

THIẾT KẾ NHÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT CÓ PHÂN LOẠI KẾT CẤU KHÁNG CHẤN CHÍNH VÀ PHỤ THEO TCVN 9386:2012

SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH CONSIDERING CLASSIFICATIONS OF PRIMARY AND SECONDARY MEMBERS ACCORDING TO TCVN 9386:2012

VÕ MẠNH TÙNG^{a*}, PHÙNG QUỐC ĐỊNH^b

^aBộ môn Công trình BTCT, Khoa Xây dựng DD&CN, Trường Đại học Xây dựng

^bCông ty TNHH Tư vấn Đại học Xây dựng

*Corresponding author: Email: vo_manhtung@yahoo.com.vn

Article history: Received 12/5/2023, Revised 15/6/2023, Accepted 29/6/2023

<https://doi.org/10.59382/j-ibst.2023.vi.vol2-7>

Tóm tắt: Khi thiết kế kháng chấn cho công trình nhà bê tông cốt thép với cấp độ dẻo trung bình theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9386:2012 các kết cấu chịu lực cần được thiết kế để có độ dẻo đáng kể để đáp ứng được sự làm việc của hệ. Việc thiết kế các cấu kiện đạt độ dẻo là khá phức tạp [2] và lượng cốt thép cần bố trí cho các cấu kiện kháng chấn là đáng kể. Mặc dù vậy, TCVN 9386:2012 cũng cho phép bỏ qua sự đóng góp của một số cấu kiện vào hệ thống kết cấu chịu tải động đất (cấu kiện kháng chấn phụ) khi các cấu kiện còn lại (cấu kiện kháng chấn chính) đủ để đảm bảo khả năng chịu lực và ổn định cho công trình. Bài báo này trình bày một số nguyên tắc cơ bản lựa chọn và nguyên tắc thiết kế các cấu kiện kháng chấn chính và phụ trong các công trình nhà bê tông cốt thép.

Từ khóa: Bê tông cốt thép (BTCT), kháng chấn cấp độ dẻo trung bình, cấu kiện kháng chấn chính, cấu kiện kháng chấn phụ.

Abstract: When designing seismic resistance for reinforced concrete buildings with medium ductility class (DCM) according to TCVN 9386:2012 the load bearing structures are to be designed to meet the required ductilities. The design of ductile members is quite complicated [2] and the amount of reinforcement provided for seismic members is considerable. Even so, TCVN 9386:2012 also allows to ignore the contribution of some members to the global seismic load-bearing structural system (that are secondary seismic members) when the remaining members (primary seismic members) are sufficient to ensure the safety and stability of the building. This paper presents some basic principles of the selection, the modeling methods and the design principles of primary and secondary seismic members in reinforced concrete buildings.

Keywords: Reinforced concrete, medium ductility class, primary seismic member, secondary seismic member.

1. Giới thiệu

Động đất là hiện tượng gây ra nhiều thảm họa cho con người và các công trình. Năm 2006, Việt Nam đã ban hành tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất TCXDVN 375:2006[1], đến năm 2012, tiêu chuẩn này được chuyển ngang với tên gọi khác là TCVN 9386:2012 [2]. Tiêu chuẩn này được biên soạn dựa trên cơ sở chấp nhận tiêu chuẩn BS EN 1998-1[8] và BS EN 1998-5, kết hợp với số liệu về động đất của Việt Nam. Mặc dù đã có hiệu lực 17 năm nhưng việc triển khai thực tế còn gặp nhiều khó khăn vì mức độ phức tạp của tiêu chuẩn và chưa có hướng dẫn trong nhiều trường hợp cụ thể [3,4].

Theo TCVN 9386:2012, có nhiều phương pháp tính toán công trình chịu động đất: phương pháp tĩnh lực ngang tương đương, phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động (động tuyến tính), phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến (đẩy dần), phương pháp phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian. Phương pháp phổ biến nhất thường áp dụng là phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động. Tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 đưa ra các cấp độ dẻo khác nhau khi thiết kế công trình chịu động đất: cấp độ dẻo thấp (DCL- cho vùng động đất yếu), cấp độ dẻo trung bình (DCM) và cấp độ dẻo cao (DCH). Với mức độ động đất xảy ra trên lãnh thổ Việt Nam, thiết kế công trình với DCL và DCM là phù hợp và an toàn, còn với DCH thì một số yêu cầu về vật liệu và cấu tạo sẽ làm cho giá thành công trình tăng lên rất cao và thực sự không phù hợp với vùng động đất yếu và trung bình khi áp dụng cho công trình thực tế ở Việt Nam.

Các kỹ sư thiết kế ở Việt Nam đa số đều tiến hành thiết kế theo DCL và DCM[2]. Đây là các cấp độ dẻo được khuyến nghị sử dụng, phù hợp với số liệu về động đất ở Việt Nam. So với cấp độ dẻo thấp thì thiết kế theo cấp độ dẻo trung bình phức tạp hơn nhiều, các kích thước của cấu kiện kháng chấn có thể sẽ lớn hơn mặc dù tác động động đất có thể sẽ nhỏ hơn. Khi thiết kế kết cấu nhà theo cấp độ dẻo trung bình, các cấu kiện kháng chấn chính yêu cầu thiết kế có độ dẻo nhất định nên yêu cầu về tính toán và cấu tạo phức tạp hơn các cấu kiện kháng chấn phụ. Một số yêu cầu cấu tạo của cấu kiện kháng chấn chính ảnh hưởng khá lớn đến yêu cầu kiến trúc của công trình (yêu cầu về tỷ số nén và một số yêu cầu về hệ chuyển). Vì vậy, việc thiết kế kháng chấn có phân biệt cấu kiện kháng chấn chính và cấu kiện kháng chấn phụ cho phép kỹ sư thiết kế có một giải pháp thiết kế đáp ứng tốt hơn yêu cầu kiến trúc công trình. Tuy nhiên tính toán thiết kế cấu kiện kháng chấn phụ chỉ được yêu cầu định hướng trong mục 4.2.2(1) - TCVN 9386:2012, có rất nhiều vướng mắc trong quy trình thiết kế này như: mô hình các cấu kiện kháng chấn phụ, kiểm tra điều kiện độ cứng, tính nội lực của các cấu kiện kháng chấn phụ, cấu tạo cốt thép...

Điều 4.2.2(4) TCVN 9386:2012: *“Độ cứng ngang của tất cả các cấu kiện kháng chấn phụ không được vượt quá 15 % độ cứng ngang của tất cả các cấu kiện kháng chấn chính”*. Nếu hiểu thuật ngữ *“cấu kiện kháng chấn”* là cấu kiện đơn lẻ như dầm và cột thì không hợp lý và không thể thực hiện kiểm tra được điều kiện này. Nếu hiểu *“cấu kiện kháng chấn”* là các kết cấu chịu tải trọng ngang như khung, vách, lõi thì hợp lý hơn và cũng phù hợp với các quan niệm của Fadis trong [9], vì vậy trong bài báo này, tác giả sử dụng thuật ngữ *“kết cấu kháng chấn”* để chỉ các kết cấu chịu tải trọng ngang này thay vì thuật ngữ *“cấu kiện kháng chấn”*.

Khi thiết kế theo DCM, việc lựa chọn hệ kháng chấn chính, hệ kháng chấn phụ cần phải thực hiện từ ban đầu. Vậy lựa chọn hệ kháng chấn chính và phụ thể nào là hợp lý? Trả lời câu hỏi này luôn là vấn đề đối với các kỹ sư của Việt Nam và thế giới [5,6,7].

Bài báo muốn làm sáng tỏ cách lựa chọn kết cấu kháng chấn chính và phụ bê tông cốt thép theo DCM, từ đó có thêm cơ sở để lựa chọn hệ kết cấu trong

công trình BTCT chịu động đất theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012.

2. Nguyên tắc thiết kế theo DCM sử dụng hệ kháng chấn phụ

2.1 Mô hình hệ kháng chấn chính và phụ

Thiết lập sơ đồ tính là lựa chọn tiết diện cấu kiện cột, vách, vách lõi, dầm sàn. Lựa chọn và tính toán độ cứng chống uốn, độ cứng chống cắt, độ cứng chống xoắn của các cấu kiện. Độ cứng của các cấu kiện được điều chỉnh giảm để kể đến biến dạng từ biến của bê tông và sự xuất hiện của khe nứt, phản ánh đúng sự làm việc thực tế của cấu kiện.

Đối với công trình bê tông cốt thép, độ cứng của những cấu kiện chịu tải nói chung cần được đánh giá có xét đến hệ quả của vết nứt. Theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 trừ phi thực hiện sự phân tích chính xác hơn đối với các cấu kiện bị nứt, các đặc trưng về độ cứng chống cắt và độ cứng chống uốn đàn hồi của các cấu kiện bê tông có thể lấy bằng một nửa độ cứng tương ứng của các cấu kiện không bị nứt [1,2]. Một số nghiên cứu trên thế giới cũng như các tiêu chuẩn thiết kế đã đề cập đến vấn đề này [4,8,9,11].

Một số tiêu chuẩn kháng chấn trên thế giới chấp nhận có một vài kết cấu chịu tải trọng ngang ít đóng góp vào khả năng chịu động đất của công trình [8]. Mục tiêu chính của sự khác biệt giữa các kết cấu phụ này với phần còn lại (được gọi là kết cấu kháng chấn chính) là cho phép đơn giản hóa trong thiết kế và an toàn hơn khi công trình chịu động đất.

Sự đóng góp của các kết cấu kháng chấn phụ vào độ cứng và khả năng chống lại các tác động động đất không được kể đến trong mô hình kết cấu để phân tích động đất, hệ kết cấu chịu động đất chỉ dựa vào các kết cấu kháng chấn chính. Chỉ các cấu kiện nằm trong hệ kết cấu kháng chấn chính được thiết kế và cấu tạo để chịu động đất, phù hợp với tất cả các quy tắc có liên quan trong tiêu chuẩn. Các cấu kiện thuộc hệ kết cấu kháng chấn phụ được xem xét và thiết kế cho các tác động không phải động đất nhưng phải được kiểm tra đặc biệt theo tác động động đất thiết kế và các tải trọng đồng thời.

Khi thiết kế công trình chịu động đất, chấp nhận thiệt hại nhiều hơn đối với các cấu kiện phụ, vì chúng ít quan trọng hơn đối với sự an toàn của công trình. Theo đó, thiết kế và cấu tạo chống động đất của cấu

kiện phụ được nói lỏng hơn so với các cấu kiện chính. Sự đóng góp của các cấu kiện phụ vào độ cứng và khả năng chống lại các tác động địa chấn nên được bỏ qua trong mô hình phân tích tuyến tính, nhưng không được bỏ qua trong mô hình phi tuyến.

Trong TCVN 9386:2012, thuật ngữ kết cấu kháng chấn chính hoặc phụ để làm rõ rằng sự khác biệt chỉ áp dụng khi phân tích động đất không có sự phân biệt rõ ràng trực quan về cấu kiện kháng chấn chính và phụ, kỹ sư thiết kế có thể quyết định sự phân loại này. TCVN 9386:2012 đưa ra ba điều kiện cần đáp ứng:

- + Đóng góp vào độ cứng ngang của tất cả các kết cấu kháng chấn phụ không được vượt quá 15% tổng đóng góp của tất cả các kết cấu kháng chấn chính. Để kiểm tra điều kiện này, sẽ thực hiện trên hai mô hình phân tích cho mỗi thành phần nằm ngang của tác động động đất. Một mô hình bao gồm và một mô hình bỏ qua sự đóng góp của các kết cấu kháng chấn phụ vào độ cứng ngang;

- + Việc chuyển đổi một số kết cấu thành kháng chấn phụ không được thay đổi cách phân loại hệ kết cấu tổng thể từ không đều sang đồng đều. Nếu một khung hoặc tường không liên tục trong toàn bộ chiều cao thì không thể được phân loại là cấu kiện kháng chấn phụ và nếu trong một tòa nhà có sự thay đổi đột ngột về độ cứng thì sự thay đổi này không thể được làm giảm đi bằng cách chuyển bớt một số kết cấu thành kháng chấn phụ.

- + Các kết cấu kháng chấn phụ và các liên kết của chúng phải được thiết kế và cấu tạo chịu được các nội lực xuất hiện với chuyển vị lớn nhất trong các trận động đất để có đủ khả năng chịu các tải trọng đứng có trong điều kiện thiết kế chống động đất. Chuyển vị lớn nhất được tính toán trong phân tích trên mô hình bỏ qua sự đóng góp của các cấu kiện kháng chấn phụ đến độ cứng ngang tổng thể của hệ kết cấu.

Các yêu cầu của tiêu chuẩn đề cập ở trên được hiểu rằng cần phải tiến hành phân tích riêng biệt hai mô hình: mô hình thứ nhất kể đến độ cứng của tất cả các cấu kiện và mô hình thứ hai là bỏ qua độ cứng của tất cả các cấu kiện kháng chấn phụ. Vì lý do này, cần phải xây dựng hai mô hình riêng biệt [9,12,13]:

- + Mô hình bao gồm độ cứng của các cấu kiện kháng chấn chính và cấu kiện kháng chấn phụ gọi là - mô hình CP;

- + Mô hình chỉ bao gồm độ cứng của các cấu kiện kháng chấn chính - mô hình C.

Mô hình C được thiết lập dựa trên việc bỏ qua độ cứng ngang của các cấu kiện kháng chấn phụ, điều này có thể được thực hiện bằng cách mô hình hóa các cấu kiện kháng chấn phụ mà không có độ cứng uốn (bằng cách giảm mô men quán tính) hoặc giải phóng liên kết mô men ở các đầu mút. Chuyển vị lớn nhất tính toán từ mô hình C được sử dụng để ước lượng nội lực trong các cấu kiện kháng chấn phụ trong mô hình CP. Ngoài việc được sử dụng để xác định chuyển vị lớn nhất của kết cấu (kiểm tra điều kiện đảm bảo độ cứng), mô hình C còn được sử dụng cho mục đích phân loại các cấu kiện kháng chấn phụ và xác định nội lực trong các cấu kiện kháng chấn chính khi chịu động đất. Mô hình CP được sử dụng để thiết kế các cấu kiện phụ trong khi chịu động đất và để phân tích toàn bộ kết cấu trong tất cả các tình huống thiết kế khác.

2.2 Phân loại cấu kiện kháng chấn phụ

Độ cứng ngang của tất cả các kết cấu kháng chấn phụ không được vượt quá 15% của tất cả các kết cấu kháng chấn chính, theo yêu cầu 4.2.2 (4) của TCVN 9386:2012. Khái niệm độ cứng ngang được hiểu là độ cứng của các kết cấu chịu tải trọng ngang như hệ khung, vách, lõi hoặc kết hợp của các loại kết cấu này. Trong một số trường hợp kết cấu chịu tải trọng ngang trong công trình được nhận biết rõ ràng, nhưng đôi khi rất khó tách biệt các kết cấu này trong một công trình, vì thông thường có một hệ dầm và bản sàn liên kết các kết cấu đứng lại với nhau thành một hệ thống chung chịu tải ngang. Ngay trong việc đánh giá độ cứng ngang của hệ khung, vách và lõi cũng đã khó khăn vì những loại kết cấu này biến dạng không đồng điệu. Vì vậy việc đánh giá độ cứng chỉ mang tính tương đối và thông qua các đại lượng gián tiếp như chuyển vị ngang, lực cắt chân hoặc chu kỳ dao động cơ bản.

a) *Phương pháp thứ nhất [8]*: Yêu cầu giới hạn về độ cứng của các kết cấu kháng chấn phụ tại tầng thứ n , theo TCVN 9386:2012 [2], có thể biểu diễn bằng biểu thức sau đây:

$$\frac{K_{P,n}}{K_{C,n}} \leq 0.15 \quad (1)$$

trong đó: $K_{P,n}$ là độ cứng ngang của tất cả kết cấu kháng chấn phụ tại tầng thứ n ; $K_{C,n}$ là độ cứng ngang của tất cả kết cấu kháng chấn chính tại tầng thứ n (độ cứng của mô hình C). Gọi $K_{CP,n}$ là độ cứng ngang của toàn bộ kết cấu kháng chấn chính và phụ, $K_{CP,n} = K_{C,n} + K_{P,n}$ (độ cứng của mô hình CP).

Điều kiện giới hạn về độ cứng được quy định gián tiếp qua tỷ số chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng

$$\frac{d_{C,n}}{d_{CP,n}} = \frac{K_{CP,n}}{K_{C,n}} = \frac{K_{P,n} + K_{C,n}}{K_{C,n}} = \frac{K_{P,n}}{K_{C,n}} + 1 \leq 0.15 + 1 = 1.15 \quad (2)$$

Yêu cầu giới hạn độ cứng dựa vào tiêu chí chuyển vị lệch tầng phải kiểm tra tại tất cả các tầng là khá phức tạp và cũng là tiêu chí gián tiếp. Thực chất của quá trình này là đánh giá mức độ phân phối nội lực giữa các kết cấu kháng chấn chính và kháng chấn phụ khi chịu tải trọng động đất.

b) Phương pháp thứ hai [12,13]: Điều kiện giới hạn về độ cứng có thể được quy định gián tiếp qua tỷ số chu kỳ dao động cơ bản của hai mô hình C và CP. Chu kỳ dao động cơ bản của hệ kết cấu một bậc tự do không có lực cản, biểu thị khoảng thời gian cần thiết để thực hiện một dao động toàn phần, có mối quan hệ với độ cứng K và khối lượng m như sau:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (3)$$

Căn cứ biểu thức (3), hai hệ kết cấu có cùng khối lượng nhưng khác nhau về độ cứng, thì hệ nào có độ cứng lớn hơn sẽ có chu kỳ dao động riêng nhỏ hơn. Vì vậy để so sánh độ cứng ngang của mô hình C với độ cứng ngang của mô hình CP, tiến hành biến đổi biểu thức (3) và so sánh độ cứng như sau:

$$\frac{K_{CP}}{K_C} = \left(\frac{T_C}{T_{CP}} \right)^2 \leq 1.15 \quad (4)$$

trong đó: K_C là độ cứng ngang của tất cả kết cấu kháng chấn chính (độ cứng mô hình C); K_{CP} là độ cứng ngang của toàn bộ các kết cấu, $K_{CP} = K_C + K_P$ (độ cứng mô hình CP); T_C là chu kỳ dao động cơ bản của mô hình C; T_{CP} là chu kỳ dao động cơ bản của mô hình CP.

c) Phương pháp thứ ba: phương pháp này dựa trên việc so sánh tổng lực cắt tầng của các kết cấu kháng chấn phụ và kết cấu kháng chấn chính. Dựa trên giả thiết các kết cấu chịu tải trọng ngang (khung, lõi, vách) có biến dạng đồng điệu và tải trọng ngang tỷ lệ

của hai mô hình C và CP. Với $d_{C,n}$ là chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng có được từ phân tích mô hình C tại tầng thứ n ; $d_{CP,n}$ là chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng có được từ phân tích mô hình CP tại tầng thứ n của công trình. Yêu cầu giới hạn về độ cứng các kết cấu kháng chấn phụ theo TCVN 9386:2012 có thể biến đổi thành yêu cầu chuyển vị lệch tầng tương ứng như sau:

thuận với độ cứng của các kết cấu chịu tải trọng ngang. Như vậy điều kiện phân loại kết cấu kháng chấn phụ chỉ cần kiểm tra trên sơ đồ CP như sau:

$$\frac{V_{P,n}}{V_{C,n}} \leq 0.15 \quad (5)$$

trong đó: $V_{P,n}$ là tổng lực cắt của tất cả kết cấu kháng chấn phụ tại tầng n tương ứng với mô hình CP; $V_{C,n}$ là tổng lực cắt của tất cả kết cấu kháng chấn chính tại tầng n tương ứng với mô hình CP. So với hai phương pháp trên, phương pháp phân loại dựa trên tổng lực cắt này đơn giản và dễ thực hiện hơn nhiều vì chỉ cần thực hiện trên một sơ đồ CP và không cần tính lặp.

Với phương pháp thứ nhất và thứ hai, kỹ sư phải giả thiết trước một số kết cấu kháng chấn phụ, sau đó thiết lập mô hình C, CP và tiến hành kiểm tra. Nếu không thỏa mãn điều kiện giới hạn thì phải giả thiết lại hệ kết cấu kháng chấn phụ và phân tích kiểm tra lại. Còn với phương pháp thứ ba, kỹ sư chỉ cần thiết lập mô hình CP, phân tích một lần và lựa chọn hệ kháng chấn phụ trên kết quả phân tích này.

2.3 Tính toán nội lực các cấu kiện trong kết cấu kháng chấn chính và phụ

Phân tích nội lực và tổ hợp cho cấu kiện trong các kết cấu kháng chấn chính trên mô hình C bỏ qua độ cứng của cấu kiện kháng chấn phụ. Việc bỏ qua độ cứng ngang của các cấu kiện kháng chấn phụ, dù mô hình bằng cách nào (hóa khớp ở các đầu cột, dầm kháng chấn phụ hay giảm độ cứng uốn của cột kháng chấn phụ) thì cũng ảnh hưởng nhất định đến thành phần lực dọc trong các cấu kiện kháng chấn chính, tuy nhiên sai số này ở mức độ có thể chấp nhận được. Quy trình tính toán nội lực các cấu kiện kháng chấn chính được tiến hành theo quy trình thông thường theo cấp độ dẻo trung bình DCM [3].

Cấu kiện trong các kết cấu kháng chấn phụ phải được thiết kế và cấu tạo để duy trì khả năng chịu tải trọng đứng khi chúng chịu biến dạng lớn nhất trong tình huống thiết kế chịu động đất. Các cấu kiện kháng chấn phụ được xem là cấu kiện không có khả năng tiêu tán năng lượng. Xác định nội lực cấu kiện kháng chấn phụ dựa trên mô hình CP theo biểu thức tổ hợp các hệ quả tác động như sau [8,12]:

$$E_E = \sum_{j>1} G_{k,i} + \alpha \cdot A_{Ed} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

trong đó: hệ số α tăng hệ quả của tác động động đất trong cấu kiện kháng chấn phụ kể đến sự làm việc hoàn toàn đàn hồi khi chịu tác động chuyển vị ngang lớn nhất của công trình chịu động đất khi kiểm tra theo phương pháp thứ nhất thông qua điều kiện chuyển vị [12]:

$$\alpha = q \cdot \frac{d_{C,n}}{d_{CP,n}} \quad (7)$$

trong đó: q là hệ số ứng xử. Tác động động đất của các cấu kiện kháng chấn phụ được xác định trên mô hình CP chịu tác động do chuyển vị ngang lớn nhất do tải trọng động đất gây ra. Các chuyển vị ngang lớn nhất này được xác định từ mô hình C là mô hình chống động đất đã bỏ qua độ cứng của cấu kiện kháng chấn phụ. Vì phân tích động đất trên mô hình CP bao gồm cả cấu kiện kháng chấn chính và phụ theo cấp độ dẻo trung bình là phương pháp phân tích tuyến tính sử dụng phổ phản ứng thiết kế nên phổ phản ứng đàn hồi chia cho hệ số ứng xử q , tức là tải trọng động đất được giảm đi q lần kéo theo chuyển vị từ phân tích động đất cũng giảm đi như

vậy. Việc tổ hợp tính nội lực cấu kiện phụ nhân với hệ số ứng xử q tương ứng khi tính theo DCM để các cấu kiện kháng chấn phụ là cấu kiện không có khả năng tiêu tán năng lượng.

Khi kiểm tra theo phương pháp thứ ba thông qua lực cắt tầng thì hệ số α được tính theo công thức:

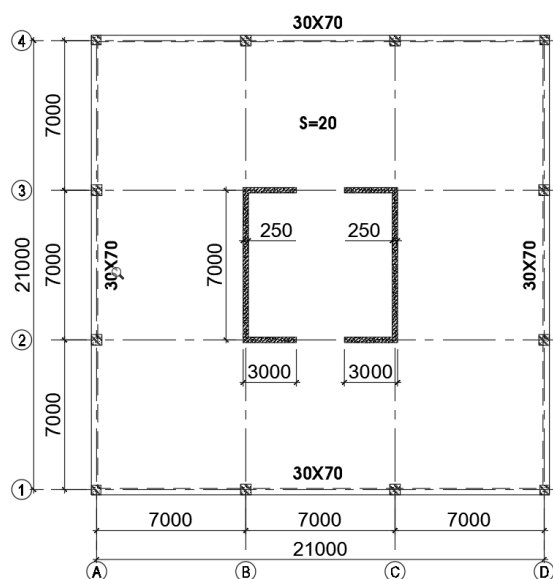
$$\alpha = q \cdot \frac{V_{P,n} + V_{C,n}}{V_{C,n}} \quad (8)$$

Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn hệ số α có thể lấy bằng $1,15q$ với tất cả các tầng và cả ba phương pháp kiểm tra trên đây.

Trong thực tế, các cấu kiện kháng chấn phụ chỉ cần duy trì khả năng chịu tải trọng đứng khi hệ kết cấu chịu chuyển vị ngang lớn nhất trong tình huống động đất. Vì vậy yêu cầu hệ kháng chấn phụ làm việc hoàn toàn đàn hồi trong tình huống này là rất an toàn.

3. Ví dụ phân tích

Nhà 12 tầng có mặt bằng kết cấu trên hình 1. Tải trọng thường xuyên: tải trọng bản thân của cấu kiện (25kN/m^3); tải trọng các lớp hoàn thiện sàn, tải trọng tiêu chuẩn phân bố đều lên sàn $G_1 = 1.15 \text{ kN/m}^2$; tải trọng tường xây quy về phân bố đều lên sàn $G_2 = 3.0 \text{ kN/m}^2$; tải trọng tạm thời phân bố đều lên sàn $Q_1 = 1.5 \text{ kN/m}^2$. Địa điểm xây dựng: quận Thanh Xuân, thành phố Hà Nội; gia tốc nền $a_{gR} = 0.1097g$; loại nền: D; hệ số tầm quan trọng: $I = 1$; công trình có cấp độ dẻo trung bình và được xếp vào loại đều đặn trên chiều cao; hệ số ứng xử $q = 3.6$ khi tính cấu kiện kháng chấn chính là hệ hỗn hợp tương đương tường; gia tốc nền thiết kế: $a_g = 0.1097g \times 1 = 0.1097g$.



Hình 1. Mặt bằng kết cấu

Lựa chọn hệ kháng chấn phụ:

Với công trình có mặt bằng trên hình 1, hệ kết cấu chịu tải trọng ngang gồm có lõi cứng, 2 khung biên (theo phương X và Y) và 4 cột đơn (bỏ qua độ cứng ngang của 4 cột đơn này). Có thể thấy rằng độ cứng chịu tải ngang của lõi cứng là khá lớn so với phần còn lại nên lựa chọn sơ bộ lõi cứng là kết cấu kháng chấn chính và hệ khung biên là kết cấu kháng chấn phụ. Khi các khung biên chuyển sang hệ kháng chấn phụ thì tiết diện cột giảm xuống đáng kể: các cột góc giảm từ 45cmx45cm xuống 40cmx40cm và cột biên giảm 50cmx50cm giảm xuống 40cmx40cm do không cần tuân thủ điều kiện tỷ số nén với cột kháng chấn chính.

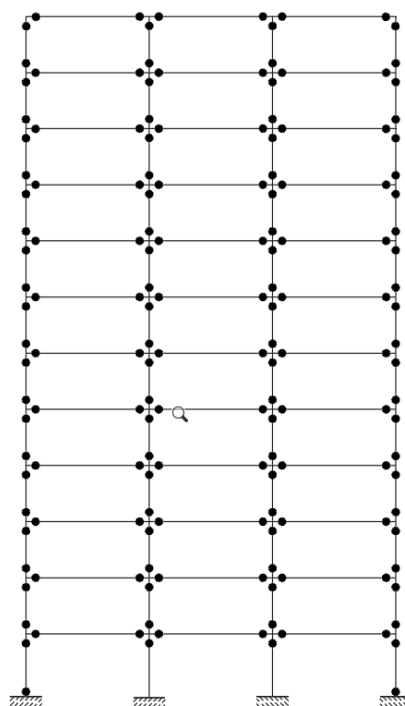
Thiết lập mô hình CP và mô hình C:

Mô hình CP gồm có cả kết cấu kháng chấn chính và kháng chấn phụ được thiết lập theo cách thông thường của hệ kết cấu chịu động đất tuân thủ theo TCVN 9386:2012. Mô hình C là mô hình bỏ qua độ cứng chịu tải động đất ngang của kết cấu kháng chấn phụ, nhưng các kết cấu kháng chấn phụ vẫn phải hiện diện trong mô hình để tránh suy biến khi phân tích mô hình.

Hệ khung biên trong mô hình CP được mô hình thông thường với liên kết dầm cột là liên kết cứng, độ cứng uốn của dầm và cột trong khung được giảm 0.5

khi chịu động đất. Trong mô hình C, hệ khung biên có thể được thiết lập theo 2 cách:

+ Cách 1: liên kết các đầu dầm và cột trong khung là liên kết khớp (hình 2);



Hình 2. Khung biên trong mô hình C

+ Cách 2: giảm độ cứng uốn của dầm và cột xuống còn 0.1 (bỏ qua độ cứng uốn của dầm và cột).

Kết quả kiểm tra điều kiện giới hạn kháng chấn phụ theo phương pháp 1:

Kiểm tra theo phương X

$$d_{C,n}/d_{CP,n} \leq 1.15$$

Tầng	Trường hợp	$d_{C,n}$	$d_{CP,n}$	$d_{C,n}/d_{CP,n}$	Kiểm tra
Story12	EX	0.000866	0.000761	1.14	OK
Story11	EX	0.000915	0.000802	1.14	OK
Story10	EX	0.000967	0.000851	1.14	OK
Story9	EX	0.001011	0.000903	1.12	OK
Story8	EX	0.001039	0.000942	1.10	OK
Story7	EX	0.001048	0.000962	1.09	OK
Story6	EX	0.001031	0.000959	1.08	OK
Story5	EX	0.000984	0.000926	1.06	OK
Story4	EX	0.000899	0.000857	1.05	OK
Story3	EX	0.000763	0.000737	1.04	OK
Story2	EX	0.000558	0.000547	1.02	OK
Story1	EX	0.000253	0.000253	1.00	OK

Kiểm tra theo phương Y

$$d_{C,n}/d_{CP,n} \leq 1.15$$

Tầng	Trường hợp	$d_{C,n}$	$d_{CP,n}$	$d_{C,n}/d_{CP,n}$	Kiểm tra
Story12	EY	0.000909	0.000827	1.10	OK
Story11	EY	0.000918	0.000842	1.09	OK
Story10	EY	0.000919	0.000848	1.08	OK
Story9	EY	0.000908	0.000843	1.08	OK
Story8	EY	0.000883	0.000825	1.07	OK
Story7	EY	0.000841	0.000792	1.06	OK
Story6	EY	0.000781	0.000741	1.05	OK
Story5	EY	0.000702	0.000671	1.05	OK
Story4	EY	0.000603	0.000581	1.04	OK
Story3	EY	0.000481	0.000469	1.03	OK
Story2	EY	0.000338	0.000334	1.01	OK
Story1	EY	0.000166	0.000168	0.99	OK

4. Kết luận

Phương pháp thiết kế nhà bê tông cốt thép sử dụng hệ kháng chấn phụ cung cấp thêm cho các kỹ sư một số giải pháp để bố trí kết cấu phù hợp với yêu cầu kiến trúc.

Có ba phương pháp để phân loại kháng chấn phụ: phương pháp thứ nhất dựa trên chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng, phương pháp thứ hai dựa trên chu kỳ dao động riêng của hệ kết cấu, phương pháp thứ ba dựa trên lực cắt tầng của các kết cấu kháng chấn phụ và kháng chấn chính.

Phương pháp thứ nhất và phương pháp thứ hai phải tiến hành thử dần trên hai mô hình C và mô hình CP, còn phương pháp thứ ba cho phép chọn lựa trực tiếp trên mô hình CP.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCXDVN 375:2006, *Thiết kế công trình chịu động đất*, Nhà Xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

[2] TCVN 9386:2012, *Thiết kế công trình chịu động đất*, Nhà Xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

[3] Võ Minh Quang, Nguyễn Trung Kiên, Võ Mạnh Tùng (2021), "Một số vấn đề trong thiết kế khung bê tông cốt thép cấp độ dẻo thấp và trung bình theo TCVN 9386:2012", Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng số 4, Viện Khoa học công nghệ xây dựng.

[4] Nguyễn Lê Ninh, Võ Mạnh Tùng (2016), "Ảnh hưởng của khe nứt đến phản ứng của khung bê tông cốt thép chịu động đất", Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng số 2, Viện Khoa học công nghệ xây dựng.

[5] Nguyễn Lê Ninh (2007), *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

[6] Nguyễn Lê Ninh (2011), *Cơ sở lý thuyết tính toán công trình chịu động đất*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.

[7] Nguyễn Lê Ninh, Phan Văn Huệ (2018), *Kết cấu nhà bê tông cốt thép nhiều tầng*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

[8] EN 1998-1:2004, *Design of structures for earthquake resistance*, 2004.

[9] Acun B., Athanasopoulou A., Pinto A., Carvalho E., Fardis M. (2012), *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples*, European Commission Joint Research Centre.

[10] Bisch P., Carvalho E., Degée H., Faifar P., Fardis M., Franchin P., Kreslin M., Pecker A., Pinto P., Plumier A., Somja H., Tsionis G. (2011), *Eurocode 8: Seismic design of building worked examples*, Lisbon.

[11] Paulay T. and Priestley M.J.N. (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry*, A wiley interscience publication.

[12] Milicevic I. and Ignjatovic I. (2017), "The analysis of application of secondary seismic elements in design according to Eurocode 8", Building materials and structures 60, 3 (p.15-29).

[13] Amaral L.F.M. (2012), *Design of secondary seismic elements in reinforced concrete structures*, Universidade Tecnica de Lisboa, Portugal.