

## KHẢO SÁT MÔ HÌNH SỨC KHÁNG SỤP ĐỔ CỦA SÀN PHẪNG BTCT CÓ MŨ CỘT KHI BỊ MẤT CỘT

Đỗ Kim Anh<sup>a</sup>, Nguyễn Ngọc Tân<sup>a,\*</sup>, Phạm Xuân Đạt<sup>a</sup>, Nguyễn Trung Hiếu<sup>a</sup>

<sup>a</sup>*Khoa Xây dựng Dân dụng & Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội,  
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam*

*Nhận ngày 15/8/2021, Sửa xong 25/9/2021, Chấp nhận đăng 29/9/2021*

### Tóm tắt

Sàn phẳng bê tông cốt thép (BTCT) được dùng phổ biến cho các công trình dân dụng. Tuy nhiên, nhược điểm của loại kết cấu này là sức kháng chọc thủng tại đầu cột thấp, dẫn đến nguy cơ sụp đổ một phần hay toàn bộ công trình. Nghiên cứu ứng xử cận sụp đổ và sụp đổ kết cấu BTCT là một vấn đề phức tạp do sự tham dự của hai yếu tố là phi tuyến hình học và phi tuyến của vật liệu bê tông cốt thép. Bài báo trình bày một mô phỏng ứng xử sụp đổ của kết cấu sàn phẳng có mũ cột sau khi một cột biên bị phá hoại. Kỹ thuật mô phỏng được thực hiện bằng phần mềm LS-DYNA và được kiểm chứng với các kết quả thí nghiệm sụp đổ của hai mẫu sàn phẳng. Dựa trên mô phỏng này, các khảo sát phần tử hữu hạn đã được thực hiện nhằm xác định ảnh hưởng của một số tham số đối với sức kháng sụp đổ của sàn phẳng có mũ cột, như là (i) hàm lượng cốt thép trong mũ cột, (ii) cường độ chịu nén của bê tông, và (iii) vị trí mất cột. Những kết quả thu được chỉ ra rằng hàm lượng cốt thép trong mũ cột ảnh hưởng không đáng kể, trong khi đó khả năng chịu lực có thể tăng khoảng 13-14% khi tăng cường độ chịu nén của bê tông từ 18 đến 30 MPa. Trong số các kịch bản mất cột chịu lực, thì vị trí mất cột trong cận góc là nguy hiểm nhất đối với sức kháng sụp đổ của sàn phẳng có mũ cột.

*Từ khóa:* sụp đổ; sàn phẳng có mũ; bê tông cốt thép; mất cột; ứng xử phi tuyến; mô hình phần tử hữu hạn.

NUMERICAL INVESTIGATION ON THE COLLAPSE BEHAVIOR OF RC FLAT SLABS WITH CAPITAL UNDER COLUMN REMOVAL SCENARIOS

### Abstract

Reinforced concrete (RC) flat slab is among the favorite structural systems for residential and office buildings. However, the main disadvantage of this structure type is a very low punching shear resistance of the column capitals, resulting in the severe collapse of a large part or entire buildings. Research on the collapse of RC structures is highly complicated due to both materials and geometrical nonlinearities. This paper presents a numerical simulation of the flat slab structures with column capital subjected to a penultimate column removal. The numerical modelling was performed using LS-DYNA software and validated by the experimental data obtained from the collapse tests on two flat slab specimens. Based on these models, finite element investigations have been conducted to determine the effect of several parameters on the collapse resistance of the flat slab systems with column capital, such as concrete compressive strength, reinforcement ratio of column capital, and the position of a column to be removed. The obtained results show that the reinforcement ratio in the column capital does not significantly affect, while the load-carrying capacity can increase by 13-14% when increasing the concrete compressive strength from 18 to 30 MPa. Among the column loss scenarios, the loss of the corner column is the most dangerous for the collapse performance of flat slabs with column capital.

*Keywords:* collapse; flat slab with capital; reinforced concrete; column removal; nonlinear behavior; finite element model.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce\(nuce\)2021-15\(5V\)-11](https://doi.org/10.31814/stce.huce(nuce)2021-15(5V)-11) © 2021 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

\*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: [tannn@nuce.edu.vn](mailto:tannn@nuce.edu.vn) (Tân, N. N.)

## 1. Mở đầu

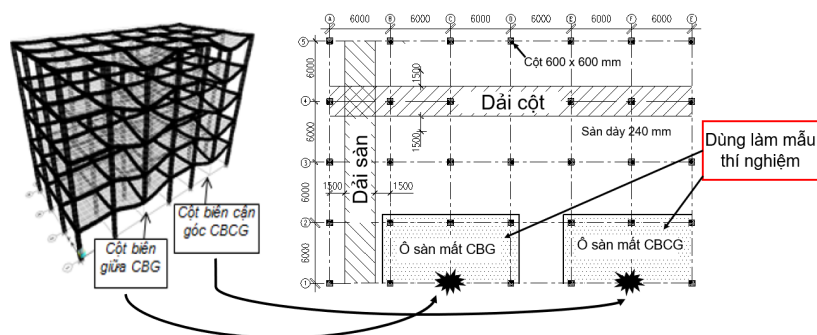
Sàn phẳng là một trong những loại kết cấu được ưa chuộng sử dụng cho các tòa nhà dân dụng và công nghiệp, do thời gian thi công xây dựng nhanh và chiều dày cầu kiện nhỏ, nên cho phép tối đa hóa chiều cao công trình. Nhược điểm lớn nhất của loại kết cấu này là sức kháng chọc thủng tại các đầu cột thấp, dẫn đến nguy cơ sụp đổ một phần hay toàn bộ công trình. Đặc biệt là công trình phải chịu những loại tải trọng đặc biệt (sóng xung kích do nổ bom, nổ đường ống dẫn khí, tải trọng va chạm...), làm một cột chịu lực bị gãy đổ. Trong thực tế, sự mất đột ngột một cột chịu lực là nguyên nhân dẫn đến sự sụp đổ lũy tiến hay sụp đổ dây chuyền của một phần hoặc toàn bộ tòa nhà, gây ra những thiệt hại thảm khốc về con người và vật chất. Một số các vụ sụp đổ công trình tiêu biểu có thể được kể ra, như là sự sụp đổ cửa hàng bách hóa Sampoong Hàn Quốc xảy ra năm 1995 làm khoảng 500 người chết và 937 người bị thương [1, 2], Tòa nhà 16 tầng ở Massachusetts, Mỹ đang xây dựng bị sụp đổ vào năm 1971 [3], Bãi đậu xe Pipers Row ở Anh bị sụp đổ một phần vào năm 1997 [4, 5], vụ tấn công khủng bố làm sụp đổ Trung tâm thương mại thế giới [6].

Từ thực tế trên, nghiên cứu về sức kháng sụp đổ của kết cấu công trình khi bị mất cột là một chủ đề được các nhà khoa học và kỹ sư thiết kế quan tâm. Một nghiên cứu thực nghiệm Hawkins và Mitchell [7] đã được thực hiện sàn phẳng chịu tải trọng tới hạn và kết luận rằng loại cầu kiện này cần được thiết kế để duy trì được tính toàn vẹn khi xảy ra phá hoại cục bộ. Một số nghiên cứu thực nghiệm bởi Yap và Li [8], Choi và Kim [9], Qian và Li [10–13] đều xác nhận rằng phá hoại cắt tại khu vực đầu cột là yếu tố chính làm giảm khả năng biến dạng của hệ kết cấu, và hiệu ứng dây căng có khả năng tăng sức kháng của hệ lên đáng kể. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm của Đạt và Tan [14, 15] trên sàn BTCT bị mất cột cho thấy, khi độ võng đạt 5% chiều dài nhịp đôi tương ứng với 50% khả năng chịu uốn, thì sàn đã bị phá hoại cắt xảy ra tại đầu cột.

Cùng với các nghiên cứu thực nghiệm, phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) là một công cụ hữu ích cho phép khảo sát ứng xử cơ học của sàn phẳng. Pham và cs. [16], Dat và cs. [17] đã khảo sát hiệu ứng dây căng trong dầm và hiệu ứng màng kéo trong sàn đối với hệ sàn dầm chịu tải trọng phân bố hoặc tập trung khi bị mất cột, và kết luận rằng mất cột biên có thể là kịch bản nguy hiểm nhất của sụp đổ dây chuyền. Trong khi đó, một nghiên cứu của Do và cs. [18] thực hiện trên mô hình sàn phẳng không mũ cột thì xác định rằng mất cột góc có thể là trường hợp cần được quan tâm nhất. Những kết quả nghiên cứu của Dabiri và cs. [19, 20] chỉ ra rằng, khi tăng tiết diện cột thì độ dẻo của kết cấu tăng để duy trì tính toàn vẹn nếu xảy ra phá hoại cục bộ. Weng và cs. [21] đánh giá sự phân bố lại tải trọng của kết cấu sàn phẳng sau khi mất cột để xác định vị trí cột nguy hiểm tiếp theo. Faria và cs. [22] xác định mức độ ảnh hưởng của cốt thép lớp trên đến khả năng chịu cắt và độ võng của sàn phẳng. Trong khi đó, nghiên cứu của Mostofinejad và cs. [23] sử dụng mô hình FEM để nghiên cứu ảnh hưởng của lỗ mở đến sức kháng chọc thủng của sàn phẳng không mũ cột.

Cho đến nay, mặc dù các nghiên cứu được thực hiện đã cung cấp nhiều thông tin về sức kháng sụp đổ của sàn phẳng, nhưng vẫn còn một số vấn đề vẫn chưa được giải đáp. Thứ nhất, phá hoại cục bộ ban đầu có thể xảy ra ngẫu nhiên tại một vị trí bất kỳ trên mặt bằng kết cấu, câu hỏi đặt ra là vị trí mất cột nào là nguy hiểm nhất? Thứ hai, sàn phẳng có thể được thiết kế có hoặc không mũ cột, sử dụng bê tông có cường độ chịu nén khác nhau, hàm lượng cốt thép khác nhau. Do đó, các tham số này ảnh hưởng như thế nào đến sức kháng của sàn phẳng? Đây là những vấn đề quan trọng đối với các kỹ sư trong quá trình thiết kế và dự báo sức kháng sụp đổ cho các tòa nhà. Để giải quyết một phần các câu hỏi trên, trong nghiên cứu này, hai mẫu sàn phẳng có mũ cột bằng bê tông cốt thép tương ứng với hai trường hợp mất cột khác nhau đã được mô phỏng bằng phần mềm LS-DYNA. Các mô hình này được kiểm chứng dựa trên các kết quả thực nghiệm, bao gồm biểu đồ tải trọng – chuyển vị, tải trọng phân bố vào cột và dạng phá hoại. Từ đó, những kết quả khảo sát tham số đã cho phép xác định ảnh hưởng

Một công trình thực tế có năm tầng như minh họa trên Hình 1, với bước cột  $6 \times 6$  m, và kết cấu sàn phẳng có chiều dày 240 mm có mũ cột dày 120 mm. Công trình này được thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode EN 1992 với tĩnh tải  $1 \text{ kN/m}^2$  và hoạt tải  $4 \text{ kN/m}^2$ . Một câu hỏi đặt ra là: Nếu có một sự cố xảy ra dẫn đến mất một cột thì ứng xử của công trình sẽ như thế nào? Liệu có bị sụp đổ lũy tiến hay không? Dựa trên kết quả nghiên cứu đã được công bố [24], thì khi bị mất một cột ở tầng một thì ứng xử của các tầng phía trên đều giống nhau nên sàn tầng một được chọn làm hệ kết cấu đại diện để nghiên cứu.



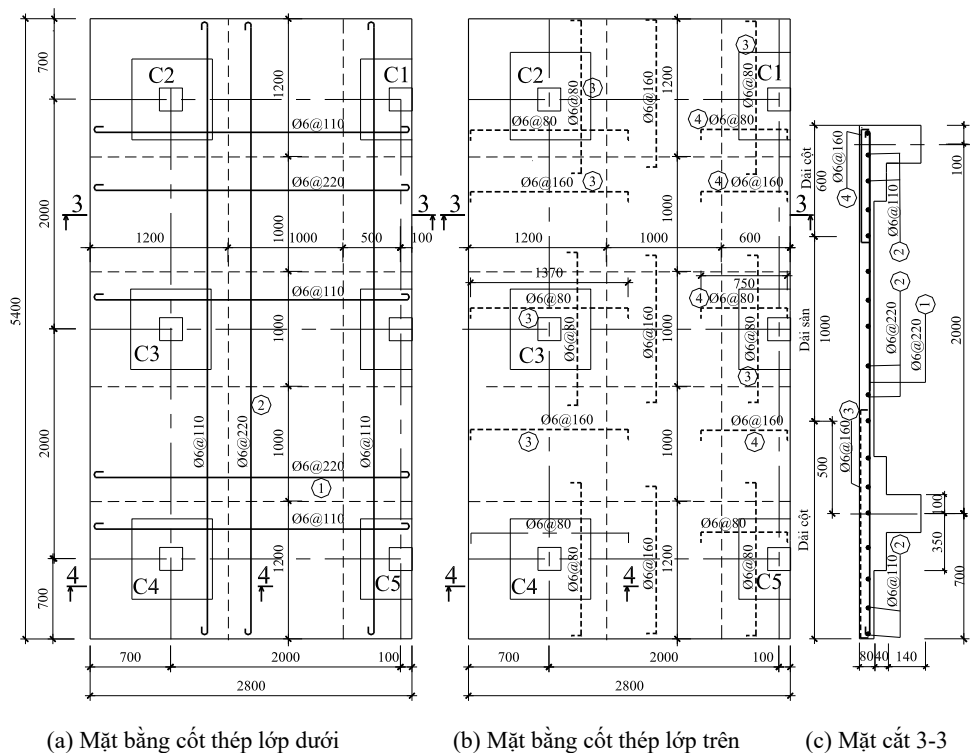
(a) Mặt bằng cốt thép lớp dưới

(b) Mặt bằng cốt thép lớp trên

(c) Mặt cắt 3-3

134

Thực tế, hai vị trí có xác suất xảy ra sự cố rủi ro cao là cột biên cạnh góc (CBCG) và cột biên giữa (CBG), nên các ô sàn xung quanh hai vị trí này cần được quan tâm nghiên cứu. Trong nghiên cứu này, mẫu sàn mất CBCG và mẫu sàn mất CBG được kí hiệu lần lượt là SP4 và SP6, như minh họa trên các Hình 2 và 3. Như vậy, hai mẫu sàn được giả thiết là đã mất trước một cột, chỉ còn năm cột. Hai mẫu sàn này được mô hình với tỷ lệ bằng 1/3 kích thước thực tế, để đảm bảo các yêu cầu của lý thuyết tương tự nhằm tối ưu hóa tài nguyên khi thực hiện việc khảo sát. Do đó, mẫu sàn phẳng SP4 có các kích thước là  $2800 \times 4800 \times 80$  mm, chiều dài nhịp từ trục đến trục là  $l = 2000$  mm, cột có tiết diện  $200 \times 200$  mm với mũ cột có kích thước  $700 \times 700 \times 40$  mm. Phần mở rộng về phía bên trái và phía trong (Hình 2), có bề rộng 700 mm tính từ tim cột. Trong khi đó, mẫu sàn phẳng SP6 có các kích thước là  $2800 \times 5400 \times 80$  mm, với phần mở rộng về các phía bên trái, bên phải và bên trong (Hình 3), cũng có bề rộng 700 mm. Phần mở rộng của hai mẫu sàn được sử dụng để xét đến ảnh hưởng của các ô sàn lân cận ở phía trong khu vực khảo sát.



Hình 3. Kích thước và cấu tạo cốt thép của mẫu sàn phẳng SP6

Bảng 1. Hàm lượng cốt thép của hai mô hình sàn SP4 và SP6

| Sàn<br>phẳng | Dải cột                  |                          | Dải sàn                  |                          |
|--------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
|              | Thép trên $\mu = 0,47\%$ | Thép dưới $\mu = 0,34\%$ | Thép trên $\mu = 0,23\%$ | Thép dưới $\mu = 0,17\%$ |
| SP4          | Ø6@80                    | Ø6@110                   | Ø6@160                   | Ø6@220                   |
| SP6          | Ø6@80                    | Ø6@110                   | Ø6@160                   | Ø6@220                   |

Cấu tạo cốt thép của hai mẫu sàn phẳng SP4 và SP6 được tóm tắt trong Bảng 1. Cốt thép sử dụng là thép tròn trơn có đường kính danh nghĩa  $\Phi 6$  mm, đã được thí nghiệm kéo trên một tổ mẫu để xác

định giới hạn chảy và giới hạn bền có các giá trị trung bình lần lượt là 380 và 410 MPa. Bê tông sử dụng có cường độ chịu nén trung bình ở 28 ngày tuổi là 20 MPa, được xác định từ thí nghiệm nén một mẫu bê tông hình trụ có đường kính 150 mm và chiều cao 300 mm.

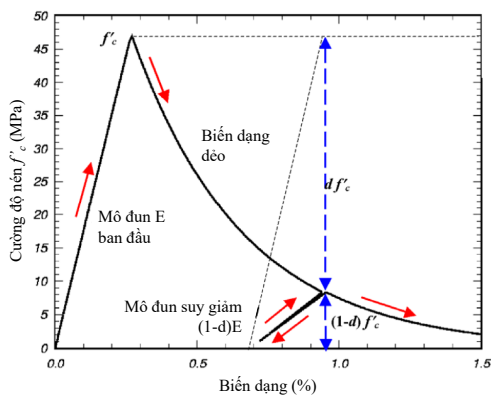
Tiếp theo, hai mẫu sàn phẳng SP4 và SP6 có mũ cột với các thông số về hình học và vật liệu được trình bày ở trên sẽ được mô phỏng số bằng phần mềm LS-DYNA [25, 26] để khảo sát ứng xử của sàn khi xảy ra sự cố mất cột. Điều này rất cần thiết trước khi tiến hành nghiên cứu thực nghiệm. Nội dung tiếp theo sẽ trình bày phương pháp xây dựng và kiểm chứng độ tin cậy của mô hình FEM cho hai mẫu sàn nói trên.

### 3. Xây dựng và kiểm chứng mô hình FEM

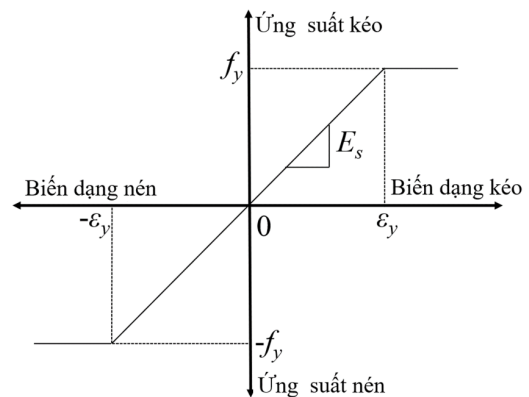
#### 3.1. Xây dựng mô hình FEM

##### a. Bê tông

Trong nghiên cứu này, mô hình vật liệu MAT\_159 (Continuous Surface Cap Model) [25] được sử dụng để mô phỏng bê tông, như minh họa trên Hình 4. Mô hình này có nhiều ưu điểm, như chính xác, ổn định về mặt toán học, yêu cầu ít thông số đầu (cường độ chịu nén, kích thước cốt liệu và đơn vị tính), và phù hợp với bê tông thông thường. Thuật toán trong mô hình vật liệu MAT\_159 cho phép tối ưu thời điểm phá hoại của bê tông, là khi ứng suất cắt và ứng suất nén cùng đạt giá trị cực đại. Mô hình này có tính đẳng hướng, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng tuân theo định luật Hooke đến khi ứng suất đạt đến giá trị cường độ nén, ký hiệu  $f'_c$  (MPa), tương ứng với mô đun đàn hồi ban đầu  $E$  (MPa). Sau đó, quan hệ ứng suất và biến dạng có dạng phi tuyến, tương ứng với giai đoạn biến dạng mềm của vật liệu. Sự hư hỏng của vật liệu được xác định thông qua một đại lượng vô hướng, ký hiệu là  $d$ , có giá trị trong khoảng từ 0 đến 1. Nếu  $d = 0$  thì vật liệu không bị hư hỏng, trong khi nếu  $d = 1$  thì vật liệu bị hư hỏng hoàn toàn. Mô đun suy giảm của vật liệu được tính toán thông qua hệ số suy giảm  $(1 - d)$  nhân với mô đun ban đầu  $E$ .



Hình 4. Mô hình quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông [25]



Hình 5. Mô hình quan hệ ứng suất – biến dạng của cốt thép

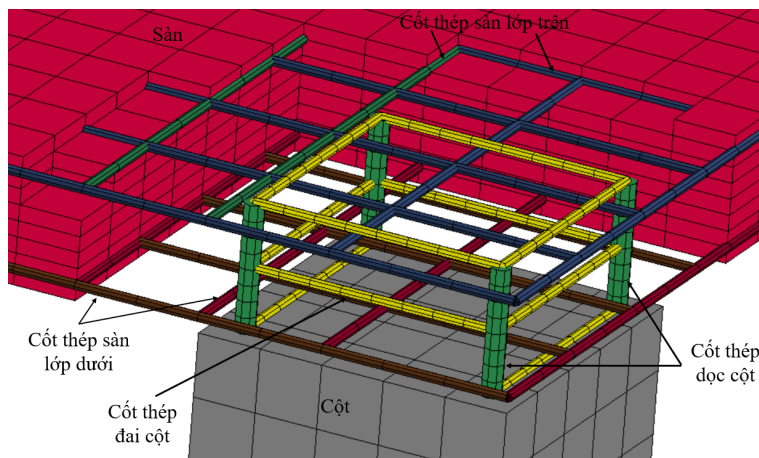
##### b. Cốt thép

Khi thiết lập mô hình FEM, mô hình vật liệu MAT\_024 (Piecewise Linear Plasticity Model) [26] đã được chọn để mô phỏng cốt thép, như minh họa trên Hình 5. Quan hệ ứng suất – biến dạng của cốt thép có dạng tuyến tính khi ứng suất tăng từ 0 đến giá trị giới hạn chảy. Tiếp theo đó là giai đoạn

thêm chảy, ứng suất trong cốt thép không thay đổi, trong khi biến dạng tăng cho đến khi bị phá hoại. Mô hình này giả thuyết ứng xử kéo và ứng xử nén của cốt thép là giống nhau. Các tham số sử dụng trong mô hình, bao gồm khối lượng thể tích  $\gamma = 7800 \text{ kg/m}^3$ , mô đun đàn hồi  $E_s = 210 \text{ GPa}$ , hệ số Poisson bằng 0,3, giới hạn chảy của thép  $f_y = 380 \text{ MPa}$ , biến dạng giới hạn lấy bằng 0,17.

#### c. Bám dính giữa bê tông và cốt thép

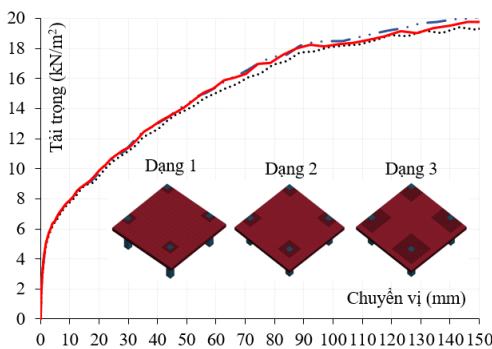
Trong nghiên cứu này, liên kết bám dính giữa bê tông và cốt thép được xem là lí tưởng và sử dụng tùy chọn `Constrained_Lagrange_In_Solid` trong phần mềm LS-DYNA, để khi mô hình các phần tử bê tông không cần trùng với các nút của phần tử cốt thép. Điều này sẽ khắc phục được khó khăn khi rời rạc và chọn kích thước lưới phần tử trong một hệ kết cấu phức tạp gồm nhiều cột liên kết với sàn và có nhiều loại cốt thép được bố trí. Hình 6 minh họa mô hình liên kết tại nút giữa sàn phẳng và cột, trong đó phần tử cốt thép được “nhúng” vào phần tử bê tông.



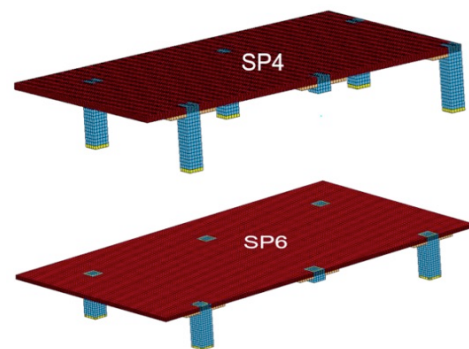
Hình 6. Mô phỏng liên kết cốt thép với bê tông

#### d. Độ nhạy của lưới phần tử

Khi lập mô hình FEM, việc lựa chọn kích thước lưới phần tử có thể ảnh hưởng đến độ chính xác của kết quả, cũng như thời gian tính toán. Để có cơ sở lựa chọn lưới phần tử, ba kích thước lưới đã



(a) Biểu đồ tải trọng – chuyển vị



(b) Mô hình sàn SP4-FEM và SP6-FEM

Hình 7. Phân tích độ nhạy lưới phần tử

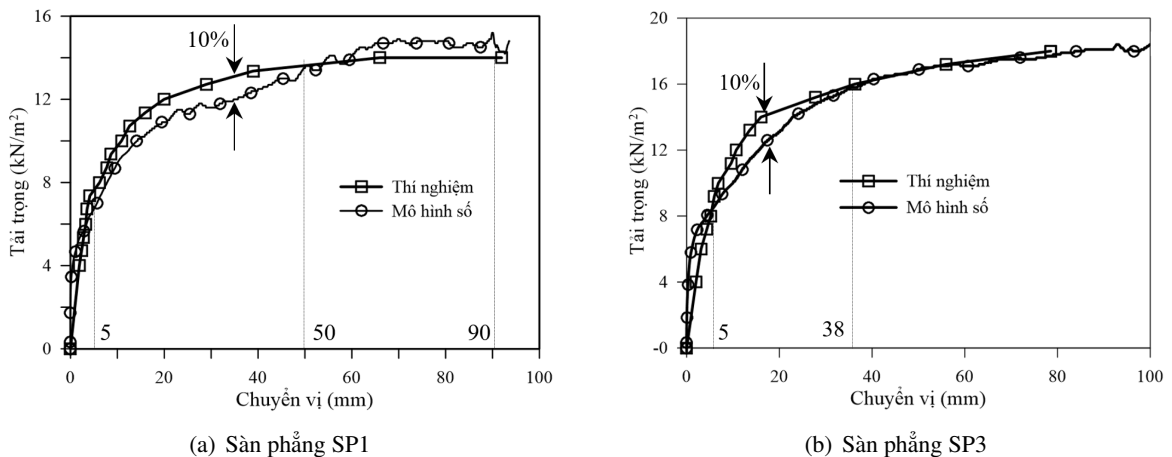
được khảo sát lần lượt là  $10 \times 10 \times 10$  mm (dạng 1),  $20 \times 20 \times 10$  mm (dạng 2) và  $40 \times 40 \times 10$  mm (dạng 3) ở khu vực xung quanh nút sàn - cột. Biểu đồ tải trọng - chuyển vị tương ứng với ba trường hợp trên được giới thiệu trên Hình 7(a). Những kết quả thu được cho thấy, khi giảm kích thước lưới phần tử thì không thay đổi đáng kể kết quả. Do đó, để tiết kiệm thời gian tính toán và tài nguyên máy tính, lưới phần tử có kích thước lớn hơn đã được chọn. Nghĩa là, bê tông là một phần tử khối có sáu mặt tám nút với kích thước  $40 \times 40 \times 10$  mm, cốt thép là phần tử một chiều gồm hai nút, có độ dài là 40 mm. Hai mẫu sàn phẳng có mũ cột đã được mô phỏng bằng phần mềm LS-DYNA, ký hiệu là SP4-FEM và SP6-FEM, như minh họa trên Hình 7(b).

### 3.2. Kiểm chứng mô hình FEM

Những kỹ thuật mô phỏng trình bày trong mục 3.1 được sử dụng để mô hình hai mẫu sàn phẳng không mũ cột, ký hiệu là SP1 và SP3, trong một nghiên cứu thực nghiệm của Cuong và cs. [27]. Các thông số hình học và cấu tạo vật liệu của hai mẫu sàn này hoàn toàn tương tự như hai mẫu sàn SP4 và SP6, với điểm khác biệt duy nhất là không có mũ cột. Những kết quả thu được từ mô hình FEM được so sánh với số liệu thực nghiệm, để kiểm chứng và đánh giá độ tin cậy của mô hình.

#### a. Quan hệ tải trọng - chuyển vị

Hình 8 giới thiệu biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị thu được từ thí nghiệm và mô hình số. Đối với mỗi sàn, hai đường cong rất trùng khớp trong giai đoạn đầu tiên khi kết cấu chưa xuất hiện vết nứt, vật liệu làm việc đàn hồi tuyến tính, tương ứng với chuyển vị nhỏ hơn 5 mm. Tiếp theo, khi xuất hiện các vết nứt bê tông thì độ cứng giảm, kết cấu chuyển sang giai đoạn làm việc phi tuyến, quy luật của đường cong tải trọng - chuyển vị gần như không thay đổi. Tuy nhiên, trong giai đoạn chuyển vị tăng từ 5 đến 50 mm, sự chênh lệch về tải trọng giữa thí nghiệm và mô hình có thể được xác định, lớn nhất khoảng 10%. Sau đó, quan hệ tải trọng - chuyển vị thu được từ thí nghiệm và mô hình là tương đối giống nhau khi chuyển vị tăng từ 50 đến 90 mm đối với sàn SP1 và tăng từ 38 đến 80 mm đối với sàn SP3. Sàn SP1 bị phá hoại tại tải trọng bằng  $14 \text{ kN/m}^2$  (bao gồm tải trọng bản thân) khi cột C1 bị dịch chuyển từ từ vào phía trong do lực kéo phát triển ở khu vực giữa sàn, gây mất ổn định và dẫn đến sụp đổ hoàn toàn. Trong khi đó, sàn SP3 bị phá hoại tại tải trọng bằng  $18 \text{ kN/m}^2$  (bao gồm tải trọng bản thân) do phá hoại cắt tại các vị trí đầu cột C1 và C5, với các dấu hiệu đặc trưng là bê tông bị vỡ

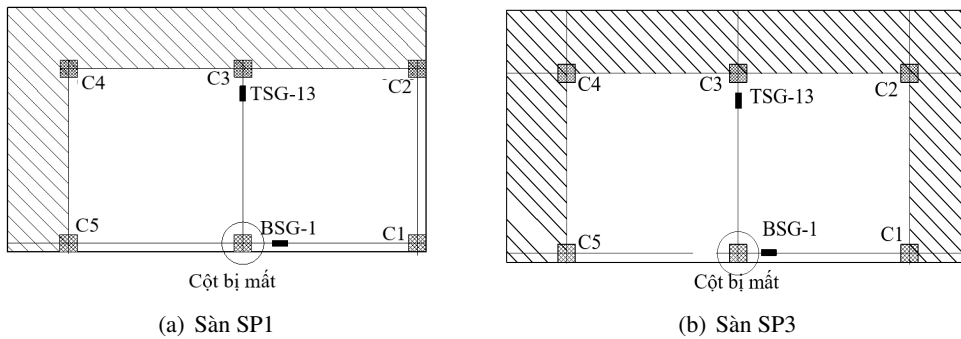


Hình 8. So sánh quan hệ tải trọng - chuyển vị từ thí nghiệm và mô hình FEM

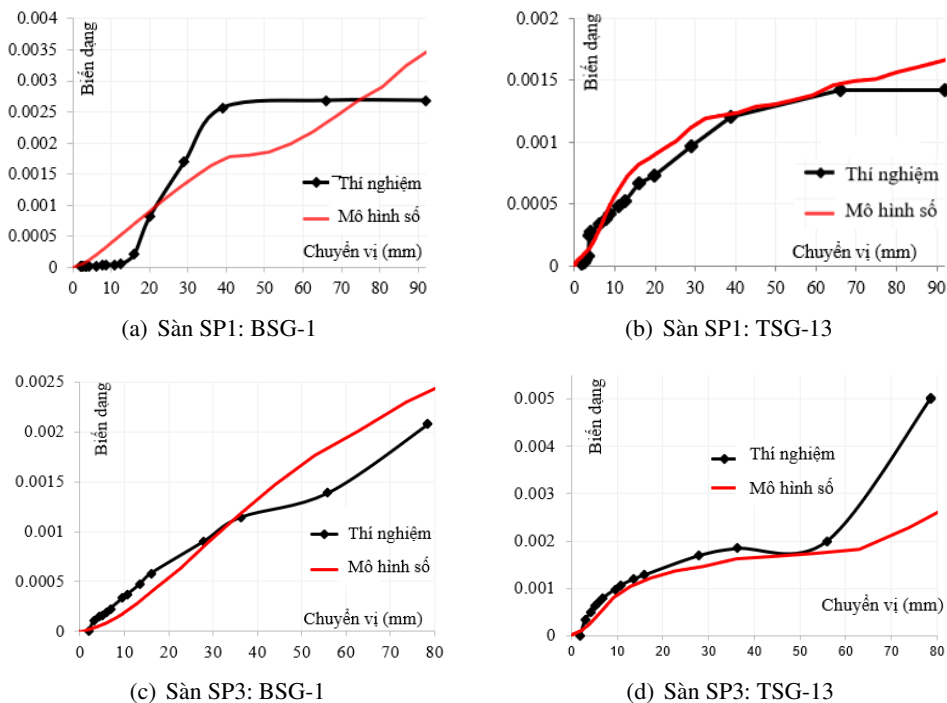
và các vết nứt mở rộng rất lớn [27]. Như vậy, quan sát trên các biểu đồ có thể nhận xét rằng mô hình FEM có khả năng mô tả ứng xử tải trọng – chuyển vị của hai sàn phẳng thí nghiệm. Sự chênh lệch về tải trọng lớn nhất giữa thí nghiệm và mô hình là rất nhỏ.

#### b. Biến dạng cốt thép

Trong hai mẫu sàn phẳng SP1 và SP3 không có mũ cột, biến dạng của cốt thép lớp trên và lớp dưới đã được đo đạc bằng cách dán phiến điện trở tại một số điểm điển hình như chỉ ra trên Hình 9. Phiến điện trở (strain gage), ký hiệu BSG-1, dùng để khảo sát biến dạng của cốt thép lớp dưới gần với vị trí mắt cột. Phiến điện trở, ký hiệu TSG-13, được dùng để khảo sát biến dạng của cốt thép lớp trên ở gần với cột C3.



Hình 9. Các vị trí khảo sát biến dạng cốt thép trong sàn



Hình 10. So sánh quan hệ biến dạng cốt thép - chuyển vị sàn từ thí nghiệm và mô hình FEM

Hình 10 giới thiệu biểu đồ quan hệ biến dạng cốt thép - chuyển vị sàn thu được từ thí nghiệm và mô hình. Quan sát biểu đồ trên các Hình 10(a) và 10(c), khi chuyển vị tăng từ 40 đến 60 mm thì hai

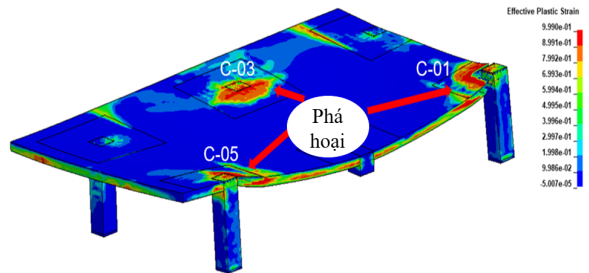
đường cong có sự chênh lệch lớn nhất về biến dạng khoảng 30%. Sau đó, hai đường cong tương đối phù hợp nhau. Sự chênh lệch tương đối lớn về biến dạng cốt thép lớp dưới giữa thí nghiệm và mô hình có thể được giải thích do nhiều nguyên nhân, bao gồm độ chính xác của mô hình, và các sai số đo đạc do sàn làm việc ở trạng thái biến dạng lớn kèm theo sự xuất hiện nhiều vết nứt phát triển trên mặt dưới của sàn. Trong khi đó, các kết quả tại vị trí TSG-13 của cốt thép lớp trên tương đối trùng khớp nhau giữa thí nghiệm và mô hình, như chỉ ra trên các Hình 10(b) và 10(d).

### c. Dạng phá hoại

Một trong các tiêu chí quan trọng khi đánh giá độ tin cậy của mô hình FEM, đó là khả năng mô phỏng dạng phá hoại của kết cấu thí nghiệm. Trong nghiên cứu này, hai mẫu sàn phẳng SP1 và SP3 đều bị phá hoại ở trạng thái chuyển vị, trong khoảng 80 – 90 mm, tương ứng với 4 – 4,5% chiều dài nhịp của ô sàn ( $l = 2000$  mm). Dạng phá hoại đặc trưng bởi sự hình thành các vết nứt trên bề mặt dưới và bề mặt trên của các ô sàn. Tại các nút liên kết giữa sàn và các cột C1, C3, và C5, bê tông đã bị vỡ. Tương ứng tại những vị trí đó trên mô hình số, trạng thái phá hoại được đặc trưng bởi chỉ số hư hỏng tăng từ 0 đến 1, tương ứng với thang màu thay đổi từ màu xanh đậm đến màu đỏ. Do đó, khi một phần tử bê tông trong mô hình bị phá hoại, thì nó có chỉ số hư hỏng bằng 1, và bị xóa khỏi mô hình (element erosion). Các hình ảnh phá hoại thu được từ thí nghiệm và mô hình được giới thiệu và so sánh trên Hình 11.



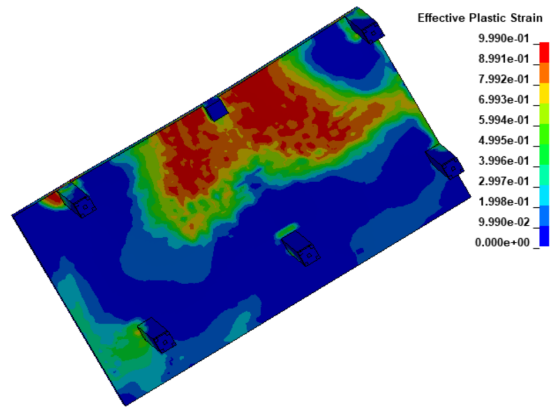
(a) Mặt trên sàn SP1



(b) Mặt trên sàn SP1-FEM



(c) Mặt dưới sàn SP1



(d) Mặt dưới sàn SP1-FEM

Hình 11. So sánh các hình ảnh phá hoại sàn giữa thí nghiệm và mô hình FEM

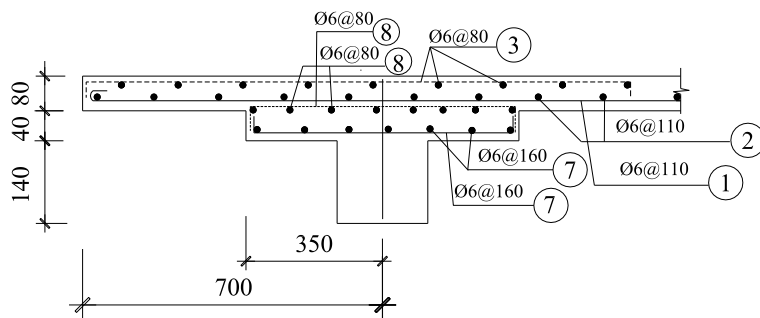
Như vậy, việc kiểm chứng mô hình số đã được thực hiện trên hai mẫu sàn phẳng không mũ cột, dựa trên các tham số chính đặc trưng cho ứng xử cơ học của sàn phẳng như biểu đồ tải trọng – chuyển

vị, biểu đồ biến dạng cốt thép – chuyển vị và hình dạng phá hoại. Những kết quả chỉ ra rằng các mô hình FEM đã xây dựng đảm bảo độ tin cậy và chính xác để mô phỏng ứng xử phi tuyến của sàn phẳng BTCT. Từ đó, nghiên cứu được mở rộng trên hai mô hình sàn phẳng SP4-FEM và SP6-FEM có mũ cột, để khảo sát các tham số ảnh hưởng đến sức kháng sụp đổ của loại sàn này.

#### 4. Nghiên cứu tham số

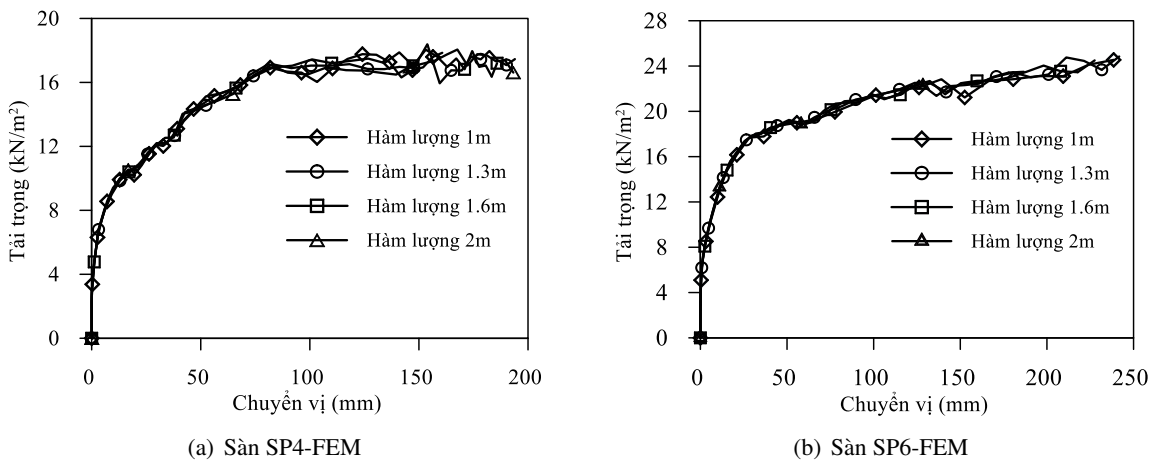
##### 4.1. Hàm lượng cốt thép mũ cột

Trường hợp khảo sát thứ nhất, ký hiệu “1 m”, cốt thép mũ cột được bố trí giống nhau theo hai phương là  $\Phi 6@160$ , như minh họa trên Hình 12. Hàm lượng cốt thép được tính toán và thống kê trong Bảng 1. Tiếp theo, ba mô hình đã được phát triển để tăng hàm lượng cốt thép trong mũ cột thêm 30%, 60% và 100%, ký hiệu lần lượt là 1,3 m, 1,6 m và 2 m. Việc bố trí cốt thép trong mũ cột đối với các trường hợp khảo sát này được thực hiện bằng cách là giảm khoảng cách giữa các thanh cốt thép, tương ứng 123 mm, 100 mm và 80 mm so với cách bố trí cốt thép mũ cột được trình bày trên Hình 12.



Hình 12. Chi tiết cấu tạo nút giữa sàn và mũ cột (mặt cắt 4-4 trong Hình 2 và 3)

Hình 13 giới thiệu các biểu đồ tải trọng – chuyển vị của hai mẫu sàn phẳng có mũ SP4 và SP6, với các hàm lượng khác nhau đối với cốt thép trong mũ cột. Những kết quả thu được chỉ ra rằng, khi tăng hàm lượng cốt thép thì biểu đồ tải trọng – chuyển vị gần như không thay đổi, đặc biệt đối với giai

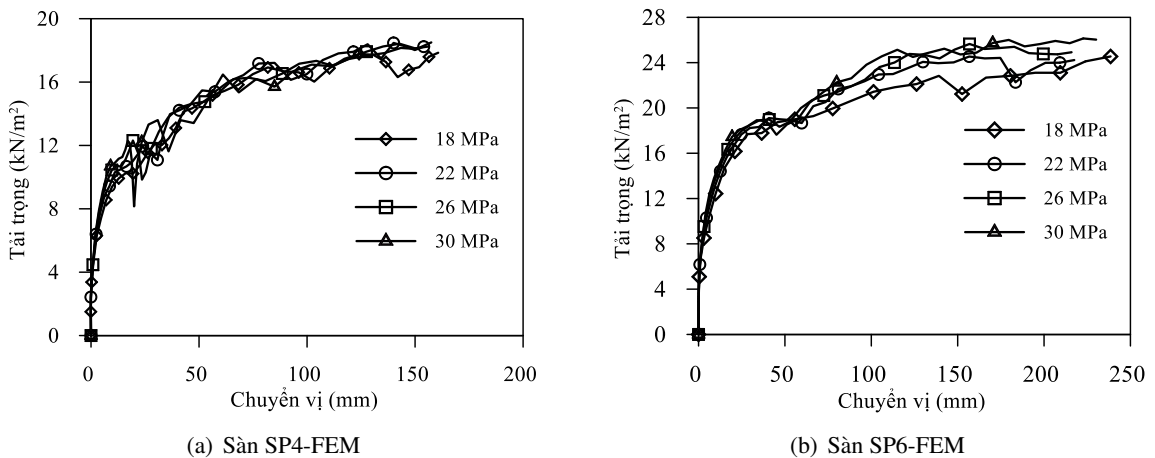


Hình 13. Biểu đồ tải trọng - chuyển vị khi thay đổi hàm lượng cốt thép mũ cột

đoạn tải trọng tăng từ 0 – 10,4 kN/m<sup>2</sup> trên sàn SP4-FEM, tăng từ 0 – 16,0 kN/m<sup>2</sup> trên sàn SP6-FEM, và tương ứng với chuyển vị tăng từ 0 – 20 mm. Nếu giả thiết chuyển vị tối hạn là 150 mm, tương đương 7,5% chiều dài nhịp của ô sàn ( $l = 2000$  mm), thì sức kháng sụp đổ của hai sàn này được dự báo lần lượt là khoảng 18 kN/m<sup>2</sup> và 22 kN/m<sup>2</sup>. Độ chênh lệch về sức kháng sụp đổ giữa các trường hợp khảo sát là nhỏ. Do đó, có thể kết luận rằng, hàm lượng cốt thép trong mũ cột chỉ cần bố trí để đảm bảo khả năng kháng chọc thủng và ảnh hưởng không đáng kể đến ứng xử của sàn phẳng.

#### 4.2. Cường độ chịu nén của bê tông

Hình 14 giới thiệu các biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị của hai mẫu sàn phẳng có mũ SP4 và SP6, để khảo sát cường độ chịu nén của bê tông tăng từ 18 - 30 MPa. Có thể nhận thấy, khi chuyển vị nhỏ hơn 50 mm, các đường cong tải trọng – chuyển vị gần như trùng nhau, nghĩa là cường độ nén bê tông ảnh hưởng không đáng kể đến khả năng chịu lực trong giai đoạn này, với độ chênh lệch về tải trọng nhỏ hơn 2%. Trong giai đoạn tiếp theo, nhiều vết nứt xuất hiện, độ cứng suy giảm và sàn phẳng chuyển sang giai đoạn làm việc phi tuyến. Khi chuyển vị càng lớn thì các đường cong có xu hướng chênh lệch nhiều hơn. Tương tự như đã phân tích ở mục 4.1, nếu giả thiết chuyển vị tối hạn là 150 mm, thì sàn SP4 chịu được tải trọng bằng 15,9 kN/m<sup>2</sup> khi bê tông có cường độ nén đặc trưng là 18 MPa, trong khi đó nếu cường độ nén tăng từ 22 – 30 MPa thì tải trọng tối hạn gần như giống nhau, khoảng 18,1 – 18,2 kN/m<sup>2</sup>. Do đó, sức kháng của sàn phẳng SP4 tăng khoảng 13,8% khi tăng cường độ bê tông từ 18 lên 30 MPa.



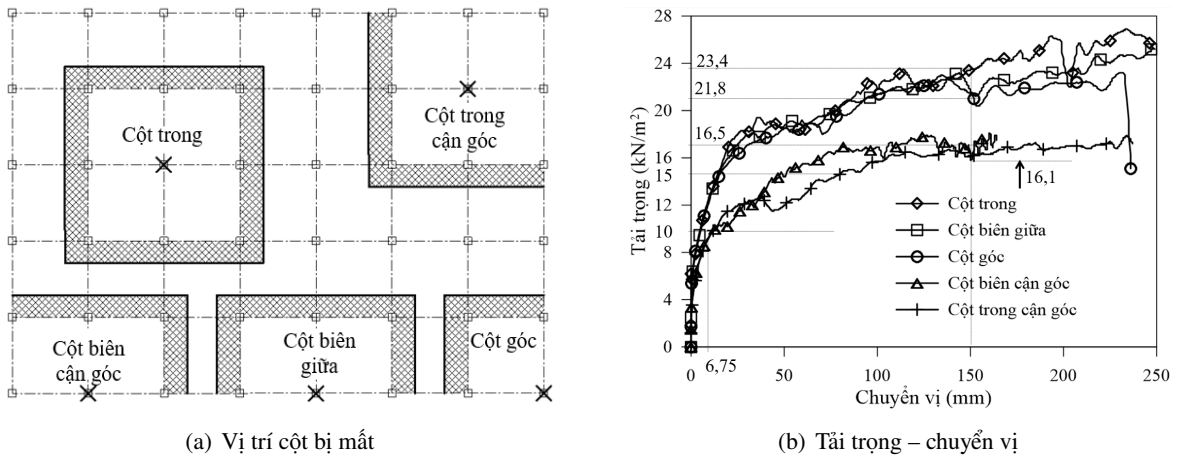
Hình 14. Biểu đồ tải trọng - chuyển vị khi thay đổi cường độ chịu nén của bê tông

Tương tự, đối với sàn SP6 sử dụng bê tông có cường độ nén 18 MPa, tải trọng tối hạn bằng 21,7 kN/m<sup>2</sup> tương ứng với chuyển vị 150 mm, và có thể đạt giá trị 24,6 kN/m<sup>2</sup> nếu cường độ nén bê tông sàn bằng 30 MPa. Sức kháng sụp đổ của sàn SP6 được tăng lên khoảng 13,4%. Ảnh hưởng của cường độ bê tông đến sức kháng sụp đổ là đáng kể hơn so với ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép trong mũ cột.

#### 4.3. Các kích bản mất cột

Hình 15(a) trình bày năm kịch bản mất cột có thể xảy ra, đó là mất cột trong (CT), mất cột biên giữa (CBG), mất cột góc (CG), mất cột biên cận góc (CBCG), và mất cột trong cận góc (CTCG). Trong phần này, năm mô hình FEM đã được phát triển cho năm sàn phẳng có mũ cột với cột bị mất

tương ứng với các kịch bản kể trên. Các biểu đồ quan hệ - tải trọng chuyển vị thu được từ phân tích mô hình được giới thiệu trên Hình 15(b), cho phép so sánh khả năng chịu lực giữa các sàn. Có thể nhận thấy, khi tải trọng tăng từ 0 – 10 kN/m<sup>2</sup>, tương ứng với chuyển vị nhỏ trong khoảng 0 – 6,75 mm, thì vị trí cột bị mất gần như ảnh hưởng không đáng kể đến ứng xử cơ học trên cả hai tham số là tải trọng và chuyển vị. Khi tải trọng lớn hơn 10 kN/m<sup>2</sup>, thì hai sàn bị mất CBCG và CTCG có chuyển vị lớn hơn đáng kể (độ cứng nhỏ hơn) so với nhóm ba sàn còn lại (mất CT, CBG và CG). Ứng xử của ba sàn này chỉ bắt đầu xuất hiện sự phân tán khi tải trọng lớn hơn khoảng 15 kN/m<sup>2</sup>.



Hình 15. So sánh quan hệ tải trọng - chuyển vị khi thay đổi vị trí mất cột

Để so sánh sức kháng sụp đổ giữa các kịch bản mất cột, chuyển vị tối hạn của sàn cũng được giả thiết là 150 mm. Khi đó, tải trọng giới hạn của sàn bị mất CTCG có giá trị nhỏ nhất bằng 16,1 kN/m<sup>2</sup>, tiếp theo sàn bị mất cột CBCG chịu được tải trọng 16,5 kN/m<sup>2</sup>. Tải trọng giới hạn của sàn bị mất CT có giá trị lớn nhất, bằng 23,4 kN/m<sup>2</sup>. Trong khi đó, hai sàn bị mất CBG, CG chịu được tải trọng giới hạn tương đương nhau, nằm trong khoảng trung gian từ 21,5 - 21,8 kN/m<sup>2</sup>. Những kết quả này cho phép nhận định rằng, trường hợp mất CTCG là kịch bản nguy hiểm nhất đối với sàn phẳng có mũ cột, do sức kháng sụp đổ giảm nhiều nhất (31,2%) so với những trường hợp còn lại như được trình bày trong Bảng 2.

Bảng 2. Khả năng chịu lực của năm trường hợp mất cột tại chuyển vị 150 mm

| Vị trí cột bị mất | Tải trọng tại chuyển vị 150 mm |              | Tỷ số so với sàn mất CT |              |
|-------------------|--------------------------------|--------------|-------------------------|--------------|
|                   | Ký hiệu                        | Kết quả (kN) | Ký hiệu                 | Kết quả (kN) |
| Cột trong         | $P_{CT}$                       | 23,4         | $P_{CT}/P_{CT}$         | 1,000        |
| Cột biên giữa     | $P_{CBG}$                      | 21,8         | $P_{CBG}/P_{CT}$        | 0,932        |
| Cột góc           | $P_{CG}$                       | 21,5         | $P_{CG}/P_{CT}$         | 0,912        |
| Cột biên gần góc  | $P_{CBCG}$                     | 16,5         | $P_{CBCG}/P_{CT}$       | 70,500       |
| Cột trong gần góc | $P_{CTCG}$                     | 16,1         | $P_{CTCG}/P_{CT}$       | 68,800       |

## 5. Kết luận

Nghiên cứu này trình bày phương pháp xây dựng mô hình số cho kết cấu sàn phẳng không và có mũ cột, để mô phỏng ứng xử phi tuyến khi bị mất một cột. Các mô hình số đã được kiểm chứng dựa trên các kết quả thực nghiệm thu được trên hai mẫu sàn phẳng không mũ cột. Từ đó, một nghiên cứu tham số đã được tiến hành trên hai mẫu sàn phẳng có mũ có các kích thước hình học và cấu tạo cốt thép tương tự. Những kết quả thu được từ các mô hình số cho phép đưa ra một số nhận xét như sau:

- Nếu như, phá hoại chọc thủng không xảy ra, thì việc thay đổi hàm lượng cốt thép ở mũ cột không làm thay đổi khả năng chịu lực của sàn. Như vậy, đối với sàn phẳng có mũ cột, thì cốt thép trong mũ cột chỉ yêu cầu hàm lượng tối thiểu để đảm bảo sức kháng chọc thủng tại đầu cột.

- Ảnh hưởng của cường độ bê tông đến khả năng chịu lực của sàn phẳng có mũ cột là đáng kể hơn so với ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép trong mũ cột. Khi tăng cường độ chịu nén từ 18 - 30 MPa, thì sức kháng sụp đổ của sàn phẳng có thể tăng thêm 13-14%.

- Trong số các kịch bản mất cột, tương ứng với chuyển vị tối hạn của sàn được dự báo bằng 150 mm, thì mất cột trong cận góc là trường hợp nguy hiểm nhất, do sức kháng sụp đổ đã giảm tới 31,2% so với khi mất cột trong, tiếp đến là trường hợp mất cột biên cột góc. Trong khi đó, mất cột trong là ít nghiêm trọng nhất trong năm trường hợp mất cột.

## Tài liệu tham khảo

- [1] Gardner, N. J., Huh, J., Chung, L. (2002). [Lessons from the Sampoong department store collapse](#). *Cement and Concrete Composites*, 24(6):523–529.
- [2] Park, T. W. (2012). [Inspection of collapse cause of Sampoong Department Store](#). *Forensic Science International*, 217(1-3):119–126.
- [3] King, S., Delatte, N. J. (2004). [Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study](#). *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 18(1):54–61.
- [4] Wood, J. G. M. (1997). [Pipers Row Car Park, Wolverhampton](#). *Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March*.
- [5] Whittle, R. (2012). *Failures in Concrete Structures*. CRC Press.
- [6] FEMA (2002). *World Trade Center Building Performance Study: Data collection, Preliminary, Observations, and Recommendations*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [7] Hawkins, N. M., Mitchell, D. (1979). [Progressive Collapse of Flat Plate Structures](#). *ACI Journal Proceedings*, 76(7).
- [8] Yap, S. L., Li, B. (2011). [Experimental Investigation of Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse](#). *ACI Structural Journal*, 108(5).
- [9] Choi, H., Kim, J. (2011). [Progressive collapse-resisting capacity of RC beam-column sub-assembly](#). *Magazine of Concrete Research*, 63(4):297–310.
- [10] Qian, K., Li, B. (2015). [Load-resisting mechanism to mitigate progressive collapse of flat slab structures](#). *Magazine of Concrete Research*, 67(7):349–363.
- [11] Qian, K., Li, B. (2013). [Performance of Three-Dimensional Reinforced Concrete Beam-Column Substructures under Loss of a Corner Column Scenario](#). *Journal of Structural Engineering*, 139(4):584–594.
- [12] Qian, K., Weng, Y.-H., Li, B. (2018). [Impact of two columns missing on dynamic response of RC flat slab structures](#). *Engineering Structures*, 177:598–615.
- [13] Qian, K., Li, B. (2016). [Resilience of Flat Slab Structures in Different Phases of Progressive Collapse](#). *ACI Structural Journal*, 113(3).
- [14] Dat, P. X., Hai, T. K. (2013). [Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures](#). *Engineering Structures*, 55:107–115.
- [15] Dat, P. X., Tan, K. H. (2015). [Experimental Response of Beam-Slab Substructures Subject to Penultimate-External Column Removal](#). *Journal of Structural Engineering*, 141(7):04014170.

- [16] Pham, A. T., Lim, N. S., Tan, K. H. (2017). [Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions.](#) *Engineering Structures*, 150:520–536.
- [17] Dat, P. X., Wahyudi, T. Y., Anh, Đ. K. (2018). [Analytical model for predicting membrane actions in RC beam-slab structures subjected to penultimate-internal column loss scenarios.](#) *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - NUCE*, 12(3):10–22.
- [18] Do, A. K., Nguyen, T. N., Tran, C. Q., Nguyen, H. T., Pham, D. X. (2021). [Experimental and numerical investigations on the collapse behaviour of RC flat slab structures.](#) *Asian Journal of Civil Engineering*, 22(6):1143–1155.
- [19] Dabiri, H., Kheyroddin, A., Kaviani, A. (2018). [A Numerical Study on the Seismic Response of RC Wide Column–Beam Joints.](#) *International Journal of Civil Engineering*, 17(3):377–395.
- [20] Dabiri, H., Kaviani, A., Kheyroddin, A. (2020). [Influence of reinforcement on the performance of non-seismically detailed RC beam-column joints.](#) *Journal of Building Engineering*, 31:101333.
- [21] Weng, Y.-H., Qian, K., Fu, F., Fang, Q. (2020). [Numerical investigation on load redistribution capacity of flat slab substructures to resist progressive collapse.](#) *Journal of Building Engineering*, 29:101109.
- [22] Faria, R., Marreiros, R., Ramos, A. P., Jesus, C. (2020). [Influence of the top reinforcement detailing in the behaviour of flat slabs.](#) *Structures*, 23:718–730.
- [23] Mostofinejad, D., Jafarian, N., Naderi, A., Mostofinejad, A., Salehi, M. (2020). [Effects of openings on the punching shear strength of reinforced concrete slabs.](#) *Structures*, 25:760–773.
- [24] Sasani, M., Kropelnicki, J. (2008). [Progressive collapse analysis of an RC structure.](#) *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17(4):757–771.
- [25] Murray, Y. D. (2007). *User Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159*. Publication No. FHWA-HRT-05-062, Federal Highway Administration.
- [26] Hallquist, J. O. (2017). *LS-DYNA Keyword User's Manual, Version 971*. Livermore Software Technology Corporation, Livermore, CA, USA.
- [27] Cuong, T. Q., Linh, N. N., Hung, H. M., Hieu, N. T., Dat, P. X. (2019). [Experiments on the collapse response of flat slab structures subjected to column loss.](#) *Magazine of Concrete Research*, 71(5):228–243.