

NGHIÊN CỨU PHẢN ỨNG ĐỘNG ĐẤT CỦA KẾT CẤU KHUNG THÉP SỬ DỤNG HỆ THANH GIẪNG

STUDY ON SEISMIC RESPONSE OF STEEL FRAMES INTEGRATED WITH BRACING SYSTEMS

NGUYỄN XUÂN ĐẠI^{a*}, NGUYỄN VĂN TÚ^a, TRẦN VIỆT ĐỨC^a

^aHọc viện Kỹ thuật quân sự

*Tác giả liên hệ: e-mail: xuandai.nguyen@lqdtu.edu.vn; +84976712148

Ngày nhận bài: 1/12/2022, Sửa xong: 27/12/2022, Chấp nhận đăng: 30/12/2022

Tóm tắt: Tăng cường độ cứng và bổ sung khả năng tiêu tán năng lượng là giải pháp hiệu quả để cải thiện khả năng kháng chấn của kết cấu công trình. Hệ thanh giằng được coi là một trong những giải pháp hiệu quả, tin cậy trong thiết kế chịu động đất cho kết cấu khung thép. Trong nghiên cứu này, các bước tính toán hệ kết cấu giằng chịu động đất theo phương pháp thiết kế dựa vào chuyển vị được trình bày chi tiết. Một nghiên cứu số được thực hiện trên mô hình kết cấu khung thép sử dụng thanh giằng chịu tác động của động đất nhằm đánh giá hiệu quả của giải pháp. Kết quả thu được cho thấy thanh giằng có hiệu quả tốt trong việc giảm chuyển vị ngang và lực cắt cho kết cấu công trình.

Từ khóa: Thiết kế kháng chấn; hệ thanh giằng chống động đất; thiết kế theo chuyển vị; phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian.

Abstract: Increasing lateral stiffness and energy dissipation capacity is considered an effective solution to improve the seismic performance of building structures. The bracing system is one of the most effective and reliable solutions in seismic-resistant design for frame structures. In this study, the step-by-step of design for a bracing system according to the displacement-based design method is detailed. A typical study is performed on a steel-braced frame structure, subjected to earthquake ground motion to evaluate the effectiveness of the solution. The obtained results show that the bracing has good effects in reducing the horizontal displacement and shear force for building structures.

Keywords: Seismic-resistant design; bracing system; displacement-based design method; nonlinear time-history analysis method.

1. Mở đầu

Động đất là một trong những thảm họa do tự nhiên, gây ra những thiệt hại nặng nề về kinh tế, xã

hội và sinh mạng. Trong lịch sử nhân loại đã xảy ra nhiều trận động đất có sức tàn phá nghiêm trọng đến cơ sở hạ tầng xây dựng, từ việc các công trình bị hư hại cần phải sửa chữa đến sụp đổ hoàn toàn. Do đó, nghiên cứu tính toán thiết kế công trình đảm bảo khả năng chịu được tác động của động đất luôn là nhiệm vụ cần thiết.

Nguyên lý hình thành và cơ chế gây tác động của động đất xuất phát từ sự giải phóng năng lượng đột ngột phía sâu trong lòng đất đá, gây ra sự dịch chuyển mạnh tại các lớp phía trên của vỏ trái đất và hình thành các sóng lan truyền đến các công trình trên bề mặt, làm cho công trình chuyển động với lực quán tính lớn. Trên cơ sở đó, triết lý thiết kế công trình chịu động đất chủ yếu nhằm giảm độ lớn lực tác động của động đất và/hoặc tăng khả năng chịu lực của kết cấu, nhằm mục tiêu chung là công trình đảm bảo an toàn.

Hiện nay, phương pháp thiết kế kháng chấn được sử dụng phổ biến cho kết cấu nhà là phương pháp thiết kế theo khả năng (capacity-based design) và thiết kế theo tính năng (performance-based design) [1-4]. Nguyên lý tính toán của phương pháp này là thiết kế hệ kết cấu với khả năng chịu lực thấp hơn so với các yêu cầu về phản ứng đàn hồi của kết cấu, thể hiện thông qua việc kể đến hệ số ảnh hưởng của biến dạng dẻo trong tính toán nhằm giảm lực tác dụng lên kết cấu. Hệ kết cấu được tính toán có xét đến các trạng thái giới hạn của vật liệu, để khi công trình chịu tác động của động đất mạnh, ứng xử của kết cấu cho phép hình thành các biến dạng ngoài giai đoạn đàn hồi tại một số vị trí, bộ phận kết cấu nhằm tiêu tán phần năng lượng còn lại. Trong trường hợp lý tưởng, cách làm này đảm bảo an toàn về sinh mạng khi xảy ra động đất theo thiết kế (đảm bảo công trình không bị sụp đổ). Tuy nhiên, việc hình thành các biến dạng dẻo trong kết

cấu có thể dẫn đến các phá hoại do biến dạng quá mức, và/hoặc biến dạng không thể hồi phục khi chịu tác động lớn. Ngoài ra, nguyên lý tính toán như vậy còn nhiều nguy cơ tiềm tàng với các trường hợp xảy ra động đất ngoài các kịch bản dự kiến trước. Hơn nữa, yêu cầu về việc cần thiết phải thiết kế chi tiết các vị trí/bộ phận kết cấu cho phép biến dạng dẻo cũng đặt ra nhiều thử thách đối với các kỹ sư thiết kế.

Xu hướng thiết kế kháng chấn hiện đại đã và đang phát triển mạnh, tiếp cận và giải quyết vấn đề theo hướng tập trung vào các thiết bị phụ trợ nhằm định hướng sự hình thành các biến dạng ngoài đàn hồi, cách ly công trình khỏi nguồn năng lượng, tiêu tán năng lượng dao động, giảm tác động của động đất lên hệ kết cấu chính... Sự khác biệt tiêu biểu giữa kỹ thuật này và các phương pháp kết cấu truyền thống là khả năng tiêu tán năng lượng cao hơn và/hoặc khả năng biến dạng dẻo lớn hơn, thay thế cho yêu cầu về độ dẻo của các bộ phận kết cấu chính từ đó bảo đảm cho kết cấu chính luôn làm việc ở trạng thái đàn hồi. Hầu hết các thiết bị như vậy đều có tính năng cao trong việc giảm lực cắt đáy và/hoặc chuyển vị của kết cấu công trình, điển hình được biết đến như gối cách chấn [1, 5-8], thiết bị giảm chấn khối lượng (TMD) [9-11], thiết bị giảm chấn chất lỏng.

Thời gian qua, sự phát triển của hệ thanh giằng đã bổ sung vào bộ công cụ thiết kế kháng chấn một giải pháp quan trọng, đặc biệt là đối với các hệ kết cấu khung thép. Nhiều nghiên cứu phân tích cho thấy, hệ kết cấu khung giằng được xem là một trong những hệ thống mang lại hiệu quả cao khi được tính toán chống lại các tác động ngang như tải trọng gió, động đất [12-16]. Trong các ứng dụng thực tế, hệ thanh giằng thường được sản xuất từ thép – loại vật liệu được biết đến có khả năng chịu kéo, nén tốt và có khả năng đáp ứng yêu cầu ổn định cao khi chịu các tải trọng lặp như động đất. Nhìn chung, các thiết bị này được tích hợp vào kết cấu giúp mang lại những cải tiến lớn về độ dẻo so với kết cấu thông thường [17]. Những ưu điểm không thể phủ nhận của hệ giằng khi ứng dụng trong thiết kế công trình chịu động đất hứa hẹn cải thiện đáng kể hiệu suất giảm chấn cho kết cấu, cung cấp giải pháp linh hoạt trong thiết kế công trình với chi phí thấp [12, 14, 15].

Bài báo này nghiên cứu ứng dụng hệ giằng trong thiết kế kháng chấn cho hệ kết cấu khung. Trước tiên, nội dung trình tự tính toán thiết kế hệ thanh giằng được trình bày trên cơ sở áp dụng phương pháp thiết kế dựa theo chuyển vị. Một nghiên cứu tham số được tiến hành trên kết cấu khung, được phân tích bởi phần mềm Etabs, nhằm đánh giá hiệu quả của hệ thanh giằng với vai trò là giải pháp thiết kế kháng chấn. Phương pháp phân tích kết cấu theo lịch sử thời gian sử dụng giản đồ gia tốc của một số trận động đất điển hình, lựa chọn và hiệu chỉnh để phù hợp với phổ phản ứng gia tốc đàn hồi tại Sơn La, Việt Nam. Chuyển vị tại tâm khối lượng, lực cắt tại cột được sử dụng để đánh giá hiệu quả của thanh giằng, thông qua so sánh kết quả thu được giữa kết cấu thông thường và kết cấu khung giằng.

2. Thiết kế hệ thanh giằng

Trong phương pháp thiết kế theo khả năng, hai quy trình tính toán thiết kế phổ biến được biết đến là: thiết kế dựa theo lực (FBD: the force-based design) và thiết kế dựa theo chuyển vị (DBD: the displacement-based design). Phương pháp FBD được phát triển trên cơ sở nguyên lý tính toán lực cắt đáy do động đất gây ra bằng cách sử dụng phổ phản ứng gia tốc thiết kế và chu kỳ dao động đàn hồi dự kiến của kết cấu, sử dụng độ dịch chuyển của kết cấu làm bước kiểm tra cuối cùng để xác định khả năng chịu động đất của công trình.

Phương pháp DBD sử dụng độ dịch chuyển của tòa nhà làm mục tiêu thiết kế chống động đất cho công trình. Cụ thể, phương pháp này sử dụng phổ phản ứng chuyển vị làm cơ sở để tính toán lực cắt đáy của kết cấu. Phương pháp DBD được đánh giá là một trong những phương pháp thiết kế đơn giản nhất để phân tích hệ kết cấu nhiều bậc tự do, ở đó đặc trưng của kết cấu được đại diện bởi độ cứng và độ cản tương đương trong mô hình đơn giản hóa hệ một bậc tự do. Nội dung thiết kế dựa trên triết lý hướng đến kết cấu đạt trạng thái chuyển vị giới hạn được chỉ định trước, từ đó căn cứ vào giới hạn biến dạng của vật liệu hoặc giới hạn về chuyển vị ngang của kết cấu tương ứng với dạng tải trọng tác động được quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế để xác định giá trị lực cắt đáy và phân phối lực cắt lên từng tầng. Việc sử dụng các đặc trưng về vật liệu, kết

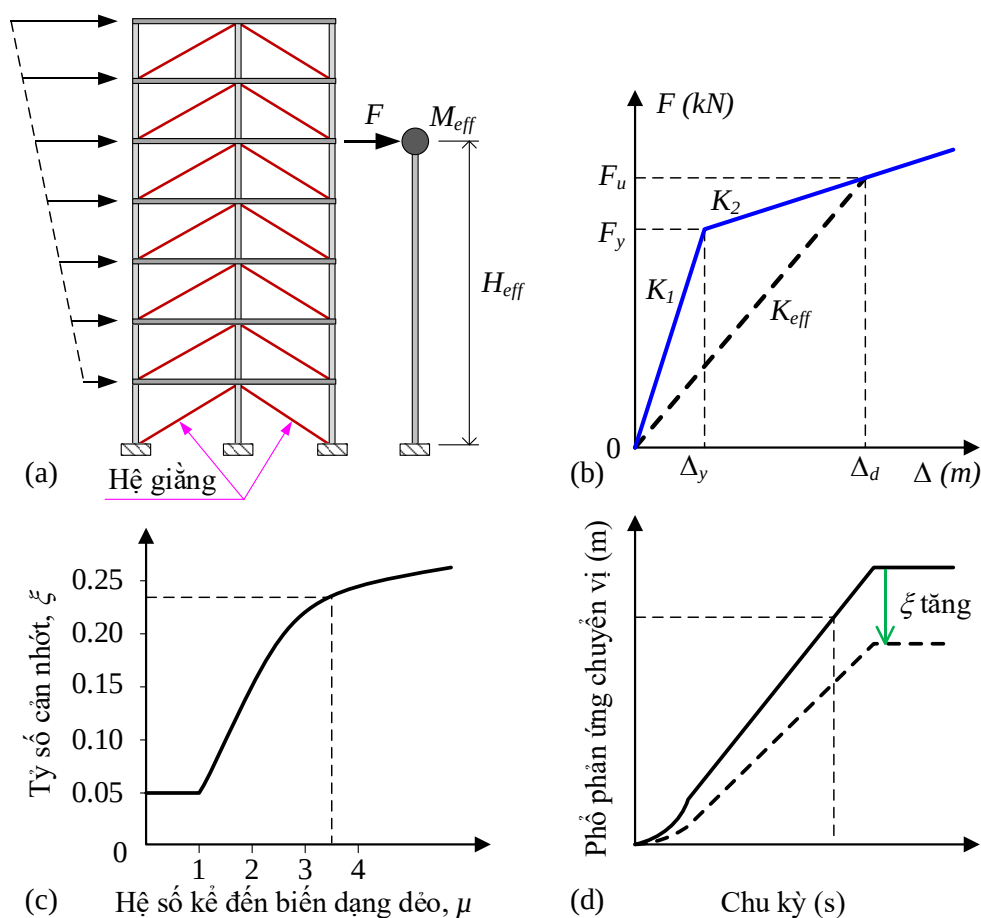
cầu trong tính toán giúp kỹ sư thiết kế ước lượng được chu kỳ dao động của kết cấu khi có xảy ra các biến dạng ngoài đàn hồi, tránh được các vấn đề còn hạn chế của phương pháp FBD là sử dụng độ cứng đàn hồi ban đầu của kết cấu để xác định các chu kỳ dao động riêng của kết cấu.

2.1 Phương pháp thiết kế dựa theo chuyển vị

Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả sử dụng phương pháp DBD để tính toán thiết kế hệ kết cấu khung giằng. Quy trình thiết kế của phương pháp DBD được giới thiệu lần đầu tiên vào năm 1993 bởi Priestley [18], được phát triển rộng rãi và hoàn thiện thông qua nhiều nghiên cứu (ở Châu Âu, New Zealand và Bắc Mỹ) [19-22], và đã được áp dụng rộng rãi trong thiết kế kháng chấn, đặc biệt là với các kết cấu khung, vách...

Nguyên lý của phương pháp này dựa trên việc mô phỏng hệ nhiều bậc tự do thành hệ một bậc tự do được đơn giản hóa tương đương. Hình 1(a) trình bày nguyên lý chuyển đổi cấu trúc khung nhiều bậc

tự do thành hệ 1 bậc tự do. Giả thiết ứng xử phi tuyến của hệ nhiều bậc tự do có thể được mô tả dưới dạng mô hình song tuyến tính, đặc trưng bởi độ cứng đàn hồi ban đầu K_1 , độ cứng sau đàn hồi K_2 , giới hạn đàn hồi F_y (chi tiết xem Hình 1(b)). Hệ một bậc tự do được đặc trưng bởi độ cứng tương đương K_{eff} tính toán tương ứng với giá trị chuyển vị thiết kế lớn nhất dự kiến Δ_d (đo được ở độ cao tương đương H_{eff}) và tỷ số cản nhớt tương đương ξ , ở đó ξ biểu thị mức độ biến dạng dẻo của kết cấu thông qua mối quan hệ với hệ số kể đến biến dạng dẻo μ , như thể hiện trong Hình 1(c). Theo đó, hệ số kể đến biến dạng dẻo tăng dẫn đến tỷ số cản tăng, tỷ số cản tăng dẫn đến hệ quả giá trị phổ phản ứng chuyển vị thiết kế giảm, như minh họa trong Hình 1(d). Từ giá trị chuyển vị thiết kế và tỷ số cản, ta dễ dàng xác định được chu kỳ dao động (theo đó là độ cứng) của hệ một bậc tự do tương đương thông qua biểu đồ phổ phản ứng chuyển vị. Nội dung chi tiết các bước tính toán được trình bày trong phần dưới đây.



Hình 1. Nguyên lý thiết kế dựa trên chuyển vị: (a) Chuyển hệ nhiều bậc tự do về hệ một bậc tự do; (b) Quan hệ lực-chuyển vị trong hệ nhiều bậc tự do và hệ một bậc tự do; (c) Quan hệ giữa tỷ số cản nhớt tương đương và hệ số kể đến biến dạng dẻo; (d) Phổ phản ứng chuyển vị

Lực cắt đáy được tính toán thông qua hệ một bậc tự do tương đương, sau đó trên cơ sở tương quan về khối lượng và chuyển vị sẽ phân phối đến các tầng trong mô hình hệ nhiều bậc tự do.

2.2 Tính toán thiết kế hệ kết cấu giằng

Ứng dụng phương pháp thiết kế dựa theo chuyển vị cho hệ kết cấu khung thép có thanh giằng, quy trình gồm ba (03) bước chính như sau:

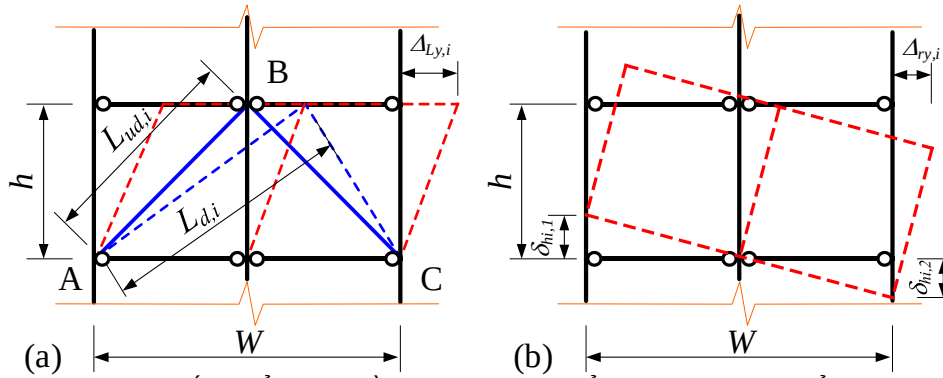
- Đánh giá, ước lượng chuyển vị tới hạn (là giá trị chuyển vị tại thời điểm chảy dẻo, phụ thuộc vào giới hạn biến dạng dẻo của vật liệu);

- Lựa chọn chuyển vị thiết kế, là giá trị chuyển vị dự kiến từ hệ nhiều bậc tự do ban đầu. Thông thường, giá trị chuyển vị thiết kế tương đối tại mỗi tầng được xác định bằng một tỷ lệ nhất định so với chiều cao của tầng và được giới hạn trong tiêu chuẩn thiết kế;

- Biến đổi hệ nhiều bậc tự do về hệ tương đương một bậc tự do tương ứng với dạng dao động cơ bản của hệ kết cấu nhiều bậc tự do.

Một số giả thiết tính toán được xét đến gồm: Bỏ qua ảnh hưởng của xoắn, độ cứng của tường, vách ngăn; Kết cấu cột là liên tục theo chiều cao nhằm hạn chế chuyển vị ngang; Biến dạng uốn dọc (buckling) của các thanh giằng chịu nén và biến dạng dẻo của các thanh giằng chịu kéo xảy ra đồng thời tại tất cả các tầng; Quan hệ lực – chuyển vị của một cặp thanh giằng ở bất kỳ tầng nào được tính toán gần đúng là song tuyến tính.

Trên cơ sở các giả thiết trên, chuyển vị ngang tại mỗi tầng về cơ bản được tạo ra do cơ chế lắt ngang của kết cấu dẫn đến biến dạng (kéo, nén) của thanh giằng. Chuyển vị xoay của tầng dẫn đến biến dạng dọc trục của các cột biên ở khung có bố trí thanh giằng, thể hiện như *Hình 2*.



Hình 2. Cơ chế chuyển vị của tầng thứ “i”: (a) Chuyển vị ngang; (b) Chuyển vị xoay

a. Ước lượng chuyển vị tới hạn

Phân tích khung có bố trí cặp thanh giằng như trên *Hình 2*. Biến dạng dọc trục của thanh chịu kéo AB:

$$\Delta L_{d,i} = L_{d,i} - L_{ud,i} = \varepsilon_y L_{ud,i} \quad (1)$$

trong đó, ε_y là biến dạng tới hạn của vật liệu kết cấu thanh giằng.

Gọi $\Delta_{Ly,i}$ và $\Delta_{ry,i}$ lần lượt là các chuyển vị ngang tương đối do lắt ngang và xoay của tầng thứ “i”.

Chuyển vị tổng thể theo phương ngang:

$$\Delta_{y,i} = \Delta_{Ly,i} + \Delta_{ry,i}.$$

Từ mối quan hệ hình học trong *Hình 2*, ta có:

$$\begin{aligned} L_{d,i}^2 &= \left[B/2 + \Delta_{Ly,i} \right]^2 + h_i^2 = L_{ud,i}^2 (\varepsilon_y + 1)^2 \\ \Rightarrow \left(\frac{B}{2} \right)^2 + \Delta_{Ly,i} B + \Delta_{Ly,i}^2 + h_i^2 &= (L_{ud,i} \varepsilon_y)^2 + 2\varepsilon_y L_{ud,i}^2 + L_{ud,i}^2 \\ \Rightarrow \Delta_{Ly,i} B + \left[\left(\frac{B}{2} \right)^2 + h_i^2 \right] + \Delta_{Ly,i}^2 &= 2\varepsilon_y L_{ud,i}^2 + L_{ud,i}^2 + (L_{ud,i} \varepsilon_y)^2 \end{aligned} \quad (2)$$

Bỏ qua các đại lượng vô cùng bé bậc cao, chú ý $(B/2)^2 + h_i^2 = L_{ud,i}^2$

$$\text{Do đó: } \Delta_{Ly,i} B = 2\varepsilon_y L_{ud,i}^2 \Rightarrow \Delta_{Ly,i} = \frac{2\varepsilon_y L_{ud,i}^2}{B}$$

Từ Hình 2(b), dựa theo mối quan hệ lượng giác, ta dễ dàng có được:

$$\frac{(\delta h_{i,1} + \delta h_{i,2})}{B} = \frac{\Delta_{ry,i}}{h_i} \Rightarrow \Delta_{ry,i} = \frac{(\delta h_{i,1} + \delta h_{i,2})}{B} h_i = \frac{2\delta h_i}{B} h_i \quad (3)$$

$$\Rightarrow \Delta_{y,i} = \Delta_{Ly,i} + \Delta_{ry,i} = \frac{2\varepsilon_y L_{ud,i}^2}{B} + \frac{2\delta h_i}{B} h_i \quad (4)$$

b. Tính toán chuyển vị thiết kế

Việc tính toán chuyển vị thiết kế dựa trên dạng cơ bản của dao động không đàn hồi được chuẩn hóa và chuyển vị tại tầng 1 của kết cấu như sau [20]:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_1}{\delta_1} \right); \quad n \leq 4: \delta_i = \frac{H_i}{H_n}; \quad n > 4: \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (5)$$

trong đó, Δ_1 là chuyển vị tại tầng 1, Δ_i là chuyển vị tại tầng thứ "i" có độ cao H_i , n là số tầng cao nhà, H_n là chiều cao mái, δ_i là tỷ số giữa chiều cao H_i và H_n , xác định như trong công thức (5).

c. Biến đổi hệ nhiều bậc tự do về hệ tương đương một bậc tự do

Gọi M_i , H_i , Δ_i lần lượt là khối lượng, chiều cao và chuyển vị tại tầng thứ "i" của dạng dao động cơ bản được chuẩn hóa trong mô hình hệ nhiều bậc tự do.

Các thông số cơ bản của hệ một bậc tự do gồm: Khối lượng tương đương M_{eff} , độ cứng tương đương K_{eff} và tỷ số cản ξ .

Xác định các giá trị chuyển vị tính toán trong mô hình hệ một bậc tự do tương đương thông qua giá trị khối lượng và chuyển vị tại từng tầng xác định theo công thức (4) và (5):

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i} \quad (6)$$

$$\Delta_{y,eff} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_{y,i}^2}{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_{y,i}} \quad (7)$$

Khối lượng tương đương:

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i}{\Delta_{eff}} \quad (8)$$

Chiều cao của khối lượng tương đương:

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i} \quad (9)$$

Hệ số kể đến biến dạng dẻo:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_{y,eff}} \quad (10)$$

Tỷ số cản nhớt của hệ một bậc tự do tương đương khi đó phụ thuộc vào độ mạnh của kết cấu và hệ số kể đến biến dạng dẻo. Thực tế, tỷ số cản nhớt của hệ một bậc tự do tương đương được xác định tương ứng với trạng thái biến dạng ngoài đàn hồi của hệ nhiều bậc tự do (xem Hình 1(b)), nghĩa là, ngoài độ cản ban đầu của hệ kết cấu, lượng năng lượng tiêu tán thông qua các biến dạng ngoài đàn hồi cũng được kể đến trong tính toán tỷ số cản này. Thực tế, tỷ số cản này phụ thuộc nhiều vào dạng kết cấu, và chỉ có thể xác định chính xác thông qua thực nghiệm. Trong phạm vi nghiên cứu của bài báo này, tỷ số cản này có thể được tính toán theo công thức tham khảo sau [23]:

$$\xi_{CBF} = 0.03 + \left(0.23 - \frac{\lambda}{15} \right) (\mu - 1), \quad \mu \leq 2 \quad (11)$$

$$\xi_{CBF} = 0.03 + \left(0.23 - \frac{\lambda}{15} \right), \quad \mu > 2$$

trong đó λ là tỷ số độ mạnh của hệ kết cấu.

Chu kỳ dao động T_{eff} của hệ một bậc tự do được tính toán từ phổ phản ứng chuyển vị thông qua giá trị chuyển vị thiết kế Δ_d và tỷ số cản ξ .

Độ cứng hiệu quả của hệ một bậc tự do được tính từ chu kỳ dao động T_{eff} như sau:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (12)$$

Lực cắt đáy được tính từ chuyển vị và độ cứng của hệ một bậc tự do:

$$F_b = K_{eff} \times \Delta_d \quad (13)$$

Lực cắt tại các tầng được phân bố từ lực cắt đáy, dựa trên sự tương quan về khối lượng và chuyển vị:

$$F_i = F_b \frac{M_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i} \quad (14)$$

Hệ thanh giằng được thiết kế để giảm lực cắt ngang tác dụng lên cột, làm việc ở trạng thái kéo-nén thuần túy. Do đó, giới hạn đàn hồi của thanh

giằng cần được chọn đảm bảo lớn hơn lực cắt phân bố tại mỗi tầng. Với mỗi cặp thanh giằng, ta có:

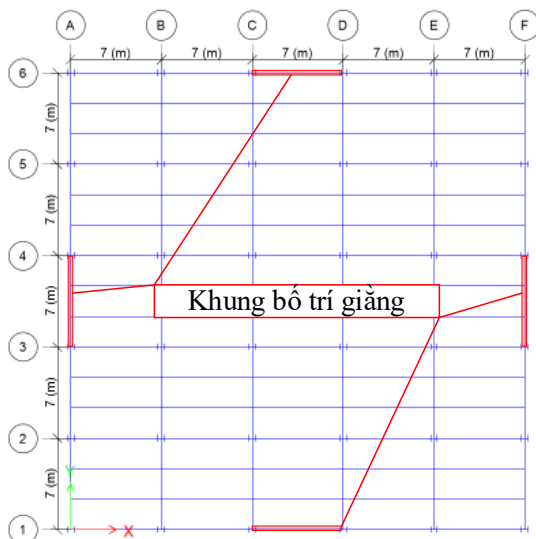
$$V_i \leq V_R = (N_{ut}^i + N_{uc}^i) \cos \alpha \quad (15)$$

trong đó, N_{ut} và N_{uc} tương ứng là các giới hạn chảy dẻo khi kéo và khi nén của thanh giằng, xác định dựa vào vật liệu cấu tạo và tiết diện của thanh giằng.

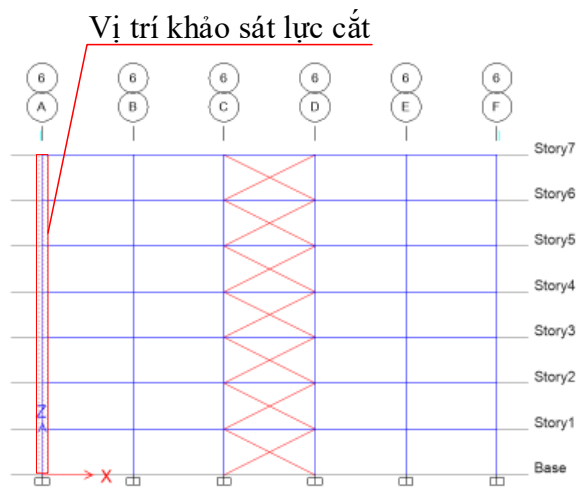
3. Ví dụ số

3.1 Mô tả công trình

Xét hệ kết cấu nhà khung thép như *Hình 3*. Mặt bằng tòa nhà có dạng hình vuông, mỗi cạnh gồm 5 nhịp chiều dài 7 m, công trình cao 7 tầng, chiều cao mỗi tầng là 3.5 m. Hệ khung bố trí thanh giằng được lựa chọn tại các khung biên ở nhịp chính giữa (xem chi tiết trong *Hình 3*). Khối lượng sử dụng trong tính toán động đất tại mỗi tầng được xác định gần đúng: $M_i = 990$ tấn.



(a) Mặt bằng công trình



(b) Mặt đứng trục 6

Hình 3. Mô hình kết cấu công trình dùng trong phân tích

Xem xét công trình đặt tại thành phố Sơn La, nền đất loại B. Định gia tốc nền tại khu vực xây dựng lấy theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 là $a_{gr} = 0.1893g$. Phổ phản ứng chuyển vị động đất và phổ phản ứng gia tốc đàn hồi được thể hiện tương ứng trong *Hình 4(a)* và *(b)*. Các giản

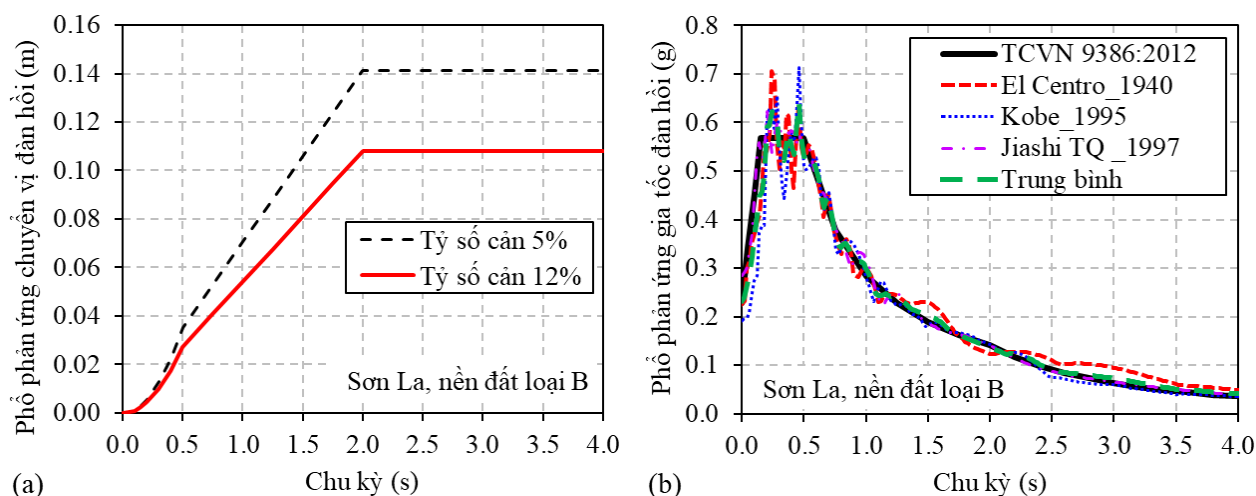
đồ gia tốc động đất (bản ghi gia tốc động đất theo thời gian) của các trận động đất tại El Centro, Mỹ (19-05-1940), tại Kobe, Nhật Bản (16-01-1995) và tại Tây Bắc Trung Quốc (11-4-1997) được dùng trong phân tích được thể hiện trong Bảng 1.

Bảng 1. Thông số gia tốc động đất dùng trong phân tích

STT	Động đất, ngày	Trạm đo	Mw	R (km)	PGA (g)
EQ1	El Centro, 19-05-1940	CA - Array Sta 9, Mỹ	6.9	12.2	0.52
EQ2	Kobe, 16-01-1995	Nishi-Akashi, Nhật Bản	6.9	7.10	0.51
EQ3	Tây Bắc Trung Quốc, 11-4-1997	Jiashi, Trung Quốc	6.1	27.7	0.30

Để phù hợp với điều kiện động đất thiết kế tại Việt Nam, các giản đồ này được hiệu chỉnh theo phương pháp tuyến tính [24], kết quả phổ

phản ứng gia tốc sau hiệu chỉnh thỏa mãn điều kiện khớp phổ phản ứng, như thể hiện trong Hình 4(b).



Hình 4. Phổ phản ứng chuyển vị dùng trong tính toán

3.2 Tính toán hệ thanh giằng

Giá trị chuyển vị thiết kế cho hệ một bậc tự do tương đương được tính toán từ hệ ban đầu, bằng cách chọn tỷ lệ chuyển vị tương đối giữa

các tầng là 0.6% (nằm trong khoảng 0.5% đến 1% theo tiêu chuẩn hiện hành). Kết quả tính toán chuyển vị thiết kế được thể hiện trong Bảng 2.

Bảng 2. Xác định chuyển vị thiết kế

Tầng	H_i (m)	Δ_i (m)	M_i (T)	$M_i \times \Delta_i^2$	$M_i \times \Delta_i$	$M_i \times \Delta_i \times H$
1	3.5	0.021	990	0.437	20.790	72.765
2	7	0.042	990	1.746	41.580	291.060
3	10.5	0.063	990	3.929	62.370	654.885
4	14	0.084	990	6.985	83.160	1164.240
5	17.5	0.105	990	10.915	103.950	1819.125
6	21	0.126	990	15.717	124.740	2619.540
7	24.5	0.147	990	21.393	145.530	3565.485
Tổng				61.123	582.120	10187.100

Giá trị chuyển vị tới hạn của công trình được tính toán theo công thức (4) trong đó giới hạn biến

dạng của vật liệu $\varepsilon_y = 0.2\%$, kết quả thể hiện như trong Bảng 3.

Bảng 3. Xác định chuyển vị tới hạn

Tầng	H_i (m)	Δ_{yi} (m)	M_i (T)	$M_i \times \Delta_{yi}^2$	$M_i \times \Delta_{yi}$
1	3.5	0.011	990	0.120	10.890
2	7	0.022	990	0.479	21.780
3	10.5	0.033	990	1.078	32.670
4	14	0.044	990	1.917	43.560
5	17.5	0.055	990	2.995	54.450
6	21	0.066	990	4.312	65.340
7	24.5	0.077	990	5.870	76.230
Tổng				16.771	304.920

Từ kết quả tính toán ở trên, các thông số của mô hình đơn giản hóa hệ một bậc tự do tương đương được tính theo công thức (8) và (9), ta được $M_{eff} = 5544(T)$, $H_{eff} = 17.5(m)$.

Hệ số kể đến biến dạng dẻo tính toán theo công thức (10), ta được $\mu = 1.91$.

Độ cản nhót tương đương phụ thuộc đồng thời vào độ mảnh của kết cấu, hệ số kể đến biến dạng dẻo và giá trị chuyển vị thiết kế, do đó được tính toán theo phương pháp thử dần bằng cách điều chỉnh hệ số λ trong công thức (11), kết quả thu được $\lambda = 2$, $\xi = 12\%$. Phổ phản ứng chuyển vị đàn hồi tương ứng với tỷ số cản 12% được thể hiện như

trong *Hình 4(a)*. Từ giá trị phổ phản ứng chuyển vị, giá trị chuyển vị thiết kế, ta tính được chu kỳ dao động hiệu quả $T_{eff} = 1.94$ s.

Độ cứng của hệ một bậc tự do tương đương được tính toán từ M_{eff} và T_{eff} theo phương trình (12), ta được $K_{eff} = 58137.7$ (kN/m).

Từ kết quả thu được, lực cắt đáy được tính theo công thức (13), $F_b = 6104.5$ (kN).

Phân phối lực cắt đáy lên các tầng theo công thức (14), trong đó hệ thanh giằng được bố trí tại 02 khung biên như thể hiện trên *Hình 3*. Kết quả thể hiện trong *Bảng 4* như sau:

Bảng 4. Phân phối lực cắt đáy đến các tầng

Tầng	H_i (m)	Δ_i (m)	M_i (T)	$M_i \times \Delta_i$	F_i (kN)	F_b (kN)
1	3.5	0.021	990	20.790	109.008	3052.228
2	7	0.042	990	41.580	218.016	2943.220
3	10.5	0.063	990	62.370	327.024	2725.204
4	14	0.084	990	83.160	436.033	2398.179
5	17.5	0.105	990	103.950	545.041	1962.147
6	21	0.126	990	124.740	654.049	1417.106
7	24.5	0.147	990	145.530	763.057	763.057
Tổng				582.120	3052.228	

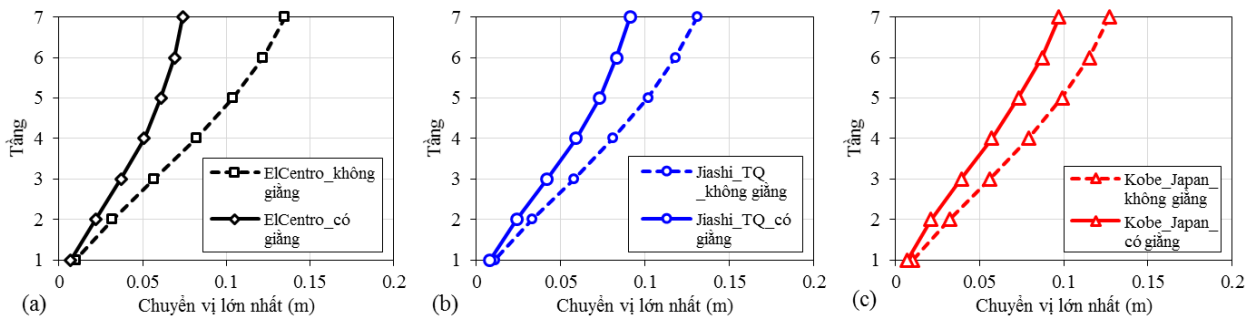
Trên cơ sở lực cắt phân phối tại các tầng, hệ kết cấu dầm, cột và thanh giằng được lựa chọn thiết kế như thể hiện trong *Bảng 5*.

Bảng 5. Mặt cắt ngang kết cấu khung giằng

Tầng	Tiết diện cột	Tiết diện dầm	Tiết diện thanh giằng
1	W360x818	W360x134	HSS 152.4 x 152.4 x 3.2
2	W360x818	W360x134	HSS 152.4 x 152.4 x 3.2
3	W360x818	W360x134	HSS 152.4 x 152.4 x 3.2
4	W360x818	W360x134	HSS 152.4 x 152.4 x 3.2
5	W360x818	W360x134	HSS 139.7 x 139.7 x 3.2
6	W360x818	W360x134	HSS 139.7 x 139.7 x 3.2
7	W360x818	W360x134	HSS 139.7 x 139.7 x 3.2

Phân tích hệ kết cấu chịu động đất bằng phần mềm Etabs. Kết quả chuyển vị tại tâm khối lượng ở

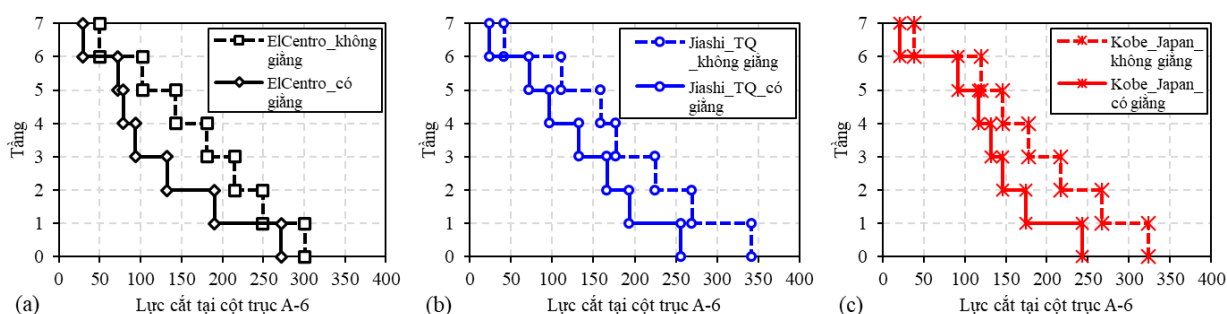
mỗi tầng thể hiện trên *Hình 5*, lực cắt tại cột biên thể hiện trong *Hình 6*.



Hình 5. Chuyển vị lớn nhất tại tâm khối lượng

Kết quả chuyển vị lớn nhất tại tâm khối lượng cho thấy, việc sử dụng thanh giằng mang lại hiệu quả rõ rệt khi làm giảm chuyển vị ngang của kết cấu. Tương ứng với trường

hợp nghiên cứu, chuyển vị tại đỉnh của công trình giảm khoảng 35% (giảm 23% với sóng động đất tại Kobe, 45% với sóng động đất El Centro).



Hình 6. Kết quả lực cắt tại cột công trình

Như trình bày ở trên, hệ thanh giằng có vai trò quan trọng trong việc giảm lực cắt cho cột ở các khung không bố trí thanh giằng. Kết quả giảm lực cắt tại cột biên của công trình được thể hiện trong Hình 6. Theo đó, độ giảm lực cắt thu được lớn nhất 45% (sóng động đất Jiashi_TQ).

4. Kết luận

Bài báo trình bày nội dung tính toán hệ thanh giằng kháng chấn cho kết cấu khung theo phương pháp thiết kế dựa theo chuyển vị. Trình tự tính toán thiết kế được trình bày chi tiết gồm 03 bước chính. Trong ví dụ phân tích số, tác giả tiến hành phân tích kết cấu khung thép không gian điển hình chịu tác động của ba giản đồ gia tốc động đất thực được hiệu chỉnh cho phù hợp với điều kiện động đất tại Sơn La, Việt Nam. Một số nhận xét chính rút ra từ bài báo như sau:

- Hệ thanh giằng có thể được tính toán sơ bộ thông qua mô hình đơn giản hóa tương đương hệ một bậc tự do;

- Hệ thanh giằng có hiệu quả tốt trong việc áp dụng vào kỹ thuật thiết kế kháng chấn cho kết cấu công trình khi góp phần làm giảm đáng kể chuyển vị ngang của kết cấu, đồng thời giảm lực cắt tại cột. Ví dụ phân tích số cho kết cấu nằm ở vùng động đất ở Sơn La cho thấy, việc sử dụng hệ thanh giằng có thể giảm đến 45% chuyển vị đỉnh và lực cắt tại cột công trình, thể hiện sự hiệu quả của giải pháp trong áp dụng thiết kế kháng chấn.

Trên cơ sở các kết quả sơ bộ đã đạt được, các nghiên cứu thực nghiệm cần tiếp tục được tiến

hành để xác nhận mô hình lý thuyết và nghiên cứu sản xuất thiết bị.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] 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.
- [2] ASCE/SEI-41-13 (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers.
- [3] NRCC (2015). *National building code of Canada (NBCC)*. National Research Council of Canada, Associate Committee on the National Building Code.
- [4] TCVN-9386:2012 (2012). *Vietnam national standard - Design of structures for earthquake resistances*. Ministry of Science and Technology.
- [5] F. Naeim, J. M. Kelly (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons.
- [6] V.T. Nguyen, X.D. Nguyen (2021). *Effects of ground motion spectral shapes on the design of seismic base isolation for multi-story building according to Eurocode 8*. Innovative Infrastructure Solutions. **6**, 1-13.
- [7] V.T. Nguyen, N.Q. Vu, X.D. Nguyen (2020). *Application of seismic isolation for multi-story buildings in moderate seismicity areas like Vietnam*, Journal of Physics: Conference Series, IOP Publishing, pp. 012119.
- [8] V.-T. Nguyen, X.-D. Nguyen (2021). *Seismic responses of multi-story building isolated by Lead-Rubber Bearings considering effects of the vertical*

- stiffness and buckling behaviors*, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, IOP Publishing, pp. 012080.
- [9] X.D. Nguyen, T.H. Vuong (2016). *Optimal design of systems Tuned_Mass_Damper for single degree of freedom structural system*. Building Science and Technology Journal. **174**, 8-15.
- [10] A.M. Kaynia, D. Veneziano, J.M. Biggs (1981). *Seismic effectiveness of tuned mass dampers*. Journal of the Structural Division. **107**, 1465-1484.
- [11] J.R. Sladek, R.E. Klingner (1983). *Effect of tuned-mass dampers on seismic response*. Journal of structural engineering. **109**, 2004-2009.
- [12] S.K. Azad, C. Topkaya (2017). *A review of research on steel eccentrically braced frames*. Journal of constructional steel research. **128**, 53-73.
- [13] L.A. Fahnestock, J.M. Ricles, R. Sause (2007). *Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame*. Journal of structural engineering. **133**, 1205-1214.
- [14] J. Kim, H. Choi (2005). *Response modification factors of chevron-braced frames*. Engineering structures. **27**, 285-300.
- [15] M.T. Naqash, K. Mahmood, S. Khoso (2014). *An overview on the seismic design of braced frames*. American Journal of Civil Engineering. **2**, 41-47.
- [16] C.W. Roeder (1989). *Seismic behavior of concentrically braced frame*. Journal of structural engineering. **115**, 1837-1856.
- [17] R. Sabelli, S. Mahin, C. Chang (2003). *Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces*. Engineering Structures. **25**, 655-666.
- [18] M.N. Priestley (1993). *Myths and fallacies in earthquake engineering: conflicts between design and reality*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. **26**, 329-341.
- [19] M. Medhekar, D. Kennedy (2000). *Displacement-based seismic design of buildings—application*. Engineering structures. **22**, 210-221.
- [20] M. J. N. Priestley, A.K. Chopra, G. M. Calvi, a.M.J. Kowalsky (2008). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- [21] C. Loss, T. Tannert, S. Tesfamariam (2018). *State-of-the-art review of displacement-based seismic design of timber buildings*. Construction and Building Materials. **191**, 481-497.
- [22] G.J. O'Reilly, T.J. Sullivan (2016). *Direct displacement-based seismic design of eccentrically braced steel frames*. Journal of Earthquake Engineering. **20**, 243-278.
- [23] K. Wijesundara, R. Nascimbene, T. Sullivan (2011). *Equivalent viscous damping for steel concentrically braced frame structures*. Bulletin of earthquake engineering. **9**, 1535-1558.
- [24] X. Dai Nguyen (2022). *A proposed method for selecting and scaling recorded seismic accelerations according to TCVN-9386: 2012*. Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE)-HUCE. **16**, 100-112.