khả năng vượt cường độ cũng có ý nghĩa quan trọng trong việc hiệu chỉnh hệ số ứng xử và có thể khác nhau tùy thuộc vào nhiều yếu tố như hệ kết cấu, cấp độ dẻo của vật liệu thành phần (bê tông, cốt thép) và chu kỳ do động của kết cấu.

Trong bài báo này, nhóm tác giả tiến hành khảo sát hệ số ứng xử động đất q của kết cấu khung bê tông cốt thép thông qua các phân tích đẩy dẫn tĩnh phi tuyến. Phân tích đẩy dẫn tĩnh phi tuyến sử dụng để xác định mối quan hệ tải trọng - chuyển vị và các yếu tố ứng xử, chẳng hạn như độ dẻo, khả năng vượt cường độ và hệ số ứng xử động đất. Các giá trị của hệ số q thu được cũng được so sánh với giá trị q được quy định trong tiêu chuẩn Việt Nam.

2. PHƯƠNG PHÁP LUẬN CỦA NGHIÊN CỨU

2.1. Phương pháp xác định hệ số ứng xử

Theo Tiêu chuẩn TCVN 9386: 2012 hệ số ứng xử q là tỷ số gần đúng giữa lực động đất mà kết cấu phải chịu khi giả thiết phản ứng của nó hoàn toàn đàn hồi với độ cản nhớt $\xi = 5\%$ và lực động đất được dùng để thiết kế kết cấu theo mô hình phân tích đàn hồi quy ước mà vẫn tiếp tục đảm bảo cho kết cấu có trạng thái phản ứng thoả mãn các yêu cầu đặt ra. Giá trị giới hạn trên của hệ số ứng xử q trong đó có xét tới ảnh hưởng của độ cản nhớt khác 5% của kết cấu nhà bê tông cốt thép ứng với các cấp độ dẻo khác nhau đối với các tác động động đất theo phương ngang được xác định theo biểu thức sau cho mỗi hướng tính toán:

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (1)$$

trong đó, q_0 là giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, phụ thuộc vào loại kết cấu sử dụng và tính đều đặn trên chiều cao của công trình. Đối với các công trình nhà đều đặn trên chiều cao, giá trị q_0 được xác định theo Bảng 1; k_w là hệ số phản ánh dạng phá hoại chiếm ưu thế trong hệ kết cấu có tường chịu lực.

Bảng 1. Các giá trị cơ bản của hệ số ứng xử q_0 đối với các hệ kết cấu BTCT đều đặn trên chiều cao

Loại kết cấu	Cấp dẻo kết cấu trung bình (DCM)	Cấp dẻo kết cấu cao (DCH)
Hệ khung, hệ hỗn hợp, hệ tường ghép	$3.0\alpha_u / \alpha_1$	$4.5\alpha_u / \alpha_1$
Hệ tường chịu lực không ghép	3.0	$4.0\alpha_u / \alpha_1$
Hệ dể xoắn (Hệ lõi)	2.0	4.0
Hệ con lắc ngược	1.5	2.0

Cũng theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012, khi xác định hệ số q_0 cần lưu ý tới một số vấn đề sau:

- Đối với các nhà không đều đặn trên chiều cao, hệ số q_0 được giảm xuống 20%;

- Tỷ số α_u / α_1 biểu thị sự vượt độ bền của hệ kết cấu do dư thừa liên kết. Trong đó α_1 là hệ số nhân vào giá trị thiết kế của tác động đất theo phương ngang để mọi cấu kiện của kết cấu đạt giới hạn độ bền chịu uốn trước tiên, trong khi tất cả các tác động khác vẫn không đổi; α_u là hệ số nhân vào giá trị thiết kế của tác động đất theo phương ngang làm cho khớp dẻo hình thành trong một loạt tiết diện đủ để dẫn đến sự mất ổn định tổng thể kết cấu, trong khi tất cả các giá trị thiết kế của các tác động khác vẫn không đổi. Hệ số α_u có thể thu được từ phân tích phi tuyến tĩnh tổng thể. Trường hợp hệ số α_u / α_1 không được xác định bằng tính toán, đối với nhà có tính đều đặn trong mặt bằng có thể lấy các giá trị gần đúng của α_u / α_1 như sau:

a) Hệ khung hoặc hệ hỗn hợp tương đương hệ khung:
Nhà một tầng: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$

Các hệ khung một nhịp nhiều tầng: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$

Các hệ khung nhiều nhịp, nhiều tầng hoặc kết cấu hỗn hợp tương đương hệ khung: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$

b) Hệ tường hoặc hệ kết cấu hỗn hợp tương đương với tường:
Các hệ tường chỉ có hai tường không ghép theo từng phương ngang: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$

Các hệ tường không ghép khác: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$

Hệ kết cấu hỗn hợp tương đương tường hoặc hệ tường ghép:
 $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$

Đối với các nhà không có tính đều đặn trong mặt bằng, các trị số α_u / α_1 khi không xác định qua tính toán có thể sử dụng giá trị gần đúng là trung bình của 1,0 và các giá trị cho ở trên. Giá trị α_u / α_1 lớn nhất dùng trong thiết kế là 1.5 kể cả khi phân tích đẩy dẫn cho kết quả lớn hơn.

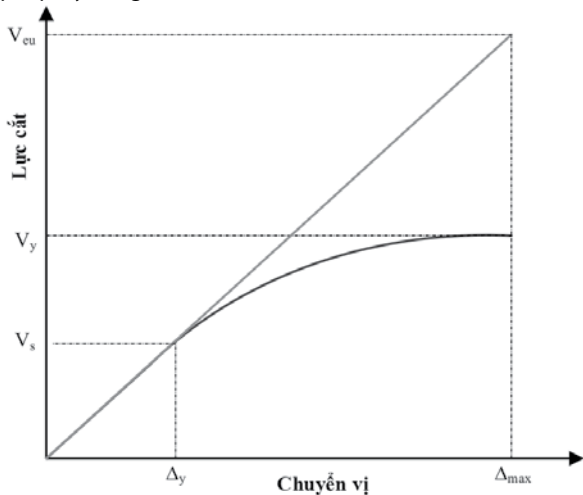
- Giá trị q_0 cho các hệ con lắc ngược có thể lấy tăng lên, nếu ứng với giá trị đó có thể đảm bảo được rằng trong vùng tới hạn của kết cấu có sự phân tán năng lượng lớn hơn.

- Cho phép tăng giá trị q_0 nếu đảm bảo kiểm soát chất lượng thi công. Giá trị đã tăng lên này không được vượt quá 20% so với các giá trị đã cho trong Bảng 1.

Dựa trên khái niệm và bản chất của việc tính toán, ta nhận thấy hệ số ứng xử có thể xác định trực tiếp và chính xác hơn thông qua phân tích kết cấu ngoài miền đàn hồi. Uang [13] đề xuất công thức tính toán hệ số ứng xử q dựa trên kết quả đường cong quan hệ giữa lực cắt và chuyển vị có được từ phân tích tĩnh phi tuyến như sau:

$$q = \frac{V_{eu}}{V_s} \gamma \quad (2)$$

trong đó, V_{eu} là lực cắt đàn hồi được xác định là lực cắt tại chuyển vị lớn nhất của đường quan hệ lực cắt và chuyển vị như trên Hình 2; V_s là lực cắt đàn hồi ngay tại khớp dèo đầu tiên; γ là hệ số ứng suất cho phép lấy bằng 1,5.



Hình 2. Đường cong quan hệ lực cắt và chuyển vị [14]

Theo tiêu chuẩn ATC của Mỹ [5, 6, 15], hệ số ứng xử được xác định dựa trên một loạt các hệ số khác nhau:

$$R = R_\mu \cdot R_\rho \cdot R_\Omega \cdot R_\xi \quad (3)$$

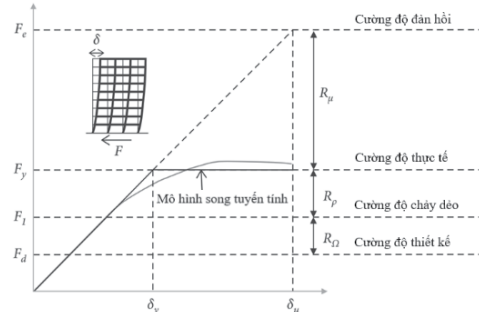
trong đó: R_μ , R_ρ , R_Ω , R_ξ lần lượt là hệ số độ dẻo, hệ số dự phòng, hệ số vượt cường độ và hệ số giảm chấn. Hệ số giảm chấn R_ξ được sử dụng để mô tả sự tiêu tán năng lượng được đặc trưng bởi hệ số cản nhớt và độ trễ. Nó chỉ được xét đến nếu công trình có các thiết bị giảm chấn, trường hợp khác thì $R_\xi = 1$. Các thông số khác được thể hiện trên đường cong đẩy dẫn thu được từ phân tích tĩnh phi tuyến.

Hình 3 cho thấy mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh. Hệ số ứng xử được xác định theo tiêu chuẩn ATC được định nghĩa như sau:

$$R = \frac{F_e}{F_d} = \frac{F_e}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_1} \cdot \frac{F_1}{F_d} = R_\mu \cdot R_\rho \cdot R_\Omega \quad (4)$$

trong đó,

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y}; \quad R_\rho = \frac{F_y}{F_1}; \quad R_\Omega = \frac{F_1}{F_d} \quad (5)$$



Hình 3. Đường cong quan hệ lực cắt và chuyển vị

2.2. Mô hình ứng suất - biến dạng của vật liệu

Ba mô hình ứng xử khác nhau của vật liệu được sử dụng cho nghiên cứu: bê tông không bị giới hạn, bê tông bị giới hạn và cốt thép. Bê tông được mô hình hóa với mối quan hệ ứng suất-biến dạng được đề xuất bởi Mander và cộng sự [16]. Thép được mô hình hóa với mối quan hệ đàn dẻo.

Mander và cộng sự đã xây dựng mô hình ứng suất - biến dạng của bê tông bị hạn chế. 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):

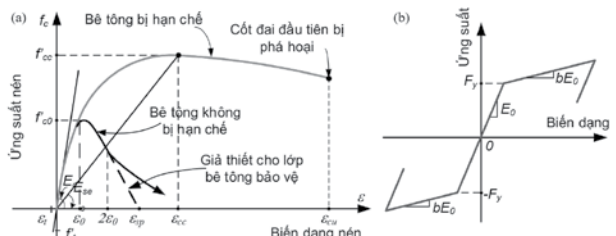
$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}, \quad (6)$$

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

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_1}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_1}{f'_{co}} \right) \quad (7)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}, \quad (8)$$

Trong đó: f'_{co} và f_1 lần lượt là cường độ nén của bê tông không bị hạn chế và ứng suất hạn chế hiệu quả; ϵ_c là biến dạng của bê tông chịu nén dọc trục.



Hình 4. Mô hình ứng suất - biến dạng của: (a) bê tông bị hạn chế và bê tông không bị hạn chế; (b) cốt thép [17]

Richart và cộng sự (1928) đã đề xuất giá trị ϵ_{cc} :

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right], \quad (9)$$

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 $\epsilon_{co} = 0.002$.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, \quad (10)$$

trong đó E_c là mô đun đàn hồi của bê tông,

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ (MPa)}; \quad (11)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}. \quad (12)$$

Để xác định trạng thái ứng suất-biến dạng của lớp bê tông bảo vệ (bên ngoài lõi bê tông bị giới hạn), phần nhánh nằm trong vùng

$\epsilon_c > 2\epsilon_{c0}$ được coi là đường thẳng đạt ứng suất bằng 0 tại biến dạng nứt vỡ, ϵ_{sp} .

Mối quan hệ mô men - góc xoay được xác định dựa trên mối quan hệ về mô men - độ cong của khớp dẻo và chiều dài của khớp dẻo. Góc xoay tới hạn (θ_u) và chiều dài của khớp dẻo (L_{pl}) được xác định bằng cách sử dụng các biểu thức trong Eurocode 8 [3] (Phụ lục A, Công thức A.4 và A.5):

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (13)$$

$$L_{pl} = 0.1L_V + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (14)$$

trong đó, φ_u là độ cong tới hạn, φ_y là độ cong chảy, L_V là chiều dài cốt, h là chiều cao tiết diện, d_{bl} là đường kính trung bình của các thanh cốt thép dọc, f_y là cường độ chảy của cốt thép dọc [9], và f_c là cường độ chịu nén của bê tông [9].

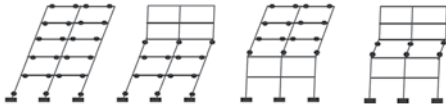
Sự suy giảm độ bền và độ cứng được xem xét bằng cách sử dụng mô hình trễ Takeda [18]. Việc tính toán hệ số ứng xử cần xác định trạng thái giới hạn (tổng thể và cục bộ) của kết cấu trong phân tích.

2.3. Phương pháp phân tích phi tuyến

Để xác định hệ số ứng xử q , các phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần đã được sử dụng.

Phương pháp này bao gồm việc áp dụng tăng dần tải trọng ngang phân bố hợp lý trên các tầng để đạt được mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh của công trình, thường được gọi là đường cong đẩy dần hoặc đường cong khả năng chịu lực. Có thể có nhiều lựa chọn thay thế cho kiểu phân bố của tải trọng ngang và có thể các kiểu tải trọng ngang khác nhau sẽ dẫn đến các đường cong đẩy dần có đặc điểm khác nhau và thứ tự hình thành khớp dẻo khác nhau. Trong nghiên cứu này, đường cong đẩy của ba khung thu được bằng cách sử dụng mô hình phân bố tải trọng ngang tam giác ngược.

2.4. Trạng thái giới hạn theo cơ cấu phá hoại



Hình 5. Bốn trường hợp mất ổn định tổng thể [3]

Để xác định hệ số q , cần có một số tiêu chí đáp ứng để xác định trạng thái giới hạn sụp đổ của một kết cấu. Có bốn tiêu chí sụp đổ được sử dụng ở đây được phân loại thành hai nhóm, tiêu chí cục bộ và tổng thể.

Tiêu chí cục bộ được xác định dựa trên giới hạn góc xoay của khớp dẻo của các phần tử khác nhau (dầm, cột) đến góc xoay cục hạn, θ_u .

Các tiêu chí sụp đổ tổng thể được xác định thông qua:

- Giới hạn chuyển vị lệch tầng, Δ , bằng 3% chiều cao tầng (h_e).

Giới hạn này cũng được quy định trong [3, 11] và sát với các giới hạn được áp dụng theo tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn Eurocode 8, dao động trong khoảng từ 2 đến 3%,

- Mất ổn định kết cấu do hình thành cơ cấu khớp dẻo ở cột (Hình 5) [19],

- Mất ổn định do hiệu ứng P- Δ , được thể hiện bởi chỉ số ổn định, $\theta_{P-\Delta}$, bằng 0,2. Chỉ số $\theta_{P-\Delta}$ được tính theo phương trình sau:

$$\theta_{P-\Delta, k} = P_k \Delta_k / V_k \cdot h_{e, k} \quad (15)$$

với P_k là tổng tĩnh tải (TT) và 20% hoạt tải (HT) của kết cấu từ tầng "k" trở lên; Δ_k là chuyển vị ngang tương đối của sàn tầng "k+1" so với sàn tầng "k"; V_k lực cắt tại tầng "k"; $h_{e, k}$ chiều cao của tầng "k".

3. PHÂN TÍCH VÍ DỤ SỐ

3.1. Mô tả hệ kết cấu công trình

Ba công trình điển hình được khảo sát là các kết cấu bê tông cốt thép với quy mô 3, 6 và 9 tầng được thiết kế và xây dựng trên nền đất loại B, tỷ số cản 5%, tính toán với gia tốc nền tham chiếu tại Thanh Xuân, Hà Nội. Chân cột ngàm chặt vào móng. Các thông tin về công trình được cung cấp ở Bảng 2.

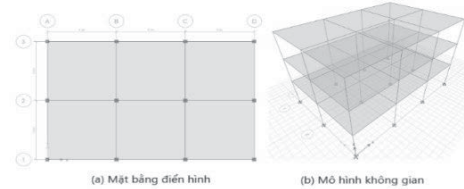
Tải trọng thẳng đứng: Gồm tĩnh tải là tải trọng các lớp cấu tạo sàn (130 daN/m²), không bao gồm trọng lượng bản thân các cấu kiện. Hoạt tải tác dụng đối với các sàn là 200 daN/m² và 90 daN/m² với sân mái, xác định theo tiêu chuẩn TCVN 2737:2023 [4].

Khối lượng tham gia giao động giao động được xét đến trong tính toán tải trọng động đất gồm: 1,0xTT + 0,24xHT.

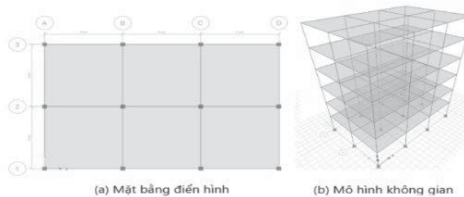
Bảng 2. Thông tin các công trình khảo sát

TT	Thông tin	Công trình 3 tầng	Công trình 6 tầng	Công trình 9 tầng
1	Chiều cao (m)	12	23,7	35,4
2	Chiều rộng (m)	12	12	18
3	Chiều dài (m)	18	18	24
4	Hệ chịu lực chính	Khung chịu lực	Khung chịu lực	Khung chịu lực
5	Chiều dày sàn (mm)	150	150	150
6	Kích thước dầm (mm)	B250x400	B250x400	B250x400
7	Kích thước cột (mm)	C350x350	C350x350	T1-5: C400x400 T6-9: C350x350
8	Loại bê tông	B25	B25	B25
9	Loại cốt thép dọc	CB300-V	CB300-V	CB300-V
10	Loại cốt thép đai	CB240-T	CB240-T	CB240-T
11	Cốt thép dọc cột	8φ18	8φ18	C400x400: 8φ20 C350x350: 8φ18
12	Cốt đai cột	φ6a150	φ6a150	φ6a150
13	Hàm lượng cốt thép dầm (%)	1	1	1
14	Khớp dẻo cột	Khớp P-M2-M3	Khớp P-M2-M3	Khớp P-M2-M3
15	Khớp dẻo dầm	Khớp M3	Khớp M3	Khớp M3

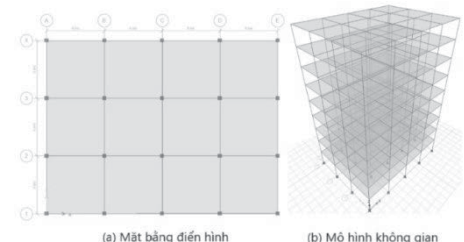
Mô hình kết cấu được thể hiện trong các Hình 6, 7 và 8.



Hình 6. Mô hình kết cấu công trình bê tông cốt thép 3 tầng

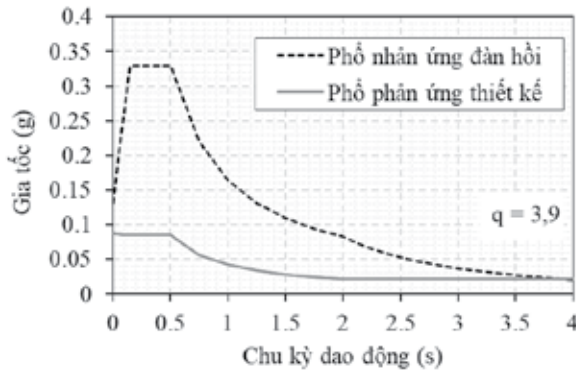


Hình 7. Mô hình kết cấu công trình bê tông cốt thép 6 tầng



Hình 8. Mô hình kết cấu công trình bê tông cốt thép 9 tầng

Theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012, hệ số ứng xử động đất của cả ba kết cấu dùng trong phân tích được xác định $q = 3,9$. Hình 9 mô tả phổ phản ứng đàn hồi và phổ phản ứng thiết kế của vị trí đặt công trình, xác định theo TCVN 9386:2012.



Hình 9. Phổ phản ứng theo TCVN 9386:2012

3.2. Kết quả và bình luận

a) Kiểm tra hệ số ứng xử với các mô hình kết cấu khác nhau

Tiến hành phân tích kết cấu (làm việc ở trạng thái đàn hồi) đối với hai trường hợp động đất gồm: tải trọng tính toán theo phổ phản ứng đàn hồi và tải trọng tính toán theo phổ phản ứng thiết kế (có kể đến hệ số ứng xử). Giá trị hệ số ứng xử được xác định bằng cách so sánh giá trị lực cắt đáy giữa hai trường hợp. Kết quả phân tích được thể hiện như trong Bảng 3.

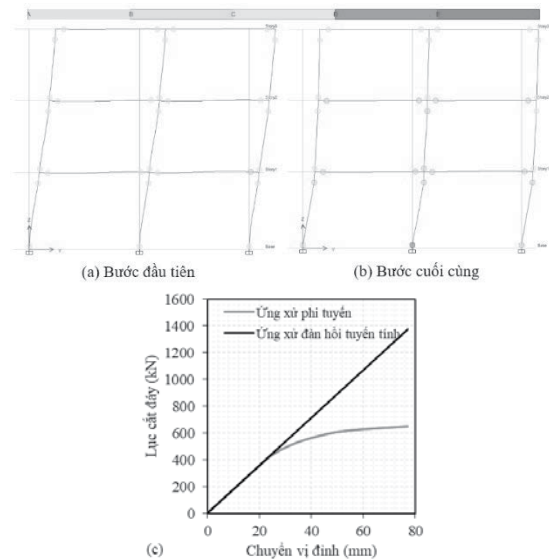
Bảng 3. Giá trị lực cắt đáy

	Công trình 3 tầng	Công trình 6 tầng	Công trình 9 tầng
Phổ đàn hồi (kN)	799,585	811,683	1610,617
Phổ thiết kế (kN)	205,022	208,124	520,538
Tỷ số lực cắt đáy	3,90	3,90	3,09

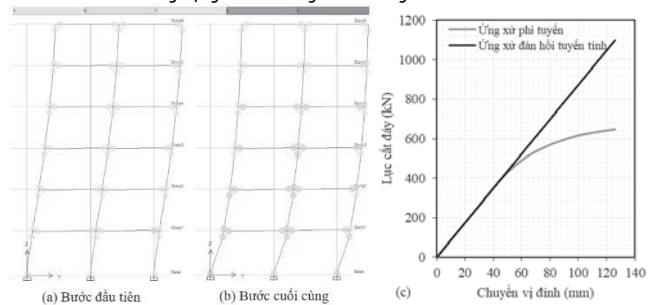
Từ kết quả nhận được ta thấy, đối với công trình 3 tầng và 6 tầng, giá trị tỷ lệ lực cắt đáy bằng hệ số ứng xử $q = 3,9$ đúng với tiêu chuẩn TCVN 9386:2012. Tuy nhiên, đối với công trình 9 tầng tỷ lệ lực cắt đáy bằng 3,09 khác so với hệ số $q = 3,9$ ứng với tiêu chuẩn TCVN 9386:2012. Điều này có thể được giải thích như sau: theo quy định trong TCVN, tại các chu kỳ dao động lớn, giá trị phổ phản ứng thiết kế phải đảm bảo không bé hơn cận dưới của phổ, với hệ số tương ứng là 0,2. Với các kết cấu 3 tầng và 6 tầng, chu kỳ dao động của kết cấu khá nhỏ, do đó giá trị lực cắt giữa hai mô hình chênh lệch nhau đúng bằng giá trị hệ số ứng xử. Với kết cấu 9 tầng, chu kỳ dao động của kết cấu khá lớn ($T_1 = 2,4s$) do đó, giá trị phổ phản ứng thiết kế lớn hơn giá trị phổ phản ứng đàn hồi chia cho hệ số ứng xử, dẫn đến lực cắt đáy của kết cấu khi tính với phổ thiết kế lớn hơn. Kết quả này cũng phản ánh nhược điểm cố hữu của phương pháp phân tích đơn giản tuyến tính khi áp dụng chung một hệ số ứng xử cho các kết cấu khác nhau mà bỏ qua việc xem xét phản ứng thực tế của kết cấu. Do đó, việc nghiên cứu hệ số ứng xử cần thiết phải thực hiện các phân tích phi tuyến.

b) Xác định hệ số ứng xử theo phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến

Tiến hành các phân tích tĩnh phi tuyến đối với các kết cấu ở trên, kết quả cơ cấu hình thành khớp dẻo của kết cấu các công trình được thể hiện tương ứng như trong các Hình 10, 11, 12. Cụ thể, với mỗi kết cấu, kết quả xuất hiện khớp dẻo đầu tiên trên kết cấu thể hiện trên hình (a), kết quả hình thành các khớp dẻo tại bước phân tích cuối cùng thể hiện trên hình (b), mối quan hệ giữa chuyển vị đỉnh và lực cắt đáy công trình thể hiện trong hình (c). Ta dễ dàng nhận thấy, việc hình thành khớp dẻo xuất phát từ kết cấu dầm, sau đó phát triển sang các kết cấu cột. Đây là cơ chế cột khỏe dầm yếu phù hợp với triết lý thiết kế kết cấu chịu tác động ngang lớn (động đất).



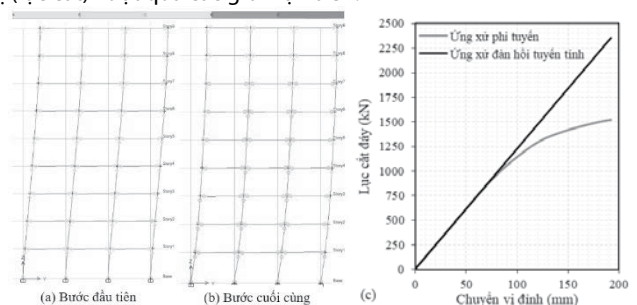
Hình 10. Phản ứng động đất của công trình 3 tầng



Hình 11. Phản ứng động đất của công trình 6 tầng

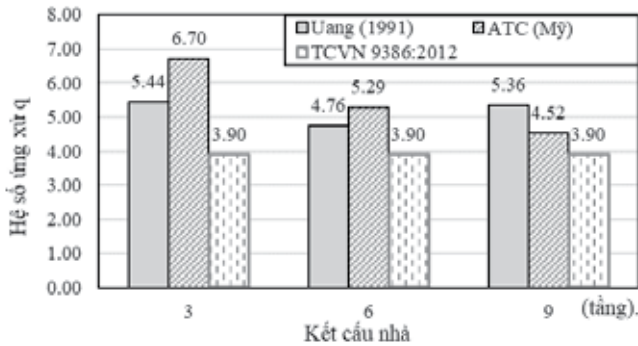
Từ quan hệ lực cắt và chuyển vị của các kết cấu công trình sau khi tiến hành phân tích tĩnh phi tuyến (đường cong tính đầy dần) ta nhận thấy, quan hệ giữa lực cắt và chuyển vị của các kết cấu đều trải qua hai giai đoạn: giai đoạn đầu tương ứng với trạng thái ứng xử hoàn toàn đàn hồi và kết cấu khi lực cắt tăng tuyến tính theo chuyển vị; giai đoạn hai là trạng thái phi tuyến, lực cắt vẫn giữ tăng khi chuyển vị tăng nhưng tỷ lệ tăng nhỏ hơn, không còn quan hệ tuyến tính. Vấn đề này có thể được hiểu rằng, tại kết cấu có xuất hiện các khớp dẻo và kết cấu làm việc ngoài miền đàn hồi.

Việc xác định khớp dẻo dựa vào đường cong tính đầy dần theo nguyên lý như trình bày trong Hình 2 và Hình 3. Trạng thái ứng xử đàn hồi của kết cấu được xác định kết thúc tại thời điểm hình thành khớp dẻo đầu tiên của kết cấu. Trạng thái tới hạn được xác định là bước phân tích cuối cùng (trước khi xảy ra sụp đổ) của kết cấu. Thực tế việc sử dụng phần mềm chuyên dụng (Etabs) trong phân tích tĩnh phi tuyến đầy dần cho phép khai báo các trạng thái giới hạn theo tiêu chuẩn thiết kế, từ đó tự động dừng phân tích khi kết quả chuyển vị (lực cắt) vượt quá các giới hạn trên.



Hình 12. Phản ứng động đất của công trình 9 tầng

Kết quả tính toán hệ số ứng xử tương ứng với các công trình được trình bày trong Hình 13 và Bảng 4.



Hình 13. Hệ số ứng xử q của kết cấu phân tích

Quan sát kết quả phân tích, ta dễ dàng nhận thấy, hệ số ứng xử của các kết cấu xác định dựa theo kết quả phân tích tính phi tuyến đầy dẫn lớn hơn so với quy định trong tiêu chuẩn thiết kế TCVN 9386:2012. Cụ thể, với các kết cấu được lựa chọn để phân tích, hệ số ứng xử q xác định theo TCVN 9386:2012 tính được bằng 3,9 cho cả 3 mô hình. Tuy nhiên, khi phân tích tính phi tuyến, hệ số ứng xử tính toán được lớn hơn đáng kể, từ 16% (kết cấu nhà 9 tầng, tính toán theo tiêu chuẩn ATC) đến hơn 70% (kết cấu nhà 3 tầng, tính theo tiêu chuẩn ATC).

Bảng 4. Xác định giá trị hệ số ứng xử

Công trình	Theo Uang				Theo ATC		
	V_{eu} (kN)	V_s (kN)	γ	q	F_e (kN)	F_d (kN)	q
3 tầng	1373,692	378,514	1,5	5,444	1373,692	205,022	6,701
6 tầng	1100,462	346,986	1,5	4,757	1100,462	208,124	5,291
9 tầng	2351,590	658,445	1,5	5,357	2351,590	520,538	4,518

Qua kết quả phân tích các ví dụ điển hình, nhóm tác giả nhận thấy việc sử dụng hệ số ứng xử q theo quy định của tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 cho phép kết cấu được thiết kế thiên về an toàn. Tuy nhiên, việc sử dụng chung một hệ số ứng xử cho nhiều kết cấu có quy mô khác nhau khá rõ rệt có thể dẫn đến những sai lệch và/hoặc gây lãng phí trong thiết kế. Ngoài ra, xu hướng phát triển quan niệm thiết kế theo hiệu năng, việc thiết kế kết cấu quá an toàn có thể gây ra những sai sót tiềm tàng trong việc đạt được hiệu năng thiết kế dự kiến của công trình.

4. KẾT LUẬN

Bài báo tập trung nghiên cứu về hệ số ứng xử động đất của kết cấu nhà khung bê tông cốt thép. Các phương pháp xác định hệ số ứng xử gồm: xác định theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012, xác định theo phương pháp phân tích tính phi tuyến thông qua đường cong quan hệ lực cắt - chuyển vị của kết cấu. Các ví dụ số được lựa chọn phân tích gồm các kết cấu khung nhà bê tông cốt thép điển hình có 3, 6 và 9 tầng. Kết quả phân tích cho thấy, việc sử dụng chung một giá trị hệ số ứng xử theo TCVN 9386:2012 cho các kết cấu như vậy dẫn đến những bất cập nhất định. Phương pháp phân tích tính phi tuyến cho phép xác định hệ số ứng xử của kết cấu lớn hơn so với quy định trong tiêu chuẩn, thể hiện khả năng biến dạng dẻo thực tế của kết cấu lớn hơn (đáng kể) so với dự kiến trong tiêu chuẩn thiết kế. Các nghiên cứu với kết cấu công trình có quy mô khác, cũng như các phương pháp phân tích động cần tiếp tục được thực hiện nhằm cung cấp các giá trị hệ số ứng xử động đất cho phù hợp với từng loại kết cấu cụ thể.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] U.B. Code (1997). Uniform building code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
- [2] U.B. Code (2012). International building code. International Code Council, USA.
- [3] ECS (2005a). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization Brussels.
- [4] TCVN-2737:2023 (2023). Vietnam national standard- Loads and actions. Ministry of Science and Technology.
- [5] A.T. Council, S.E.A.o. California (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings: A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests, and the Research Community. US Department of Commerce, National Bureau of Standards.
- [6] A.T.C. . (1995). A critical review of current approaches to earthquake-resistant design, Redwood City California.
- [7] NRCC (2015). National building code of Canada (NBCC). National Research Council of Canada, Associate Committee on the National Building Code.
- [8] A. Mwafy, A.S. Elnashai (2002). Calibration of force reduction factors of RC buildings. *Journal of earthquake engineering*. 6, 239-273.
- [9] A. Zafar (2010). Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [10] M. AlHamaydeh, S. Abdullah, A. Hamid, A. Mustapha (2011). Seismic design factors for RC special moment resisting frames in Dubai, UAE. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 10, 495-506.
- [11] A. Massumi, A.A. Tasnimi, M. Saatcioglu (2004). Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses, 13th world conference on earthquake engineering, pp. 1-6.
- [12] R. Al-Ahmar, M. Al-Samara (2015). An evaluation of the seismic response modification factor R for RC special moment-resisting frame system. *International Journal of Structural Engineering*. 6, 368-387.
- [13] C.-M. Uang (1991). Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions. *Journal of structural Engineering*. 117, 19-28.
- [14] N.T.T.H. Tran Ngoc Thanh, Le Thai Phong, Phan Dang Khoa, Nguyen Van Thuan (2023). Evaluation of progressive collapse and behavior factor of multi-storey reinforced concrete structures during earthquakes.
- [15] C. Rojahn, A. Whittaker, G. Hart, V. Bertero, G. Brandow, S. Freeman, W. Hall, L. Reaveley (1995). ATC 19 structural response modification factors. *Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA*.
- [16] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 114, 1804-1826.
- [17] N.X.D. Nguyen Van Tu, Le Quoc Ky (2021). Effect of confined-concrete zone and confinement bars to the behavior of reinforced concrete building subjected to earthquakes. *Journal of Science and Technology in Civil Engineering*.
- [18] T. Takeda, M.A. Sozen, N.N. Nielsen (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the structural division*. 96, 2557-2573.
- [19] B. Monavari, A. Massumi (2012). Estimating displacement demand in reinforced concrete frames using some failure criteria. *International journal of advanced structural engineering*. 4, 1-6.