MÔ PHỎNG ỨNG XỬ ĐỘNG PHI TUYẾN CỦA NÚT KHUNG GÓC TẠI VỊ TRÍ CỘT CHỊU LỰC BỊ PHÁ HỦY NONLINEAR DYNAMIC SIMULATIONS OF RC EXTERIOR BEAM-COLUMN SUBSTRUCTURES SUBJECT TO COLUMN REMOVAL AT A CORNER

LÊ NGUYÊN KHƯƠNG, CAO MINH QUYỀN, TRỊNH THỊ HOA

Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải Email: quyencm@utt.edu.vn

Tóm tắt: Tác động của tải trọng như bom mìn hoặc đâm va từ các nguồn tải lớn làm phá hoại cột chịu lực sẽ gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến công trình, thậm chí gây sụp đổ. Nút khung tại vị trí cột bị phá hủy sẽ đảm nhiệm vai trò phân bố lại tải trọng lên các cấu kiện chịu lực lân cận. Bản thân nút khung đó sẽ bị biến dạng lớn về hình học và nứt gãy vật liệu. Cho tới nay, chưa tồn tại mô hình số nào có khả năng mô tả chính xác toàn bộ quá trình làm việc của kết cấu trong giai đoạn phá hoại của nút khung và các miền kết cấu chịu lực lân cận. Bài báo tập trung phân tích ứng xử của nút khung ngang kết nối hai dầm vuông góc theo mô hình phần tử hữu hạn, sử dụng phần tử dầm đa thớ có xét tới tính phi tuyến vật liệu và hình học. Phương pháp mô phỏng động và tối ưu tham số đầu vào cho mô hình vật liệu Beton_Uni được đề xuất và kiểm chứng thông qua việc so sánh với kết quả thí nghiệm. Tiếp đó, mô hình số được sử dụng để khảo sát hệ số tăng tải trọng động (Dynamic Load Increase Factor – DLIF) và một số kết luận liên quan được nhóm nghiên cứu đề xuất.

Từ khóa: Sụp đổ lũy tiến; nút khung BTCT; hệ số DLIF; phần tử dầm đa thớ

Abstract: The impact of external loads such as bombs, or collisions affects the structure and can cause the collapse. The frame node at the destroyed column position will redistribute the load on the neighboring structural members. The frame node itself will experience significant geometric distortions and material fractures. Up to now, there is no numerical model capable of accurately describing the entire working process of the structure in the failure phase of the frame node and neighboring structural regions. The article focuses on analyzing the behavior of the cross-frame node connecting two perpendicular beams by using the finite element model and the multi-grained beam element, considering the nonlinearity of materials and geometry. The dynamic simulation and input parameter optimization method for the Beton_Uni material model is proposed and verified through comparison with experimental results. Next, a numerical model was used to investigate the Dynamic Load Increase Factor (DLIF) and some related conclusions proposed by the research team.

Keywords: Progressive collapse; RC beam-beam joint; DLIF; multifiber beam element

1. Đặt vấn đề

Trong khoảng 20 năm trở lại đây, các công trình nhà cao tầng được xây dựng và phát triển nhanh do tốc độ đô thị hóa cao ở tất cả các nước trên thế giới trong đó có Việt Nam. Sự phát triển này kéo theo sự thay đổi của các tiêu chuẩn tính toán, các phương pháp tính và tối ưu hóa thiết kế liên quan tới tải trọng phức tạp như động đất, gió lốc, hỏa hoạn hay sụp đổ liên hoàn. Tác động của nguồn tải trọng lớn như bom mìn hoặc đâm va làm phá hoại cột chịu lực sẽ gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến công trình. Nút khung tại vị trí cột bị phá hủy sẽ đảm nhiệm vai trò phân bố lại tải trọng lên các cấu kiện chịu lực lân cận. Bản thân nút khung đó sẽ bị biến dạng lớn về hình học và nứt gãy vật liệu. Cho tới nay, chưa tồn tại mô hình số nào có khả năng mô tả chính xác toàn bộ quá trình làm việc của kết cấu trong giai đoạn phá hoại của nút khung và các miền kết cấu chịu lực lân cận.

Việc nghiên cứu ảnh hưởng của phá hoại cột trụ trong công trình nhà cao tầng đã được đề cập tới trong nhiều tiêu chuẩn tính toán hiện đại như ASCE-41 hay Eurocodes tuy nhiên các tính toán này thiên về định tính khi các công trình được phân loại và đánh giá theo mức độ quan trọng. Quan điểm thiết kế, kiểm tra kết cấu tổng thể là tính toán phân loại các cấu kiện quan trọng và tùy mức độ nguy hiểm nếu cấu kiện bị phá hủy mà có giải pháp thiết kế hoặc gia cường phù hợp. Vấn đề lúc đó thu gọn về bài toán kiểm tra cục bộ, xem xét ứng xử của các cấu kiện quan trọng (key element). Lý do chính của cách tiếp cận trên là việc kiểm tra tính toán một cấu kiện chịu lực (nút khung, cột, dầm, sàn) thường dễ dàng hơn, kể cả trong việc kiểm tra và xác minh tính chính xác của kết quả qua các thí nghiệm.

Nhiều công trình nghiên cứu khoa học và mô hình thí nghiệm đã được thực hiện nhằm làm rõ cơ chế làm việc của cấu kiện bị hư hỏng và biến dạng lớn, tuy nhiên do tính phức tạp trong việc thể hiện đúng hiện tượng phá hủy của cột chịu tải mà số lượng nghiên cứu còn có hạn. Cụ thể hơn, nhiều phương pháp tính và phần mềm mô phỏng được trang bị các mô hình và thuật toán có thể đưa ra kết quả sụp đổ của kết cấu tổng thể nhưng độ phức tạp trong việc xây dựng và kiểm soát mô hình số lại là các yếu tố quan trọng gây cản trở cho công tác thực hành tính toán của kỹ sư. Theo xu thế chung, các nghiên cứu liên quan tới mô phỏng kết cấu chịu tải sụp đổ tập trung tìm ra các phương pháp đơn giản hóa quy trình tính toán mà vẫn giữ được độ chính xác đáng tin cậy tuy nhiên, các mô hình này mới phản ánh được một phần ứng xử phi tuyến của toàn bô kết cấu.

Trong thực hành tính toán thiết kế công trình, phương pháp tĩnh phi tuyến (Non Linear Static Analysis - NLSA), và phương pháp động phi tuyến (Non Linear Dynamic Analysis – NLDA) thường được sử dụng do tính đơn giản trong mô hình. Trong các trường hợp này, ứng xử động của kết cấu được xét tới thông qua hệ số động tương đương DLIF (Dynamic Load Increase Factor) [1]. Việc sử dụng giá trị DLIF bằng 2 trong nhiều tiêu chuẩn tính toán hiện gây tranh cãi khi một số nghiên cứu cho rằng việc sử dụng giá trị quy đổi này là quá thiên về an toàn.

Ngoài các mô hình tính LSA và NLSA, khi cần quan sát và dự báo chính xác ứng xử của kết cấu, phương pháp phân tích động phi tuyến (Non Linear Dynamic Analysis - NLDA) thường được sử dụng. Tuy nhiên, phương pháp này đòi hỏi kỹ thuật mô

phỏng của kỹ sư, sử dụng nhiều tài nguyên cũng như thời gian tính toán. Để giải quyết vấn đề trên, nhiều nghiên cứu đã khuyến cáo dùng phần tử dầm đa thớ trong mô phỏng và phân tích sụp đổ lũy tiến cho kết cấu bê tông cốt thép [8]. Phương pháp mô phỏng bằng phần tử dầm đa thớ có xét tới tính phi tuyến của vật liệu và phi tuyến hình học cho kết quả với độ chính xác cao hơn so với phần tử dầm 2D và thời gian tính toán được rút ngắn đáng kể so với mô hình phần tử khối 3D. Ngoài ra, mô hình số còn cho phép xác định giá trị của hệ số quy đổi tải trọng tương đương DLIF trong phân tích NLSA. Đây chính là khác biệt của việc sử dụng mô hình số trong dự báo khả năng chịu tải trọng động tới hạn của kết cấu so với mô hình thí nghiệm bởi sau khi thực hiện thí nghiệm, chúng ta chỉ có được một trạng thái ổn định cuối cùng của kết cấu. Nói cách khác, mô hình thí nghiệm không xác định được chính xác ở mức tải trọng nào thì kết cấu bị sụp đổ trong khi chúng ta có thể thực hiện điều đó bằng cách gia tải lớn dần trong mô hình số tới giá trị kết cấu bị phá hoại.

Các vấn đề liên quan tới tải trọng xung, va chạm, phân bố lại tải trọng khi kết cấu mất cột chịu lực cũng như cơ chế phá hủy và các ứng xử phi tuyến sinh ra đều là những chủ đề đáng quan tâm nhằm xây dựng các phương pháp tính gần đúng, giúp việc thiết kế, kiểm tra công trình trở nên hiệu quả và chính xác hơn. Bài báo tập trung phân tích ứng xử của nút khung ngang kết nối hai dầm vuông góc theo mô hình phần tử hữu hạn, sử dụng phần tử dầm đa thớ có xét tới tính phi tuyến vật liệu và hình học. Phương pháp mô phỏng động và tối ưu tham số đầu vào cho mô hình vật liệu Beton Uni được đề xuất và kiểm chứng thông qua việc so sánh với kết quả thí nghiệm. Tiếp đó, mô hình số được sử dụng để khảo sát hệ số tăng tải trọng động (Dynamic Load Increase Factor – DLIF) và một số kết luận liên quan được nhóm nghiên cứu đề xuất.

2. Nguyên lý thí nghiệm và kết quả thí nghiệm sử dụng cho bài báo

Khi kết cấu nhà cao tầng bị mất cột chịu lực một cách đột ngột, hai trường hợp phổ biến xảy ra là cột góc hoặc cột trên biên bị phá hủy. Hình 1 mô tả sự phân bổ lại mô men uốn trong các cấu kiện chịu lực chính là dầm, cột, khung liên kết trong hai kịch bản cột chịu lực bị phá hủy. Kết quả cho thấy, nút khung tại vị trí cột bị phá hủy sẽ đảm nhiệm trực tiếp vai trò phân bố lại tải trọng lên các cấu kiện chịu lực lân cận. Các hiệu ứng động hay phá hủy cục bộ sẽ xảy ra tại vị trí này. Nếu bỏ qua vai trò của sàn (đặc biệt là với kết cấu sàn lắp ghép), nút khung ngang liên kết hai dầm vuông góc sẽ chịu lực nhiều nhất và thường bị phá hủy đầu tiên.



Hình 1. Phân bổ lại lực nén trên kết cấu (a): Kết cấu ban đầu (b): Kết cấu bị mất cột góc (c): Kết cấu bị mất cột trên biên

Để thể hiện được ứng xử của kết cấu trên thực tế, mô hình thí nghiệm động được xây dựng cần đảm bảo một số tiêu chí như tải trọng thí nghiệm là tải phân bố đều trên các dầm; mô hình thực nghiệm phải phản ánh được ảnh hưởng của các cấu kiện lân cận đến khả năng chịu tải qua các liên kết điều kiện biên; thiết bị đo phải có đủ độ nhạy để đo các dao động thay đổi trong khoảng thời gian rất ngắn (ms). Ngoài ra, với hệ kết cấu nhà cao tầng, các nghiên cứu trước đây đã chỉ ra rằng sau khi bị mất cột, sàn phía trên cột bị mất có phản ứng giống nhau. Do vậy, thí nghiệm trên một sàn, khung điển hình gần vị trí cột bị phá hủy là chấp nhận được, thay vì phải thí nghiệm trên toàn bộ công trình.

Trên cơ sở đó, Qian và Li [5] thực hiện các nghiên cứu có xét tới hiệu ứng động do sự mất cột chịu lực một cách đột ngột gây ra với tổng cộng sáu mẫu (ký hiệu DF1, DF2, DF3, DF4, DF5 và DF6) đã được thiết kế và thí nghiệm. Trong nghiên cứu này, phương pháp mô phỏng số và tối ưu tham số đầu vào cho mô hình bê tông phi tuyến được kiểm chứng dựa trên việc so sánh với kết quả đo của hai mẫu thí nghiệm DF1 và DF2. Mẫu thí nghiệm DF1 được thiết kế với điều kiện chịu lực không xét tới tác động của tải trọng động đất theo tiêu chuẩn Singapore Standard CP 65 [6] và DF2 được thiết kế theo tiêu chuẩn ACI 318-08 [7] có xét tới khả năng kháng chấn của công trình. Một số đặc trưng hình học, vật liệu, tải trọng của mô hình thí nghiệm DF1 và DF2 được nhóm nghiên cứu sử dụng:

Tải trọng tĩnh: được tính toán dựa trên giả thuyết sàn dày 210mm (tương đương 5.1 kPa), gạch lát nền là 1.0 kPa, tải trọng tương đương do tường và trọng lượng bản thân dầm quy đổi tương đương lần lượt là 2.25kPa và 1.59 kPa. Hoạt tải là 2.0 kPa. Tổ hợp tải trọng là 1.2 DL + 0.5 LL trong đó DL là tĩnh tải và LL là hoạt tải. Trong thí nghiệm có xét tới hiệu ứng mất cột chịu lực đột ngột, tải trọng tĩnh được nhân với hệ số 0.9 theo tiêu chuẩn DoD [20]. Tổng tải trọng tĩnh áp dụng lên nút khung trong hai trường hợp DF1 và DF2 được tính toán bằng 0.9(1.2DL + 0.5LL) = 16.9 kN.

Chi tiết cấu tạo, tải trọng và tính chất vật liệu thép: sử dụng cho 2 mẫu DF1 và DF2 được tổng hợp trong bảng 1, bảng 2. Cần lưu ý là với mẫu thí nghiệm DF2, ngoài sự khác biệt về số lượng cốt thép đai và diện tích cốt thép dọc trong 2 dầm, vị trí nút khung còn được thiết kế có sự tham gia của thép đai.

Cường độ chịu nén trung bình của bê tông, f'_c , thu được từ thí nghiệm trên các mẫu hình trụ bê tông, là 32.8 MPa và 31.4 MPa tương ứng cho hai mẫu DF1 và DF2.

	•		1 0	•		
	Thép dọc	Thép đai	Tải tác dụng tại nút khung		Thép đai tại nút khung	
Mẫu thí nghiệm DF1	4-T10	R6@180	0.9(1.2DL + 0.5LL)	-16.9 kN	Không	
Mẫu thí nghiệm DF2	4-T13	R6@60	0.9(1.2DL + 0.5LL)	-16.9 kN	R6@55	

Loại thép	Cường độ chảy dẻo (Mpa)	Biến dạng chảy dẻo (x 10 ⁻⁶)	Cường độ tới hạn (Mpa)	Biến dạng tới hạn (%)	
R6	530	2650	613	20.3	
T10	575	2895	695	21.7	
T13	520	2595	637	22.6	

Bảng 2. Đặc tính vật liệu thép sử dụng trong thí nghiệm



Hình 2. Sơ đồ thí nghiệm nút khung ngang (biên dịch từ tài liệu gốc [5])

Phương pháp thí nghiệm: sơ đồ thí nghiệm được thể hiện trên hình 2. Để xét tới hiệu ứng động của tải trọng khi cột bị phá hủy đột ngột, hai giai đoạn gia tải chính được thực hiện: Giai đoạn 1 (gia tải tĩnh), các mẫu thí nghiệm đã được gia tải bằng các khối lượng tĩnh đối xứng; cột thép gia tải được điều chỉnh cho đến khi đầu bi thép tiếp xúc với bề mặt trên của nút khung; các khối xích sau đó được nới lỏng để cho phép điều chỉnh chiều cao cột thép cho đến khi nội lực trong cột góc đạt lực trục thiết kế là 16.9kN như đã đề cập ở trên; Giai đoạn 2 (loại bỏ cột chịu lực): Sau khi tĩnh tải (bao gồm trọng lượng bản thân và phản lực tại nút khung) được thiết lập, lực dọc trục bắt đầu giải phóng một cách đột ngột trong khoảng thời gian rất nhỏ là 0.0035 s và 0.0030 s cho DF1 và DF2 tương ứng. Điều này phù hợp với các yêu cầu về khoảng thời gian loại bỏ cột (ít hơn 1/10 thời gian chuyển động tự do của kết cấu sau khi mất cột chịu lực) đáp ứng yêu cầu của hướng dẫn DoD [8].

Các thông số vật liệu, hình học và phương pháp gia tải được miêu tả trên đây là các số liệu đầu vào quan trọng cho mô hình số được đề xuất trong phần tiếp theo.

3. Mô hình nút khung ngang tại vị trí cột bị phá hủy

3.1 Đề xuất phương án mô phỏng

Nút khung tại vị trí cột bị phá hủy đóng vai trò phân bố lại tải trọng từ các cột phía trên sang các dầm và cột lân cận cột bị phá hủy. Ứng xử động học của nút khung có xét tới phi tuyến vật liệu và hình học được phân tích bởi nhiều tác giả [3], [9], [10] tuy nhiên các nghiên cứu này đều chỉ ra các hạn chế trong việc xây dựng và kiểm soát mô hình số. Kết quả mô phỏng phụ thuộc nhiều vào khả năng mô tả ứng xử động của các loại phần tử và mô hình vật liệu được sử dụng, đặc biệt, không phải phần mềm mô phỏng tính toán theo phương pháp PTHH nào cũng có khả năng phân tích động phi tuyến kết cấu.

Trong bài báo này, nhóm nghiên cứu đề xuất phương pháp mô phỏng ứng xử động phi tuyến của nút khung ngang chịu tải trọng tĩnh và tải trọng động sử dụng phần tử dầm đa thớ (Multi-fiber beam element), mô hình bê tông phi tuyến Beton_Uni được tích hợp trong mã nguồn mở mô phỏng kết cấu Cast3M [11]. Trong mô phỏng kết cấu chịu tải trọng tĩnh (pushover), phương pháp gia tải chuyển vị áp đặt tăng dần theo thời gian (displacementcontrolled imposed load) được sử dụng. Chuyển vị thắng đứng tại nút khung được tăng dần đều 0.2mm cho mỗi bước tính tới khi kết cấu làm việc ngoài giới hạn đàn hồi và có phản lực giảm 20% so với giới hạn chịu lực lớn nhất của mẫu thử. Trong mô phỏng động, tải trọng thiết kế được quy ra khối lượng tương đương, đặt tập trung vào nút khung. Đế mô phỏng hiện tượng cột chịu lực bị phá hủy đột ngột, giá trị phản lực tại cột bị phá hủy sẽ được tính toán, sau đó các giá trị này sẽ được gán vào nút khung cho kết cấu không có côt chiu lực để cân bằng kết cấu ở trạng thái tương tự trạng thái cột chịu lực chưa bị phá hủy. Tiếp đó, các phản lực (đóng vai trò là ngoại lực tác dụng lên kết cấu trong mô hình) sẽ được giảm về 0 trong khoảng thời gian rất ngắn (∆t < 1/10 chu kỳ dao động riêng của kết cấu) để xét tới hiệu ứng động của tải trọng mất đột ngột.

Để nhận được kết quả mô hình sát với kết quả thực nghiệm, việc hiệu chỉnh các tham số đầu vào của mô hình vật liệu phi tuyến (cụ thể trong nghiên cứu này là mô hình Beton_Uni) là cần thiết. Khi số lượng các tham số này lớn, việc hiệu chỉnh trở nên khó khăn bởi với mỗi loại kết cấu và ứng xử phi tuyến cần quan tâm, các tham số đóng vai trò quan trọng khác nhau. Để giảm thiểu vấn đề này, nhóm nghiên cứu đã phát triển một công cụ giúp tự động hóa quá trình hiệu chỉnh tham số bằng việc kết hợp các thuật toán tối ưu trên Matlab và kết quả mô phỏng trên Cast3M.

Vai trò của từng phần mềm cụ thể như sau:

 Matlab: Điều khiển Cast3M chạy ra kết quả mô phỏng. Sau mỗi vòng lặp, Matlab sẽ xử lý số liệu mô hình, so sánh với kết quả thí nghiệm để tính độ lệch Devk. Hàm tối ưu fminsearch của Matlab được sử dụng để hiệu chỉnh tham số mô hình nhằm đưa Devk về giá trị nhỏ nhất;

 Cast3M: Update tham số mô hình và chạy lại mô phỏng sau mỗi vòng lặp điều khiển từ Matlab.

Một ví dụ hiệu chỉnh 7 tham số đầu vào của mô hình bê tông Mazar được trình bày trên video: https://youtu.be/VVbZyf88xDA.

3.2 Dạng phần tử và mô hình vật liệu

Phương pháp phần tử dầm đa thớ (multifiber beam element) được sử dụng để đánh giá các ứng suất tổng quát { Σ_{gen} } từ các biến dạng tổng quát { E_{gen} }. Mỗi mặt cắt ngang nơi cần phải tính toán ứng xử của dầm - tức là các điểm Gauss của một phần tử hữu hạn - được phân chia thành một số hữu hạn các thớ và tại mỗi thớ này các phương trình cấu tạo một chiều cho bê tông và thép được áp dụng. Ứng xử của mặt cắt ngang của phần tử này thu được trực tiếp bằng cách tích phân quan hệ ứng suấtbiến dạng của các thớ trên mặt cắt ngang.

Phương pháp số được thực hiện theo cách sau. Đầu tiên biến dạng dọc trục trong mỗi lớp (ϵ_i) được tính từ biến dạng tổng quát:

$$\epsilon_i = \bar{\epsilon} - \bar{y}_i \chi$$

trong đó: y_i - tung độ trung bình của mặt cắt ngang của lớp i được tính toán từ trọng tâm của mặt cắt. Sau đó ứng suất lớp (ứng suất dọc trục σ_i) được tính bằng cách áp dụng phương trình cấu tạo 1D trên mỗi lớp. Do liên kết giữa cốt thép và bê tông được giả định là hoàn hảo đối với các lớp chứa cốt thép, ứng suất trong bê tông và thép được tính riêng rẽ và ứng suất trung bình của lớp thu được phụ thuộc vào hàm lượng cốt thép của lớp đang xét. Điều quan trọng trong mô hình phần tử đa thớ là miền bê tông lõi chịu hiệu ứng chống nở ngang do thép đai tạo ra được mô phỏng độc lập với miền bê tông bao bọc. Hình 3 đưa ra một sơ đồ thể hiện mô hình dầm đa thớ với các miền vật liệu độc lập theo các thớ.

Tạp chí KHCN Xây dựng - số 1/2022



Hình 3. Mô hình phần tử dầm đa thớ trong mô phỏng BTCT

Mô hình bê tông phi tuyến « Beton Uni » được phát triển và xây dựng sẵn trong mã nguồn mở Cast3M [11]. Mô hình có xét tới ứng xử của kết cấu chịu tải trọng lặp, hiệu ứng chống nở ngang, sự giảm dần của ứng suất kéo, nén và trạng thái vết nứt (đóng, mở). Hiệu ứng chống nở ngang (confinement) do thép đai tạo ra với lớp bê tông bên trong được xét tới bằng việc tăng ứng suất nén tới hạn, chuyển vị tới hạn và ứng suất nén dư khi bê tông bị phá hủy. Tính năng này của mô hình Beton_Uni giúp cho việc mô phỏng vai trò của thép đại trở nên thực tế hơn bởi thép đại ngoài việc nâng cao khả năng chịu cắt còn giúp nâng cao khả năng chịu nén của phần bê tông được bao bọc. Đường cong ứng suất và biến dạng trong mô hình bê tông không chịu hiệu ứng bó ngang được định nghĩa bởi các phương trình quan hệ sau:

$$\begin{cases} \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} &= \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} (2.0 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}}) & 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c0} \\ \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} &= 1.0 + Z(\varepsilon - \varepsilon_{c0}) & \varepsilon_{c0} < \varepsilon \\ \sigma_{pt} &= 0.2\sigma_{c0} \end{cases}$$

Các giá trị ứng suất nén lớn nhất $\sigma_{c0}(\sigma^*_{c0})$ (dấu * thể hiện giá trị của bê tông chịu hiệu ứng bó ngang), góc giảm cường độ Z, Z* ở trạng thái nứt

của bê tông, chuyển vị $\varepsilon_{c0}, \varepsilon_{c0}^*$ tại thời điểm bê tông đạt ứng suất nén lớn nhất được xác định theo thí nghiệm và theo các công thức thực nghiệm sau khi xét tới hiệu ứng chống nở ngang :

$$\beta = \min \begin{cases} 1 + 2.5\alpha \cdot \omega_{\omega} \\ 1.125 + 1.25\alpha \cdot \omega_{\omega} \end{cases}$$

trong đó: β - chỉ số thể hiện mối quan hệ giữa trên số thanh thép dọc (n), chiều rộng b_c , chiều cao h_c của lớp bê tông chịu hiệu ứng chống nở ngang, khoảng cách (s) giữa các thanh thép đai, diện tích $A_{
m sw}$ của các thanh thép đai, ứng suất $\,\sigma_{_{\gamma w}}\,$ chảy dẻo của thép đai, chiều dài thép đai l_w và ứng suất nén của bê tông σ_{c0} :

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{3n}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_c}\right)$$
$$\omega_{\omega} = \frac{A_{sw}\sigma_{\gamma w}l_w/s}{b_c h_w \sigma_{c0}}$$

Ứng suất, biến dạng và góc giảm độ cứng của bê tông chịu hiệu ứng nở ngang được xác định như:

$$\sigma_{c0}^{*} = \beta \cdot \sigma_{c0}$$

$$\varepsilon_{c0}^{*} = \beta^{2} \cdot \varepsilon_{c0}$$

$$Z^{*} = \frac{\beta - 0.85}{\beta \cdot (0.1\alpha \omega_{w} + 0.0035 + \varepsilon_{c0}^{*})}$$

Đường cong ứng suất, biến dạng của bê tông khi chịu kéo được xác định qua các công thức sau:

$$\sigma = E_0 \cdot \varepsilon$$
$$\sigma = \sigma_t \left(\frac{r - (\varepsilon / \varepsilon_t)}{r - 1} \right) \quad avec$$

trong đó: E_0 - module đàn hồi; σ_t - ứng suất kéo lớn nhất; \mathcal{E}_t - biến dạng ứng với σ_t ; *r* - hệ số thể hiện sự giảm ứng suất kéo khi vật liệu biến dạng lớn hơn \mathcal{E}_t ; \mathcal{E}_{tm} - chuyển vị lớn nhất.

3.3 Lựa chọn tham số cho mô hình

Trong nghiên cứu này, ngoài các tham số đầu vào của mô hình vật liệu Beotn_Uni, kết quả nghiên cứu còn phụ thuộc và các đặc trưng của mô hình vật liệu thép và kích thước lưới. 5 tham số cho mô hình Beton_Uni, 5 tham số cho mô hình thép ACIER_UNI do Menegotto và Pinto [12] đề xuất và

$$0 < \varepsilon < \varepsilon_{t}$$

$$avec r = \frac{\varepsilon_{tm}}{\varepsilon_{t}} \quad \varepsilon_{t} < \varepsilon < \varepsilon_{tm}$$

kích thước phần tử là các tham số đầu vào của thuật giải. Bộ tham số lựa chọn cho mô hình bê tông và thép để nhận được kết quả mô phỏng đầu ra thể hiện trên hình 5 được tổng hợp trong bảng 3 và bảng 4. Kích thước phần tử dầm đa thớ được chọn là 25cm. Cần lưu ý rằng, việc hiệu chỉnh tham số chỉ có ý nghĩa khi bộ tham số đề xuất sau quá trình hiệu chỉnh vẫn giữ được các đặc tính cơ học và vật lý phù hợp với thực tế. Để đảm bảo điều kiện này, việc định nghĩa các khoảng giá trị giới hạn cận trên và cận dưới của mỗi tham số là cần thiết.

	0		0
	Định nghĩa	Bê tông thường	Bê tông có cốt đai
E ₀	Độ cứng (module Young)	30.E3 MPa	30.E3 MPa
f _c	Cường độ chịu nén	32 MPa	35 MPa
f_t	Cường độ chịu kéo	1.6 MPa	1.6 MPa
ε _{tm}	Biến dạng nứt theo phương kéo	4.E-04	8.E-04
ε _{rupt}	Biến dạng nứt theo phương nén	3.E-3	10E-3

Rảng 3	Tham	۶Â	đầu	vào	വ്മ	mô	hình	hô	tônc
Danu S.	IIIdIII	50	uau	vao	Cua	1110	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	De	юлк

Bảng 4.	. Tham số đầi	ı vào của	mô hình cố	ốt thép dọc
---------	---------------	-----------	------------	-------------

	<i>E</i> (GPa)	σ _{sy} (MPa)	εγ	E sh	σ_{su} (MPa)	E su
Thép	210	500	2.38E-3	3.5E-3	550	0.05

4. Kết quả

Kết quả trên hình 4 thể hiện biến dạng và vùng nứt của mẫu thí nghiệm DF1 trong trường hợp tải trọng tác dụng là pushover một phương. Kết quả pushover của mẫu DF1 tương ứng với kết pushover của mẫu F1 trong nghiên cứu của Qian *et al. [13].* Nhằm thuận tiện cho phần so sánh kết quả tĩnh và động, kết quả pushover cho mẫu F1, F2 trong nghiên cứu của Qian et al. [13] sẽ được so sánh với kết quả mô phỏng và ký hiệu là DF1, DF2 (hình 5). Vùng nứt của kết cấu tập trung vào vị trí gần gối tựa với vết nứt dạng uốn, kết quả này là hợp lý khi so sánh với các vết nứt ở hai đầu dầm và tại vị trí nút liên kết.



Hình 4. DF1 - Vùng hư hỏng (nứt) (a) theo mô phỏng; (b) kết quả thí nghiệm [13]



Hình 5. So sánh kết quả lực-chuyển vị giữa thí nghiệm và mô phỏng số bằng phần tử Multifiber

Đường cong lực-chuyển vị thẳng đứng của nút khung DF1 và DF2 (hình 5) cho thấy sự tương đồng giữa kết quả mô phỏng và kết quả thực nghiệm dưới tác động của tải trọng tĩnh tăng dần. Tại các thời điểm bê tông bị nứt, cốt thép chảy và thời điểm phá hoại, giá trị tải trọng giữa mô phỏng và thực nghiệm xấp xỉ bằng nhau, chuyển vị của các đường cong thực nghiệm và mô phỏng cũng sát nhau. Sự khác biệt giữa kết quả mô phỏng và kết quả thí nghiệm được giải thích do các giả thuyết về liên kết tuyệt đối giữa bê tông - cốt thép. Điều này chứng tỏ các tham số hiệu chỉnh cho mô hình bê tông Beton_Uni là phù hợp, cho kết quả có độ chính xác cao.

Sử dụng bộ tham số hiệu chỉnh cho các mô hình vật liệu trên bảng 3 và bảng 4, nhóm nghiên cứu

tiếp tục mô phỏng động học của 2 mẫu thí nghiệm DF1 và DF2. Chuyển vị theo thời gian của hai mô hình DF1 và DF2 được thể hiện trên Hình 6. Chuyển vị thẳng đứng lớn nhất tại vị trí nút khung lần lượt là 85mm và 32mm cho DF1 và DF2. Cần lưu ý là nút khung DF1 trên cả thí nghiệm và mô hình đều có mật độ thép đai nhỏ do thiết kế DF1 không xét tới ảnh hưởng của động đất. Trên mô hình, thép được mô phỏng không liên tục tại vị trí nút khung và năng lượng phá hoại tại vùng bê tông xung quanh nút khung là nhỏ hơn do không có sự tham gia chịu lực của thép. Kết quả mô phỏng là tương đồng với kết quả thí nghiệm trình bày trong nghiên cứu của Qian và Li [5] khi so sánh về dạng đường cong và chuyển vị lớn nhất.



Hình 6. Chuyển vị thẳng đứng theo thời gian của các mẫu DF1 và DF2, (a) theo mô phỏng số, (b) theo kết quả đo của Qian và Li [5]

Mô hình số trong mô phỏng động học phi tuyến của nút khung ngang đã được kiểm chứng tính chính xác qua việc so sánh với kết quả đo trong thí nghiệm. Tiếp theo, mô hình số sẽ được sử dụng để xác định hệ số tăng tải trọng có xét tới hiệu ứng động (DLIF) cho phương pháp NLSA theo quy trình được nhắc tới trong tiêu chuẩn thiết kế UFC 4-023-03 [9]:

 Sử dụng mô hình cơ sở (cột chịu lực bị loại bỏ) để tính toán động học phi tuyến của nút khung, tìm ra giá trị chuyển vị xoay lớn nhất \$\phi_d\$;

- Sử dụng cùng mô hình của bước trên, thực hiện phân tích tĩnh phi tuyến với tải trọng tác dụng được nhân với hệ số DLIF giả định lớn hơn 1. Giá trị của DLIF được điều chỉnh và mô hình được chạy lại cho đến khi chuyển vị xoay lớn nhất bằng ϕ_d tính được trong bước 1. Giá trị DLIF cuối cùng của vòng lặp trên sẽ là hệ số DLIF cần tìm.

Tải trọng thiết kế khi áp dụng cho DF1 và DF2 chịu tải trọng động do việc mất cột đột ngột gây ra là 16.9 kN (đã giải thích ở phần thí nghiệm). Giá trị 16.9 kN lần lượt được nhân với các hệ số lớn hơn 1 và áp dụng lần lượt cho hai mô hình DF1 và DF2. Các hệ số này được lập trình tăng dần trong quá trình tính toán tới thời điểm chuyển vị góc xoay của hai mô hình bằng chuyển vị góc xoay tính theo phương pháp động học phi tuyến. Từ kết quả mô phỏng đạt được theo quy trình đề xuất, hệ số DLIF của hai mẫu DF1 và DF2 được xác định lần lượt là 1.35 và 1.65, giá trị này sát với kết quả thí nghiệm do Qian và Li [5] thực hiện.

Như vậy, bằng mô hình số, chúng ta có thể xác định được các hệ số DLIF phù hợp với khả năng làm việc thực của kết cấu. DLIF trong nghiên cứu này đều nhỏ hơn 2, tiếp tục khẳng định việc sử dụng hệ số DLIF bằng 2 trong các tiêu chuẩn thiết kế hiện tại là thiên về an toàn và thiếu tính kinh tế. Quy trình xác định DLIF theo phương pháp số trước khi áp dụng cho các tính toán thiết kế tiêu chuẩn nên được xem xét áp dụng để các thiết kế đáp ứng đúng yêu cầu chịu tải của công trình.

5. Kết luận

Bài báo phân tích nguyên lý thí nghiệm động cho nút khung ngang liên kết dầm-dầm trong trường hợp cột chịu lực bị loại bỏ, làm cơ sở cho việc xây dựng mô hình số theo phương pháp mô phỏng phần tử hữu hạn sử dụng phần tử dấm đa thớ có xét tới tính phi tuyến của vật liệu. Các tham số đầu vào cho mô hình bê tông, thép và kích thước phần tử được hiệu chỉnh dựa trên thuật toán tối ưu fminsearch của Matlab, kết hợp mô phỏng phi tuyến bằng mã nguồn mở Cast3M. Với bộ số liệu hiệu chỉnh, kết quả mô phỏng đạt được theo hai phương án gia tải tĩnh đấy dần dạng pushover và động theo thời gian là sát với kết quả thí nghiệm khi so sánh chuyển vị lớn nhất và vùng phá hủy giữa mô hình và kết quả thí nghiệm. Hệ số quy đối tải trọng tương đương DLIF được xác định theo mô hình số là kết quả đáng được xem xét để thay đổi giá trị mặc định DLIF = 2 theo các tiêu chuẩn tính toán hiện đại. Thời gian tính toán và phân tích mô hình chịu tải trọng động được rút ngắn đáng kể khi thay thế mô hình nút không gian dạng khối sang mô hình nút không gian sử dụng phần tử dầm đa thớ.

Khi cột chịu lực tại góc bị phá hủy, nếu nút khung ngang (dầm-dầm) đóng vai trò truyền lực (hiệu ứng dây xích) và phân bố lại tải trọng lên các cột xung quanh, nút khung dọc (dầm-cột) tại vùng lân cân sẽ chịu lực chính. xuất hiện mô men âm lớn nhất tại nút khung này. Với những kết cấu có sàn dầm đổ liền khối, sàn đóng vai trò quan trọng trong quá trình phân bố lại tải trọng và tăng độ cứng vùng lân cận cột bị phá hủy. Nghiên cứu hiện đang dừng lại ở việc phân tích ứng xử phi tuyến của nút khung ngang. Phương pháp mô hình này sẽ tiếp tục được nhóm tác giả sử dụng trong các đề tài tiếp tới khi xét tới ứng xử của nút khung dọc (dầm-cột) và nút khung có sự tham gia chịu lực của sàn trước khi áp dụng toàn bộ các kỹ thuật mô hình trên vào kết cấu tốna thế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

 K. Marchand, D. J. Stevens, B. Crowder, and T. Campbell (2005), "UFC 4-023-03: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse", *Jan.*

- Marjanishvili S. M. (2004), "Progressive Analysis Procedure for Progressive Collapse", Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 18, no. 2, pp. 79–85, May, doi: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2004)18:2(79).
- F. Fu (2009), "Progressive collapse analysis of highrise building with 3-D finite element modeling method", *Journal of Constructional Steel Research*, *vol.* 65, no. 6, pp. 1269–1278, Jun., doi: 10.1016/j.jcsr.2009.02.001.
- H.-S. Kim, J.-G. Ahn, and H.-S. Ahn (2013), "Numerical simulation of progressive Collapse for a reinforced concrete building", *World academy of science Engineering and technology 76, Beijing 2013.*
- 5 Q. Kai and B. Li (2012), "Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column—Experimental results", *Engineering Structures, vol. 42, pp. 154–167, Sep., doi: 10.1016/j.engstruct.2012.04.016.*
- 6. CP 65 (1999), "Structural use of concrete, Part 1 Code of practice for design and construction", Singapore Standard,. Accessed: Oct. 15, 2018. [Online]. Available: https://fr.scribd.com/doc/109972677/SS-CP-65-Part-1-1999-Amendment-No-1
- 7. ACI (2008), "318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary,".
- 8. Stevens David *et al.*(2011), "DoD Research and Criteria for the Design of Buildings to Resist Progressive Collapse", *Journal of Structural Engineering, vol. 137, no. 9, pp. 870–880, Sep., doi:* 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000432.
- Bao Yihai, Kunnath Sashi K., El-Tawil Sherif, and Lew H. S. (2008), "Macromodel-Based Simulation of Progressive Collapse: RC Frame Structures", *Journal* of Structural Engineering, vol. 134, no. 7, pp. 1079– 1091, Jul., doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:7(1079).
- B. A. Izzuddin, A. G. Vlassis, A. Y. Elghazouli, and D. A. Nethercot (2008), "Progressive collapse of multistorey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework", Engineering Structures, vol. 30, no. 5, pp. 1308–1318, May, doi: 10.1016/j.engstruct.2007.07.011.
- 11. E. Le Fichoux (2011), "Présentation Et Utilisation De Cast3m". Support of CEA (http://www-cast3m.cea.fr), [Online]. Available: http://www-cast3m.cea.fr/.
- 12. M. Menegotto and P. Pinto (1973), "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending". *Proc., IABSE Symp. of Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association of Bridge and Structural Engineering, Libson, Portugal, Vol. 13: 15-22.*
- 13. K. Qian and B. Li (2013), "Performance of Three-Dimensional Reinforced Concrete Beam-Column Substructures under Loss of a Corner Column Scenario", *Journal of Structural Engineering*, vol. 139, no. 4, pp. 584–594, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000630.

Ngày nhận bài: 23/022022.

Ngày nhận bài sửa: 16/3/2022.

Ngày chấp nhận đăng: 21/3/2022