

THIẾT KẾ KẾT CẤU BTCT CHỊU ĐỘNG ĐẤT BẰNG PHƯƠNG PHÁP KIỂM SOÁT HƯ HẠI

PHẠM HOÀNG QUANG VINH

Trường Đại Học Bách Khoa - Đại Học Quốc Gia Thành phố Hồ Chí Minh - quangvinh2611@yahoo.com

CAO VĂN VUI

Trường Đại Học Bách Khoa - Đại Học Quốc Gia Thành phố Hồ Chí Minh - cvvui@hcmut.edu.vn

(Ngày nhận: 9/9/2016; Ngày nhận lại: 04/11/16; Ngày duyệt đăng: 14/11/2016)

TÓM TẮT

Kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) thường bị hư hại khi động đất xảy ra. Kiểm soát hư hại trong thiết kế công trình chịu động đất là một cách tiếp cận mới trong thiết kế kháng chấn. Để kiểm soát hư hại của công trình BTCT, chỉ số hư hại (damage index) có giá trị từ 0 (không hư) đến 1 (sập) được sử dụng cho việc định lượng mức độ hư hại của loại kết cấu này. Trong bài báo này, sơ đồ thiết kế kết cấu BTCT bằng phương pháp kiểm soát hư hại thông qua chỉ số hư hại được kiến nghị và một ví dụ được trình bày. Kết quả cho thấy tính ưu việt của phương pháp thiết kế vì mức độ hư hại được kiểm soát bằng chính chỉ số hư hại và sự phân bố hư hại trong kết cấu. Tuy nhiên, vẫn còn một số vấn đề mà tác giả còn phải nghiên cứu và hoàn thiện.

Từ khóa: Kiểm soát hư hại; động đất; khung BTCT; chỉ số phá hoại.

Seismic design of reinforced concrete structures with damage control

ABSTRACT

Reinforced concrete (RC) structures often suffer damage when subjected to earthquakes. Seismic design RC structures with damage control can be an appropriate method. To control the damage of structures, the damage index, which varies from 0 (no damage) to 1 (collapse), is used to quantify the damage levels. In this paper, a procedure of the seismic design of RC structures with damage control is proposed and a case study is presented. This design method shows its advantages as the damage of structures is controlled by the damage index and the distribution of damage in structures. However, further study is needed to improve the method.

Keywords: Damage control; Earthquake; RC frame; Damage index.

1. Giới thiệu

Khi động đất xảy ra, công trình thường chịu những mức độ hư hại khác nhau. Trong thiết kế công trình chịu động đất, mức độ hư hại này được khống chế bằng một số tiêu chí khác nhau. Các tiêu chuẩn hiện hành như UBC (1997), IBC (2003), Eurocode 8 (2004) sử dụng tiêu chí độ lệch tầng (story drift) để đánh giá mức độ hư hỏng là chưa đầy đủ (Nguyễn Hồng Hà, Nguyễn Hồng Hải, Vũ Xuân Thương, 2013). Mặt khác, dùng phương pháp phân tích đàn hồi đi đôi với việc sử dụng một hệ số giảm (hệ số R trong UBC, IBC; hệ số ứng xử q trong Eurocode 8) áp dụng cho toàn hệ kết cấu tổng thể là khó có thể phân ánh một cách đáng tin cậy ứng xử của công

trình trong giai đoạn đàn dẻo, đặc biệt là đối với hệ kết cấu gồm nhiều dạng (khung lẫn vách) hoặc sử dụng vật liệu khác nhau (bê tông lẫn thép) (Nguyễn Hồng Hà, Nguyễn Hồng Hải, Vũ Xuân Thương, 2013). Hơn nữa, bên cạnh việc đưa ra các hạn chế như chiều cao hay tính đều đặn, các tiêu chuẩn nói trên không có điều khoản thích hợp cho nhiều dạng kết cấu (ví dụ kết cấu có tầng cứng) hoặc áp dụng các giải pháp kỹ thuật tiên tiến. Do đó, việc áp dụng các tiêu chuẩn hiện hành trong thiết kế kháng chấn còn bộc lộ những hạn chế (Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings, CTBUH, 2008) (Outrigger Design for High-Rise Buildings, CTBUH, 2012).

Bài báo này phân tích những ưu nhược điểm của các phương pháp thiết kế hiện hành. Đồng thời, đề xuất một phương pháp mới – phương pháp thiết kế kết cấu BTCT chịu động đất bằng cách kiểm soát hư hại. Trong phương pháp thiết kế mới này, mức độ hư hại của công trình chịu động đất được khống chế bằng chỉ số hư hại – damage index (DI).

2. Các phương pháp thiết kế kháng chấn đã có

2.1. Các phương pháp phân tích kết cấu

Trong những năm gần đây, số lượng các phương pháp tính toán kết cấu chịu động đất được sử dụng trong nghiên cứu và trong thiết kế sản xuất đã tăng lên nhanh chóng, do sự phát triển và phổ biến rộng rãi các phần mềm và máy tính có tốc độ cao. Dựa theo tính chất của tác động động đất lên công trình, ta chia các phương pháp tính toán thành hai loại như sau:

- Các phương pháp tính toán tĩnh:
 - + Phương pháp tĩnh lực tương đương.
 - + Phương pháp tính toán đẩy dãn (phương pháp pushover).
- Các phương pháp tính toán động:
 - + Phương pháp phổ phản ứng.
 - + Phương pháp phân tích dạng.
 - + Phương pháp phân tích trực tiếp phương trình chuyển động.
 - + Phương pháp tính toán đẩy dãn động.

Các phương pháp tính toán thường có một sự thỏa hiệp giữa mức độ chính xác và độ phức tạp. Đối với người sử dụng, lẽ dĩ nhiên là muốn chọn một phương pháp đơn giản nhất có thể cho các thông tin mong muốn có độ chính xác chấp nhận được.

Phương pháp phân tích trực tiếp phương trình chuyển động hệ kết cấu phi tuyến là phương pháp chính xác và đúng thực tế nhất vì nó xét tới tính chất phi tuyến của vật liệu lẫn tính phi tuyến hình học. Tuy vậy, phương pháp này lại rất phức tạp và tiêu tốn nhiều thời gian thực hiện. Ngược lại phương pháp tĩnh lực tương đương lại rất đơn giản nhưng mức độ chính xác lại kém nên nó chỉ dùng cho trường hợp động đất nhỏ, kết cấu đều đặn và chu kỳ ngắn, khi đó các cấu kiện kết cấu về cơ bản vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi.

Không như với phương pháp phân tích và

thiết kế đàn hồi tuyến tính đã được sử dụng từ lâu, kỹ thuật phân tích phi tuyến và ứng dụng của nó trong thiết kế vẫn còn trong giai đoạn phát triển và yêu cầu nhiều kỹ năng mới ở kỹ sư thiết kế. Việc phân tích phi tuyến yêu cầu một tư duy về ứng xử ngoài miền đàn hồi và các trạng thái giới hạn (phụ thuộc vào biến dạng cũng như lực) đối với người kỹ sư. Trong phân tích này, cần phải định nghĩa các mô hình ứng xử của cấu kiện để có thể phản ánh mối quan hệ lực - biến dạng của cấu kiện dựa vào đặc trưng cường độ và độ cứng kỳ vọng và biến dạng lớn. Tùy thuộc vào loại hình kết cấu, kết quả phân tích phi tuyến có thể rất nhạy cảm với các thông số giả thuyết đầu vào và các mô hình ứng xử được sử dụng. Chính vì vậy, kỹ sư cần có khả năng phán đoán tốt về vị trí hay bộ phận kết cấu được kỳ vọng là sẽ trải qua biến dạng phi tuyến. Phân tích là để xác nhận các vị trí làm việc phi tuyến và biểu thị biến dạng đối với cấu kiện chảy dẻo và lực đối với cấu kiện chưa chảy dẻo.

Hiện nay, phương pháp tính toán tĩnh phi tuyến đẩy dãn (nonlinear static pushover analysis) hay phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian (nonlinear time history analysis) đang được áp dụng rộng rãi trong các thiết kế ở nước ngoài khi phân tích kết cấu khi chịu tác động của động đất. Trong đó với phần lớn trường hợp phương pháp phân tích đẩy dãn được xem là công cụ có tính áp dụng thực tiễn cao hơn bởi sự đơn giản của nó so với phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian.

Khái niệm thiết kế kiểm soát hư hỏng giúp đảm bảo kiểm soát hư hỏng của kết cấu một cách đáng tin cậy. Phân tích phi tuyến, về lý thuyết, có thể được dùng để theo dõi ứng xử của kết cấu tới điểm bắt đầu phá hoại. Phân tích này cần các mô hình ứng xử phức tạp đã được kiểm chứng thông qua thí nghiệm, để bắt được ứng xử phi tuyến lớn khi kết cấu tiến tới trạng thái phá hoại. Do bởi tính biến động trong các tính toán về lực và biến dạng giới hạn tăng lên khi kết cấu càng đi vào vùng biến dạng dẻo, nên khi thiết kế cần có giới hạn để biến dạng nằm trong vùng ứng xử có thể dự báo được, để không xảy ra

sự suy giảm đột ngột về cường độ và độ cứng.

2.2. Các phương pháp thiết kế

2.2.1. Phương pháp thiết kế BTCT theo ứng suất cho phép

Thiết kế theo ứng suất cho phép đã được dùng trong phân tích kỹ thuật kết cấu cách đây hơn 150 năm. Các phương pháp tính toán về tải trọng lớn nhất đều áp dụng mô hình lý thuyết đàn hồi tuyến tính của môn sức bền vật liệu để tính ứng suất của các kết cấu thép hay ứng suất trong bê tông và cốt thép của kết cấu BTCT (Võ Bá Tâm, 2015).

Cơ sở của thiết kế dựa trên các giả thuyết sau:

- Vật liệu bê tông làm việc trong giai đoạn đàn hồi, quan hệ ứng suất – biến dạng tuân theo định luật Hooke. Lấy giai đoạn 1 của trạng thái ứng suất – biến dạng cấu kiện chịu uốn làm cơ sở tính toán.

- Sơ đồ ứng suất của bê tông chịu nén có dạng hình tam giác.

- Bê tông chịu kéo không tham gia chịu lực.

- Toàn bộ ứng suất kéo do cốt thép chịu.

- Qui đổi vật liệu BTCT không đồng nhất thành vật liệu đồng chất là bê tông.

Ứng suất trong cấu kiện do tải trọng tác dụng yêu cầu phải nhỏ hơn ứng suất cho phép của vật liệu

$$\sigma \leq [\sigma] = \frac{R}{k}$$

Trong đó:

σ , $[\sigma]$ - ứng suất do tải trọng, ứng suất cho phép của vật liệu.

R - cường độ giới hạn của vật liệu. $k > 1$ - hệ số an toàn vật liệu.

Phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép có một số khiếm khuyết đáng kể:

- Không xét đến sự thay đổi của tải trọng (tĩnh tải và hoạt tải).

- Ứng suất trong các thành phần kết cấu cung cấp thông tin rất ít về khả năng chịu tải của cấu kiện hay toàn bộ kết cấu.

- Độ tin cậy của thiết kế (hay hệ số an toàn) là không biết.

2.2.2. Phương pháp thiết kế BTCT theo nội lực phá hoại

Phương pháp này xem vật liệu bê tông là vật liệu đàn hồi - dẻo (Võ Bá Tâm, 2015). Lấy

giai đoạn III của trạng thái ứng suất - biến dạng cấu kiện chịu uốn làm cơ sở tính toán. Các giả thiết tính toán như sau:

- Bê tông là vật liệu đàn hồi dẻo: sơ đồ ứng suất nén của bê tông có dạng hình chữ nhật.

- Ứng suất nén của bê tông đạt đến cường độ giới hạn R_b .

- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt đến cường độ giới hạn R_s .

- Bê tông chịu kéo không tham gia chịu lực.

Công thức tổng quát: $M \leq [M] = \frac{M_p}{k}$

Trong đó: M , $[M]$, M_p là nội lực do tải trọng, nội lực cho phép, nội lực phá hoại của vật liệu.

$k > 1$ là hệ số an toàn.

2.2.3. Phương pháp thiết kế theo trạng thái giới hạn

Phương pháp thiết kế này thường dùng trong thiết kế kết cấu BTCT và kết cấu thép. Phương pháp này vẫn xem bê tông là vật liệu đàn hồi dẻo, vẫn sử dụng các giả thiết tính toán như phương pháp tính theo nội lực phá hoại (Võ Bá Tâm, 2015).

Phương pháp thiết kế theo trạng thái giới hạn là hợp lý hơn phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép. Độ tin cậy của tải trọng được xét đến trong phương pháp này thể hiện bằng việc sử dụng các hệ số tải trọng và các tổ hợp tải. Các hệ quả phá hoại cũng được xét đến trực tiếp hơn thông qua sử dụng các hệ số giảm sức bền ($\Phi < 1$) quy cho các kiểu phá hoại không mong muốn. Tải tiêu chuẩn được nhân với hệ số tải trọng để chuyển thành tải tính toán, ở đây các hệ số tải trọng xác định dựa trên phương pháp thống kê của các điều kiện đo lường và như vậy phản ánh các thay đổi tăng/giảm hợp lý của tải trọng tác dụng từ giá trị tải trọng trung bình tính toán. Sau đó, áp dụng lý thuyết đàn hồi tuyến tính cho tải tính toán để tính nội lực các thành phần kết cấu. Sức chịu tải của các thành phần được tính toán với giả thuyết rằng tiết diện kết cấu làm việc không đàn hồi (*inelastic behavior*).

Phương pháp này chia làm 2 nhóm:

a) Nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất (TTGH1): tính theo độ bền

Các kết cấu của công trình phải đủ khả

năng chịu lực trong suốt quá trình sử dụng công trình đó. Tính theo TTGH1 nhằm đảm bảo cho kết cấu:

Không bị phá hoại dòn, dẻo hoặc biến dạng phá hoại khác.

Không bị mất ổn định về mặt hình dạng hoặc về vị trí.

Không bị phá hoại mỏi.

Tính toán về độ bền (khả năng chịu lực) theo điều kiện: $S \leq S_{gh}$

Trong đó: S – nội lực bất lợi do tải trọng gây ra.

S_{gh} – khả năng chịu lực của kết cấu khi làm việc ở TTGH1.

b) *Nhóm trạng thái giới hạn thứ hai (TTGH2): về biến dạng*

Việc tính toán nhằm đảm bảo sự làm việc bình thường của kết cấu sao cho:

- Không có biến dạng vượt quá giới hạn cho phép (độ võng, góc xoay...)

- Không cho hình thành và mở rộng khe nứt quá mức cho phép.

Điều kiện về biến dạng là: $f \leq f_{gh}$

Trong đó: f là biến dạng của kết cấu do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

f_{gh} là biến dạng cho phép để đảm bảo điều kiện làm việc bình thường.

Điều kiện hình thành và mở rộng khe nứt là: $a_{crc} \leq [a_{crc}]$

Trong đó: a_{crc} là bề rộng khe nứt do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

$[a_{crc}]$ là bề rộng khe nứt cho phép để đảm bảo điều kiện làm việc bình thường.

2.2.4. Phương pháp thiết kế theo sức kháng

Thiết kế theo sức kháng được dùng để ngăn cản các cơ cấu phá hủy không mong muốn, ví dụ dầm bị phá hủy do cắt (kiểu phá hủy dòn) xảy ra trước khi phá hủy do uốn (kiểu phá hủy dẻo), hay cột khung bị phá hủy do uốn xảy ra trước khi dầm khung phá hủy do uốn.

Dùng phương pháp thiết kế theo sức kháng, ta cân đối kích thước cấu kiện theo cơ cấu phá hủy không mong muốn và bố trí thép cho ứng xử dẻo. Sau đó, ta xác định sức bền lớn nhất: $M_p \geq M_u = \Phi M_n$. Từ đó xác định tải trọng áp dụng V_p gây ra M_p . Cuối cùng thiết kế các thành phần còn lại của kết cấu để tránh

các kiểu phá hoại không mong muốn khác.

Thiết kế theo sức kháng được đề xuất đầu tiên bởi Blume, Newmark, Corning, và Sozen (1961) vào cuối thập niên 1950 và được phát triển bởi nhiều chuyên gia kỹ thuật New Zealand từ thập niên 1970.

2.2.5. Phương pháp thiết kế dẻo

Phương pháp thiết kế dẻo đơn thuần là thiết kế sức bền sử dụng phân tích chảy dẻo chứ không dùng phân tích đàn hồi tuyến tính để tính các thành phần nội lực V_u , M_u . Thiết kế dẻo thường được xem xét với phương pháp đường chảy dẻo của hệ sàn BTCT. Nguyên tắc của phân tích chảy dẻo là một cơ cấu phá hủy sẽ được đề xuất và các khớp dẻo được thiết kế chi tiết cho đáp ứng phi tuyến. Dùng phương pháp thiết kế theo sức bền, ta tính được sức bền của kết cấu ΦM_n , sau đó dùng phương pháp thiết kế theo khả năng để ngăn ngừa các kiểu phá hoại không mong muốn.

2.2.6. Phương pháp thiết kế dựa trên chuyển vị (Displacement-based design - DBD)

Thập niên 1990 xuất hiện sự đổi mới đáng kể trong kỹ thuật thực hành chống động đất. Các phương pháp thiết kế theo lực hầu như chiếm vị trí độc tôn gần 80 năm nay bắt đầu nhường chỗ cho các phương pháp thiết kế theo chuyển vị của công trình (*độ lệch tầng - story drift*) đến khi chảy dẻo sụp đổ được phát triển dựa trên nguyên lý đề xuất bởi Sozen, Moehle (1992) và các tác giả khác trong hai thập niên 1970-1980.

Các tiêu chuẩn thiết kế chống động đất đã thừa nhận từ lâu rằng công trình nhà và cầu sẽ trải qua biến dạng phi tuyến đáng kể trước khi sụp đổ. Nhờ kiến thức hiểu biết này rằng sự hư hỏng công trình liên quan trực tiếp đến biến dạng chứ không phải lực, các kỹ sư chuyên ngành kết cấu ngày nay có khuynh hướng phân tích, thiết kế, và đánh giá sự làm việc của BTCT dựa trên các tính toán chuyển vị.

Thực ra thiết kế dựa trên chuyển vị không thể sử dụng như là một công cụ thiết kế độc lập. Đúng hơn là phải cung cấp trước một độ bền tối thiểu ứng với các điều kiện tải trọng bình thường (*service load*). Tuy nhiên, thiết kế dựa trên chuyển vị đã được chấp nhận rộng rãi

từ 10 năm trước đây và phương pháp này bây giờ là cơ sở của các tài liệu hướng dẫn kỹ thuật FEMA 273 và 274 nhằm thiết kế mới hay cải tạo các kết cấu công trình chống động đất.

3. Thiết kế kết cấu bằng phương pháp kiểm soát hư hại

Phương pháp thiết kế kiểm soát hư hại là phương pháp thiết kế mới đang được nghiên cứu. Trong các tiêu chuẩn xây dựng quốc tế và Việt Nam (TCVN 9386:2012, 2012) đều có đề cập đến phần yêu cầu về tính năng và tiêu chí hạn chế hư hỏng cần tuân theo nhưng còn rất hạn chế. Trong nghiên cứu này, chỉ số phá hoại có giá trị từ 0 (không hư) đến 1 (sập) được sử dụng để thiết kế BTCT.

3.1. Lựa chọn mô hình phân tích mức độ hư hại

Mô hình hư hại có thể chia làm hai loại cơ bản sau: không tích lũy và tích lũy. Lựa chọn mô hình phân tích hư hại tích lũy là một

lựa chọn hợp lý hơn để đánh giá trạng thái hư hại của kết cấu chịu động đất. Banon H và Veneziano D. (1982) đã sử dụng mô hình đơn giản là góc xoay tích lũy chuẩn hóa như là một mức độ hư hại (DI), nó được thể hiện bằng tỷ lệ của tổng các góc xoay ngoài miền đàn hồi trong nửa chu kỳ. Vài năm sau, Park và Ang (1985) đã đề xuất một mô hình phân tích mức độ hư hại (DI) kết hợp cả hai yếu tố biến dạng và năng lượng trữ như trong công thức (3).

$$DI = \frac{u_m}{u_u} + \beta \cdot \frac{E_h}{F_y u_u} \quad (3)$$

Trong đó u_m là chuyển vị tối đa của hệ một bậc tự do (SDOF) chịu động đất, u_u là chuyển vị tối hạn dưới tải đơn điệu, E_h là năng lượng trữ bị tiêu tán bởi hệ một bậc tự do, F_y là lực dẻo và β là hệ số ảnh hưởng của tải chu kỳ.

Park và Ang (1985) đã phân loại các trạng thái thiệt hại vào năm cấp độ sau:

$DI < 0.1$	Không có hư hỏng và không xuất hiện vết nứt nhỏ.
$0.1 \leq DI < 0.25$	Hư hỏng nhỏ: vết nứt nhỏ xuất hiện.
$0.25 \leq DI < 0.40$	Hư hỏng vừa: vết nứt nghiêm trọng, nứt vỡ cục bộ.
$0.4 \leq DI < 1.00$	Hư hỏng lớn: bê tông vỡ nát, cốt thép lộ ra ngoài.
$DI \geq 1.00$	Sụp đổ.

Tabeshpour et al. (2004) đề xuất $DI \geq 0.8$ thể hiện sự sụp đổ. Park và Ang (1985) cũng đã đề xuất mức độ hư hại cho một tầng và cho toàn bộ một công trình, sử dụng các hệ số trọng lượng dựa trên số năng lượng được hấp thụ bởi các phân tử hoặc các bộ phận.

Mô hình của Park và Ang (1985) được biết đến nhiều nhất và được sử dụng rộng rãi nhất, phần lớn là do cách áp dụng chung của nó và được định nghĩa rõ ràng về mức độ hư hại khác nhau. Tuy nhiên, nó có một số hạn chế sau đây: $DI > 0$ khi một thành phần công trình nằm trong giai đoạn đàn hồi, $DI > 1$ thì công trình bị sập đổ và không có giới hạn trên mức này. Do những hạn chế này mà khái niệm của Park và Ang (1985) đã được sửa đổi bởi các nhà nghiên cứu như Bozorgnia và Bertero (2001). Tuy nhiên, việc sửa đổi quan trọng nhất lại thuộc về Kunnath và cộng sự

(1992), người sử dụng các ứng xử của mô men – độ cong để thay thế cho các biến dạng được đề xuất bởi Park và Ang (1985) và được tính toán thể hiện như công thức (4).

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \beta \cdot \frac{E_h}{M_y \theta_u} \quad (4)$$

Trong đó, θ_m là góc xoay tối đa trong quá trình chịu tải, θ_u là góc xoay tới hạn, θ_r là góc xoay hồi phục khi dỡ tải và M_y là momen dẻo.

Năng lượng được hấp thụ bởi kết cấu liên quan chặt chẽ với các mức độ hư hại. Do đó, mức độ hư hại có thể được thể hiện bằng tỷ số nhu cầu năng lượng E_h , với khả năng hấp thụ năng lượng của kết cấu dưới tải trọng đơn $E_{h,u}$. Tuy nhiên đề xuất mức độ hư hại này lại không có giới hạn cụ thể để xác định trạng thái hư hại công trình. Ghi nhận của vấn đề trên Cao Van Vui và cộng sự (2014) đã đề xuất một mô hình mức độ hư hại mà sau đó

được sửa đổi bởi tác giả như trong công thức (5), (6) và (7).

$$DI = \left[\frac{E_h}{E_h + E_{rec}} \right]^{\alpha(N-i)} \quad (5)$$

$$N = \frac{E_{h,collapse}}{E_{h,1y}} = \frac{\gamma E_{h,1collapse}}{E_{h,1y}} \quad (6)$$

$$i = \frac{E_h}{E_{h,1y}} \quad (7)$$

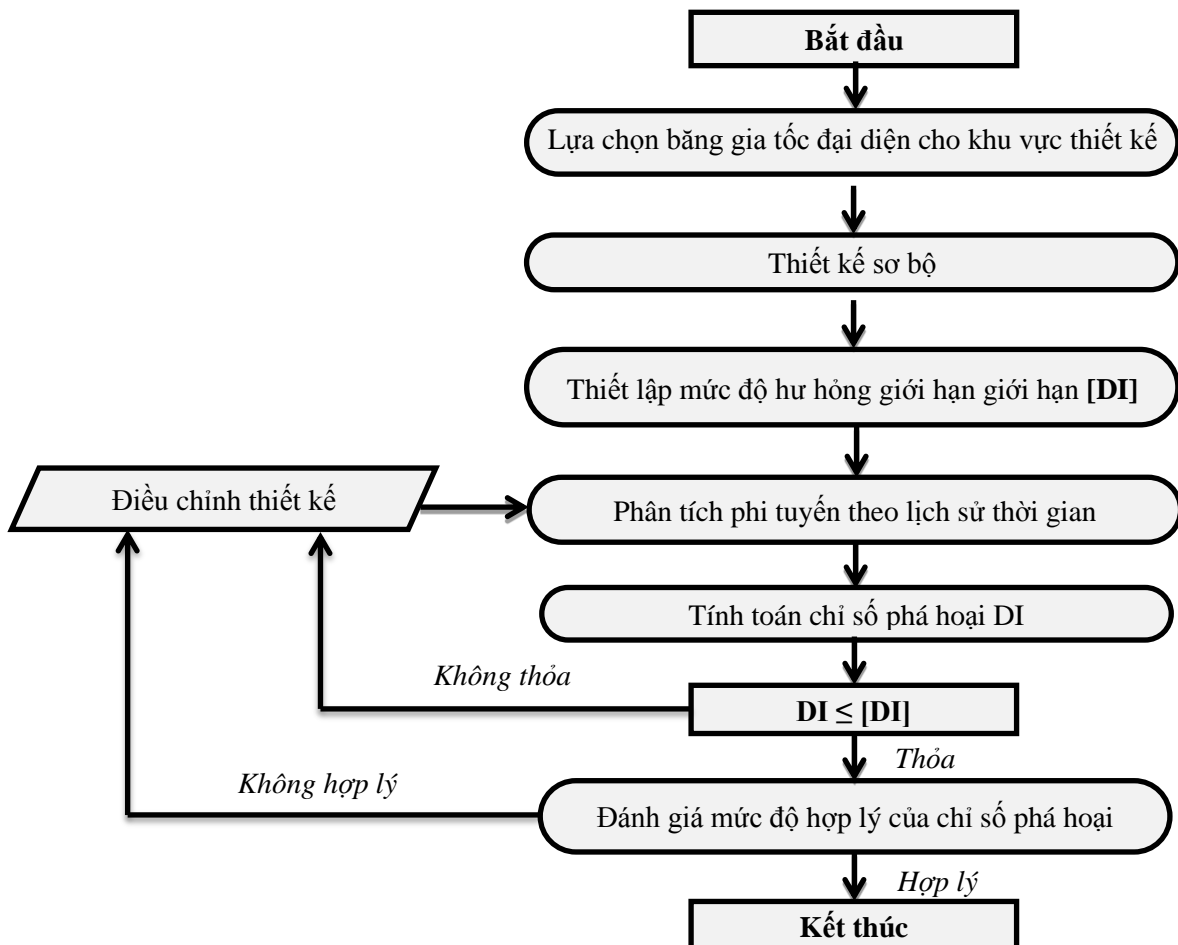
Trong đó, $E_{h,1collapse}$ và $E_{h,1y}$ lần lượt là năng lượng trữ cho một chu kỳ tới hạn và năng lượng trữ cho một chu kỳ dẻo. N là số lượng tương đương chu kỳ dẻo khi sụp đổ, còn i là số lượng tương đương chu kỳ dẻo ứng với thời điểm hiện tại của tải tác dụng ($i \leq N$). γ là thông số tính đến sự khác biệt giữa $E_{h,1collapse}$ lý thuyết và $E_{h,collapse}$ thực tế. Để đơn giản hóa, $\gamma = 1$ được sử dụng trong nghiên cứu này. Việc sử dụng $\gamma = 1$ có thể dẫn đến một đánh giá thấp hoặc đánh giá quá cao $E_{h,collapse}$ cho các điều kiện tải điển hình ở trên.

α là hệ số điều chỉnh kể đến ảnh hưởng của số lượng lần lặp.

Chỉ số hư hại của Park và Ang (1985) gặp phải một số nhược điểm như việc mức độ hư hại $DI > 1$ thì công trình mới bị sụp đổ hoặc $DI > 0.1$ thì mới bắt đầu hư hại. Sau đó là đề xuất mức độ hư hại của Kunnath và cộng sự (1992) cũng có những nhược điểm tương tự của Park và Ang (1985). Với đề xuất mức độ hư hại của Cao Van Vui và cộng sự (2014) thì sát với thực tế hư hại cũng như được tác giả đã trình bày rõ trong phần đề xuất mức độ hư hại. Chính vì vậy, việc phân tích mức độ hư hại của bài báo này sẽ sử dụng mức độ hư hại theo đề xuất của Cao Van Vui và cộng sự (2014).

3.2. Thiết kế BTCT chịu động đất bằng phương pháp kiểm soát hư hại

Thiết kế kết cấu BTCT bằng phương pháp kiểm soát hư hại có thể sơ đồ hóa như Hình 1.



Hình 1. Quy trình thiết kế BTCT chịu động đất theo phương pháp kiểm soát hư hại

Thiết lập mức độ hư hỏng giới hạn: Kỹ sư kết cấu thảo luận với chủ đầu tư và cơ quan nhà nước có thẩm quyền về mức độ hư hỏng

giới hạn [DI] ứng với cường độ động đất thiết kế theo Bảng 1. Chỉ số phá hoại giới hạn là nền tảng chấp nhận cho thiết kế cơ sở.

Bảng 1

Các cấp độ hư hỏng

Ký hiệu	Chỉ số phá hoại	Miêu tả
.	0 - 0.05	Không có hư hỏng hoặc hư hỏng nhỏ
+	0.05 - 0.25	Hư hỏng nhẹ
x	0.25 - 0.50	Hư hỏng vừa
▲	0.50 - 0.75	Hư hỏng nặng
●	0.75 - 1.00	Sụp đổ

Thiết kế sơ bộ: Các phân tích động lực học được sử dụng để xác nhận rằng việc thiết kế công trình đáp ứng các mức độ hư hỏng đề ra $DI \leq [DI]$. Để thực hiện một phân tích có ý nghĩa, kỹ sư thiết kế phải xác định sự phân bố của độ cứng, cường độ, khối lượng cũng như các tính trễ của các yếu tố đó khi chúng trải qua một trận động đất và phát sinh biến dạng phi tuyến.

Điều chỉnh thiết kế: thay đổi kích thước, vật liệu của cấu kiện, thay đổi số lượng và

đường kính cốt thép... Mục đích của bước này là làm giảm mức độ hư hại cho phần tử có độ hư hại lớn trong phân tích trước.

Đánh giá mức độ hư hỏng: đánh giá sự phân bố hư hỏng trong cột, dầm có hợp lý hay không, có cần thay đổi để tối ưu độ hư hại phân bố trong kết cấu.

4. Ví dụ

Ta xét lại thí nghiệm được bởi Bracci (1992): một khung bê tông cốt thép ba tầng chỉ chịu trọng lượng bản thân thể hiện trong Hình 2.



Hình 2. Mô hình khung 3 tầng (Bracci J. R., 1995)

Bước 1: Thiết kế sơ bộ

Kích thước (tính bằng inch) và chi tiết cốt thép được thể hiện trong Bảng 2. Giá trị trung bình mô đun đàn hồi bê tông $E_c = 24.200 \text{ MPa}$ và cường độ trung bình $f'_c = 27,2 \text{ MPa}$ (dao

động từ 20,2-34,2 MPa). Bảng 4 cho thấy bốn loại cốt thép và tính chất của chúng được sử dụng cho khung.

Tổng trọng lượng của mỗi tầng khoảng 120 kN, gồm trọng lượng bản thân dầm, cột,

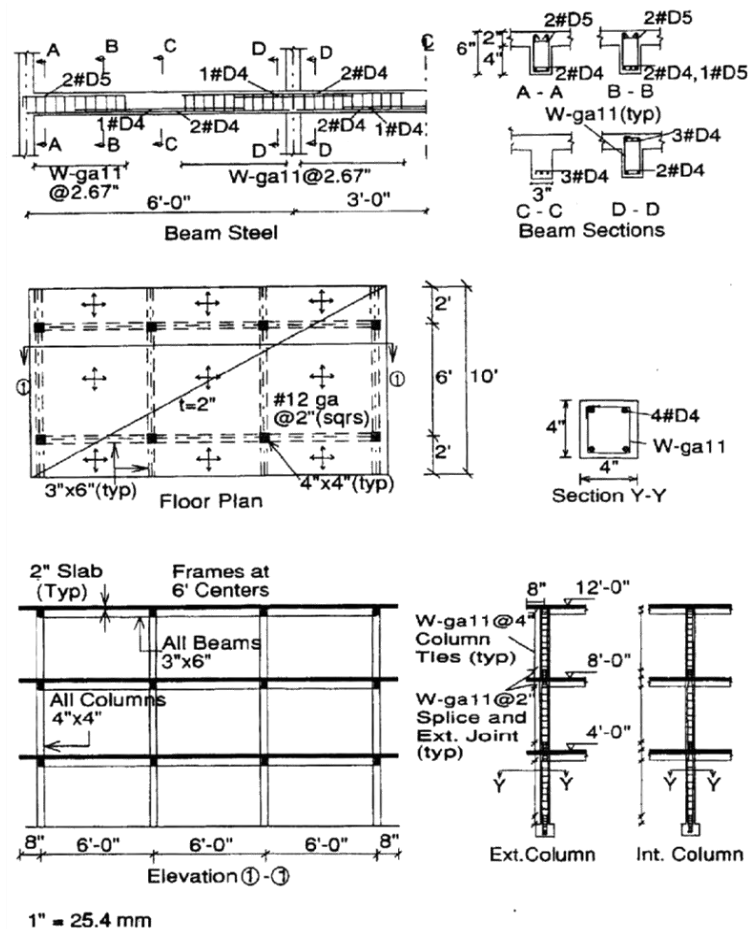
tầm và các trọng lượng gắn thêm vào mô hình như trong Hình 2. Thông tin chi tiết của mô hình xem ở Bracci (1992) và Bracci et al. (1995). Thí nghiệm sử dụng thành phần gia

tốc nền N21E của trận động đất Taft, xảy ra vào ngày 21 tháng 7 năm 1952 tại khu vực Lincoln School Tunnel bang California có gia tốc nền (PGA) là 0.30g.

Bảng 2

Các tính chất của cốt thép

Cốt thép	Đường kính (mm)	Cường độ dẻo (MPa)	Cường độ tới hạn (MPa)	Mô đun đàn hồi (MPa)	Ứng suất tới hạn
D4	5.715	468.86	503.34	214089.8	0.15
D5	6.401	262.01	372.33	214089.8	0.15
12 ga.	2.770	399.91	441.28	206160.5	0.13
11 ga.	3.048	386.12	482.65	205471	0.13

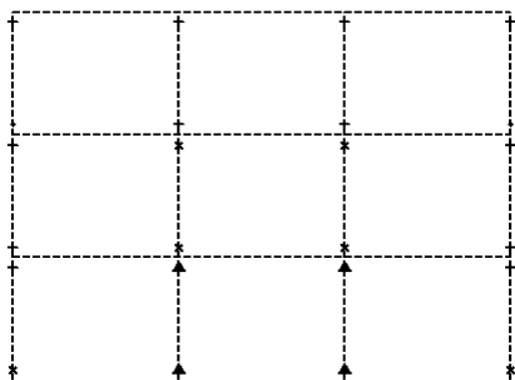


Hình 3. Kích thước và bố trí cốt thép của mô hình khung ba tầng (Bracci et al., 1995)

Bước 2: Thiết lập mức độ hư hỏng giới hạn cho phép [DI]. Trong ví dụ này, khung thí nghiệm chịu một trận động đất mạnh nên ta chọn mức độ hư hỏng nặng [DI] = 0.75.

Bước 3: Phân tích phi tuyến lịch sử thời gian chịu tải. Bước này ta thực hiện khai báo trong SAP2000. Bảng 5 cho thấy tải dọc trục trong các cột được giả định là không đổi

trong trận động đất. Các đường cong momen lên đến ứng suất nén tới hạn của bê tông có được bằng cách sử dụng một mô hình thớ, trong đó mặt cắt ngang được rời rạc hóa thành nhiều thớ. Sự phân bố biến dạng được giả định tuyến tính và ứng suất trên mỗi thớ được dựa trên mô hình vật liệu, với biến dạng được xác định tại trọng tâm của thớ. Các vòng lặp của phân phối biến dạng sẽ dừng lại khi điều kiện cân bằng đạt được. Áp dụng các hướng dẫn của FEMA 356 (ASCE, 2000) để có được những ứng xử tiền tới hạn trước sụp đổ. Bằng cách sử dụng kỹ thuật khớp dẻo, ta thu được đường cong momen – góc xoay dùng để phân tích phi tuyến. Sheikh và Houry (1993) đề xuất chiều dài khớp dẻo $L_p = h$ và dựa trên quan sát từ những hư hỏng thực nghiệm của khung áp dụng trong trường hợp nghiên cứu này. Hiệu ứng hạn chế nở hông của cốt đai (confinement) được tính cho các cột trong khi nó được bỏ qua cho dầm trong nghiên cứu này. Tương tác giữa lực dọc và mô men có xét trong phân tích. Ngoài ra còn bỏ qua mất ổn định của cốt thép dọc. Các phần tử LINK liên kết phi tuyến tuân theo mô hình trễ của Takeda (1970) trong SAP2000

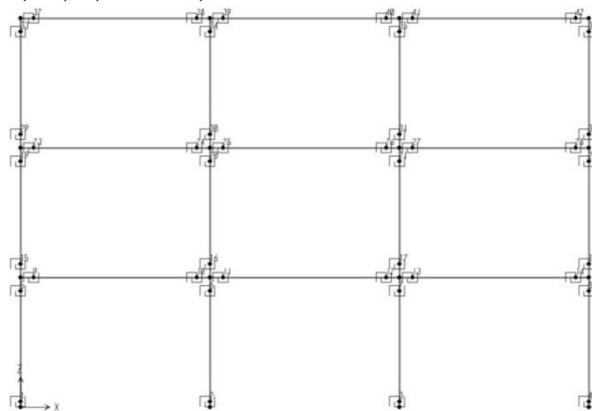


Hình 5. Phân tích hư hỏng của khung chịu trận động đất Taft có gia tốc đỉnh nền 0.30g

Bước 5: Đánh giá mức độ hư hỏng

Với các kết quả mức độ hư hỏng tại cột và dầm trong khung, ta thấy sự phân bố hư hỏng là chưa hợp lý. Cụ thể, hai cột giữa của tầng 1 bị hư hại nhiều hơn so với các cột biên trong tầng. Do đó, các cột này nên được thiết

được sử dụng để mô hình kết cấu như trong Hình 4. Các tần số kết cấu được xác định là 1,70, 5,30 và 9,03 Hz.



Hình 4. Mô hình khung 3 tầng với các phần tử LINK

Bước 4: Tính toán chỉ số hư hỏng DI

Mô hình hư hỏng được sử dụng để xác định vị trí và định lượng các hư hỏng của kết cấu trong các trận động đất. Hình 5 cho thấy các trạng thái hư hỏng cho trận động đất Taft ứng với PGA là 0.30g. Chú ý rằng các trạng thái hư hỏng biểu thị cho các cấp chỉ số phá hoại khác nhau trong Bảng 1. Các chỉ số phá hoại ít hơn 0.005 được bỏ qua, không thể hiện trong hình.

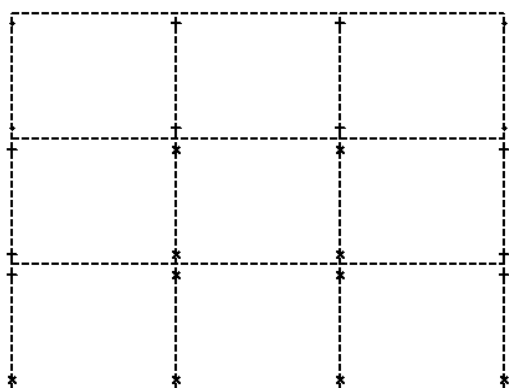
Ký hiệu	Chỉ số phá hoại	Miêu tả
.	0 - 0.05	Không có hư hỏng hoặc hư hỏng nhỏ
+	0.05 - 0.25	Hư hỏng nhẹ
x	0.25 - 0.50	Hư hỏng vừa
▲	0.50 - 0.75	Hư hỏng nặng
●	0.75 - 1.00	Sụp đổ

kế lại để giảm độ hư hại sao cho không khác nhiều so với độ hư hại của các cột biên.

Theo phương pháp thiết kế bằng cách kiểm soát mức độ hư hại kiến nghị trong bài báo này, thiết kế phải được điều chỉnh lại. Thiết kế được điều chỉnh thông qua các

bước sau:

Bước 6: Điều chỉnh thiết kế: bước này có thể thực hiện bằng cách tăng thêm diện tích cốt thép hoặc tăng tiết diện cột hoặc cả hai. Trong ví dụ này, thiết kế được điều chỉnh bằng cách tăng lượng cốt thép trong hai cột giữa này lên thêm 15% so với lượng cốt thép



Hình 6. Phân tích hư hỏng của khung điều chỉnh thiết kế chịu trận động đất Taft có gia tốc đỉnh nền 0.30g

Bước 5 (lặp): Đánh giá mức độ hư hỏng: Chỉ số hư hại của hai cột giữa đã điều chỉnh thiết kế của tầng 1 đã giảm. Sự phân bố hư hại trong khung là hợp lý hơn so với ban đầu.

5. Kết luận

Bài báo trình bày và minh họa phương pháp thiết kế kết cấu BTCT chịu động đất bằng cách kiểm soát hư hại. Một quy trình thiết kế theo phương pháp này được kiến nghị. Trong đó, công trình chịu động đất được phân tích phi tuyến theo thời gian. Sau đó, mô

ban đầu. Sau đó thực hiện lặp lại các bước 4 đến 5.

Bước 3 (lặp): Ta thực hiện lại phân tích phi tuyến lịch sử thời gian.

Bước 4 (lặp): Kết quả phân tích lại trong bước 3 ở trên được sử dụng để tính toán lại chỉ chỉ số hư hại DI. Kết quả như Hình 6.

Ký hiệu	Chỉ số phá hoại	Miêu tả
.	0 - 0.05	Không có hư hỏng hoặc hư hỏng nhỏ
+	0.05 - 0.25	Hư hỏng nhẹ
x	0.25 - 0.50	Hư hỏng vừa
▲	0.50 - 0.75	Hư hỏng nặng
●	0.75 - 1.00	Sụp đổ

hình độ hư hại được áp dụng để tính toán mức độ hư hại của kết cấu. Mức độ hư hại này được so sánh với mức độ hư hại cho phép. Phân tích cụ thể cho kết cấu khung được tiến hành. Kết quả cho thấy mức độ hư hại được kiểm soát bằng chính chỉ số hư hại. Tính ưu việt của phương pháp thiết kế này là sự phân bố hư hại trong kết cấu được điều chỉnh lại cho hợp lý. Tuy nhiên, vẫn còn một số vấn đề mà tác giả còn phải nghiên cứu và hoàn thiện■

Tài liệu tham khảo

- Banon H và Veneziano D. (1982). Seismic safety of reinforced members and structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- Bozorgnia và Bertero. (2001). Evaluation of damage potential of recorded earthquake ground motion. *Seismological Research Letters*, 72(2), 233.
- Bracci, J. (1992). Experimental and analytical study of seismic damage and retrofit of lightly reinforced concrete structures in low seismicity zones, *State University of New York at Buffalo*.
- Bracci, J. R. (1995). Seismic retrofit of reinforced concrete buildings designed for gravity loads: performance of structural system. *ACI Structural Journal*, 92(5).
- Comite Europeen de Normalisation. (2004). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Building.

- IBC. (2003). *International Building Code*, International Code Council.
- J.P.Moehle. (1992). *Displacement based design of RC structures*.
- Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M., and Lobo, R.F. (1992). IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures. *Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of N.*
- Nathan M. Newmark, a. L. (1961). *Design of Multistory Reinforced Concrete*.
- Nguyễn Hồng Hà, Nguyễn Hồng Hải, Vũ Xuân Thương. (2013). Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng cho nhà cao tầng. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, 3+4.
- Outrigger Design for High-Rise Buildings, CTBUH.* (2012).
- Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722-739.
- Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings, CTBUH.* (2008).
- Sheikh, S.A., and Houry, S.S. (1993). Confined concrete columns with stubs. *ACI Structural Journal*, 90(4), 414-431.
- Tabeshpour, M.R., Bakhshi, A., and Golafshani, A.A. (2004). Vulnerability and damage analyses of existing buildings. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 1261.
- Takeda, T. S. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96, 2557-2573.
- TCVN 9386:2012. (2012). Thiết kế công trình chịu động đất.
- UBC. (1997). Uniform Building Code. *International Council of Building Officials*, 2.
- Võ Bá Tâm (2015). *Kết cấu bê tông cốt thép - Tập 1 (phần cấu kiện cơ bản)*. TP HCM: Nhà Xuất Bản Đại Học Quốc Gia TP HCM.
- Vui Van Cao, H. R. (2014). A new damage index for reinforced concrete structures. *Journal of Earthquakes and Structures*, 6, 581-609.