

# ỨNG XỬ CỦA CƠ CHẾ ĐƯỜNG TẢI TRỌNG THAY THỂ TRONG KẾT CẤU CHỊU TÁC ĐỘNG MẤT CỘT CÓ THIẾT KẾ KHÔNG ĐỐI XỨNG

## ALTERNATE LOAD PATH BEHAVIOUR IN STRUCTURES WITH NON-SYMMETRICAL DESIGN UNDER COLUMN MISSING SCENARIO

Phạm Anh Tuấn<sup>1</sup>, Namyong Salim Lim<sup>2</sup>, Tan Kang Hai<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Viện Khoa học công nghệ xây dựng

<sup>2,3</sup> Nanyang Technological University, Singapore

Email: <sup>1</sup> anhtuanpham.vn@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.59382/pro.intl.con-ibst.2023.ses1-29>

**TÓM TẮT:** Trong thiết kế và đánh giá các kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) chống lại sụp đổ lũy tiến thông qua các kịch bản mất cột, còn được gọi là “phương pháp đường tải trọng thay thế (Alternate load path - ALP)”, sự phát triển của các cơ chế chịu lực giới hạn trên, như hiệu ứng vòm nén (compressive arch action - CAA) và hiệu ứng dây căng (catenary action - CA) đã được nghiên cứu một cách rộng rãi trên thế giới. Phần lớn các thí nghiệm được thực hiện trong các nghiên cứu trước đây là trên các dầm nhịp kép thiết kế đối xứng (chiều dài nhịp và bố trí cốt thép là giống nhau cho cả hai nhịp dầm). Tuy nhiên, trong thực tế thiết kế của các công trình nhà BTCT, việc các dầm ở các nhịp liền kề được thiết kế với chiều dài và bố trí cốt thép không giống nhau là khá phổ biến do yêu cầu kiến trúc. Do đó, bài báo này trình bày một nghiên cứu thực nghiệm để khảo sát sự phát triển của các cơ chế đường tải trọng thay thế (CAA và CA) trong các khung BTCT nhịp đôi với (1) chiều dài nhịp và/hoặc (2) hàm lượng cốt thép dọc không đối xứng. Các thí nghiệm được tiến hành bao gồm 3 mẫu được thiết kế đối xứng dùng làm cơ sở so sánh và giúp định lượng sự phát triển của các hiệu ứng ALP cho 3 mẫu thí nghiệm thiết kế không đối xứng còn lại. Ứng xử và sự phát triển của các hiệu ứng ALP trong cả 6 mẫu được phân tích ở cấp độ kết cấu bao gồm quan sát trực quan, đo ngoại lực, chuyển vị và biến dạng cốt thép.

**TỪ KHÓA:** Sụp đổ lũy tiến, đường tải trọng thay thế, dầm gắp đôi nhịp không đối xứng.

**ABSTRACTS:** In the design and assessment of reinforced concrete (RC) structure against progressive collapse via single column removal scenario, also known as “alternate load path method”, development of secondary mechanisms, i.e. compressive arch action (CAA) and catenary action (CA) in double-span beams has been investigated and identified in many previous researches. The majority of the experimental tests are conducted on symmetrical double-span beams (identical span length and reinforcement detailing at both beam span). However, variations in details of beams adjacent to one another are not uncommon in RC building designs and constructions. Hence, a research study (as presented in this paper) with total of 5 RC frame tests are conducted to investigate the development of secondary mechanisms (CAA and CA) in a double-span beam with unsymmetrical 1) span length and 2) beam detailing. For each unsymmetrical case (span length and beam detailing), there will be 1 unsymmetrical double-span beam, and 2 symmetrical double-span beams (each representing one side of the unsymmetrical double-span beam) to serve as reference for quantifying the development of secondary mechanism in unsymmetrical double-span beams. The behaviour and development of secondary mechanisms are thoroughly analysed based on test observation, measured forces and displacements, etc.

**KEYWORDS:** Progressive collapse, Alternate load path, Unsymmetrical double-span beams.

### 1. GIỚI THIỆU

Trong các phương pháp nghiên cứu nhằm giảm thiểu rủi ro của sụp đổ lũy tiến, phương pháp đường tải trọng thay thế (ALP) thường được lựa chọn do nó có thể giúp kỹ sư thiết kế định lượng rõ ràng khả năng chống sụp đổ lũy tiến của một kết cấu. Phương

pháp này đã được đề cập đến trong một số tiêu chuẩn quốc tế (DOD 2013, GSA 2016, EN 1991). Trong phương pháp ALP, để đại diện cho kịch bản của sụp đổ lũy tiến, một cột chịu lực sẽ bất ngờ bị loại bỏ khỏi hệ chịu lực chính của công trình. Sau đó, khả năng chịu lực và cơ chế phá hoại của hệ kết

cấu sau khi mất cột sẽ được phân tích và kiểm tra dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng tác động lên nó để đánh giá sự an toàn của hệ kết cấu này. Các nghiên cứu thực nghiệm về khung BTCT chịu mất cột trước đây (Yu và Tan 2013, Yu và Tan 2014, Su et al. 2009, Farhangvesali et al. 2013, Qian et al. 2014, Lu et al. 2016, Lim et al. 2017) cho thấy trong một kết cấu dầm gấp đôi nhịp với kích bản mất cột giữa (Hình 1), một số cơ chế chịu lực thứ cấp như ứng xử vòm nén (CAA) và ứng xử dây căng (CA) sẽ hình thành và phát triển để chống lại tải thẳng đứng. Các cơ chế mang tải thứ cấp này nếu được phát triển đầy đủ có thể có khả năng chịu lực lớn hơn cả khả năng chịu lực do ứng xử chịu uốn.

Các nghiên cứu trước đây về dầm gấp đôi nhịp và khung BTCT chịu mất cột chỉ được thực hiện trên các kết cấu có nhịp đối xứng. Tuy nhiên, các trường hợp mất cột đối với dầm gấp đôi nhịp không đối xứng, ví dụ với chiều dài nhịp khác nhau và chi tiết cốt thép giữa hai nhịp khác nhau, là khá phổ biến trong kết cấu BTCT thông thường do các yêu cầu của kiến trúc và công năng sử dụng. Vì lý do đó, để nghiên cứu sự phát triển của các ứng xử CAA và CA trong dầm gấp đôi nhịp không đối xứng, một nghiên cứu thực nghiệm trên 5 mẫu thí nghiệm đã được thực hiện. Với mỗi tham số không đối xứng sẽ có 3 mẫu được thí nghiệm để phân tích và so sánh

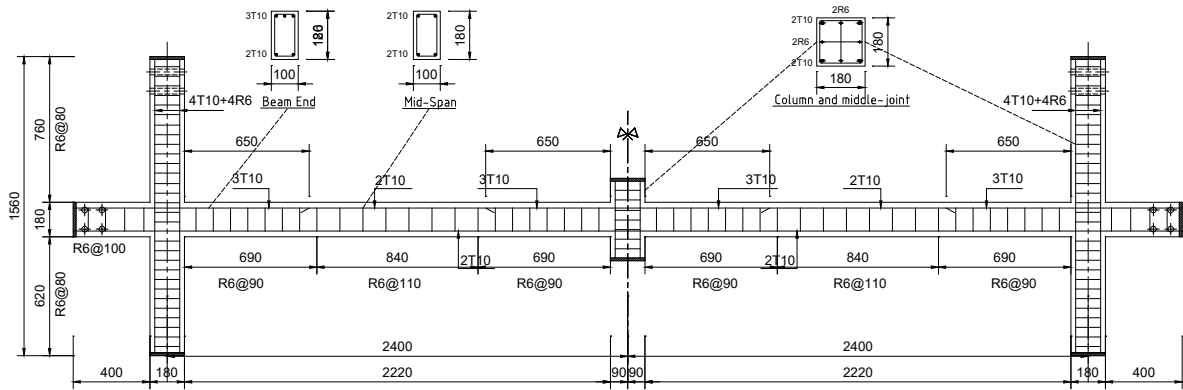
với nhau, cụ thể là một dầm gấp đôi nhịp không đối xứng và hai dầm gấp đôi nhịp đối xứng khác đại diện cho mỗi bên của dầm không đối xứng. Chi tiết về mẫu thí nghiệm được trình bày trong phần 2. Các thí nghiệm được thực hiện tại phòng Thí nghiệm của trường Đại học Nanyang, Singapore.

Dựa trên quan hệ tải trọng-độ võng, xu hướng nứt và dạng phá hoại, sự đóng góp của hai dầm nhịp đơn đối với cơ chế chịu tải các mẫu thí nghiệm sẽ được nghiên cứu và đánh giá.

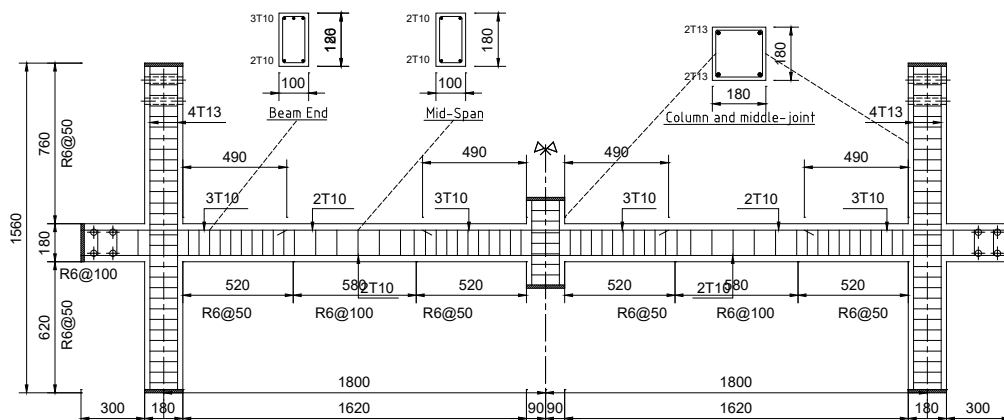
## 2. CHƯƠNG TRÌNH THÍ NGHIỆM

### 2.1. Thiết kế mẫu thí nghiệm

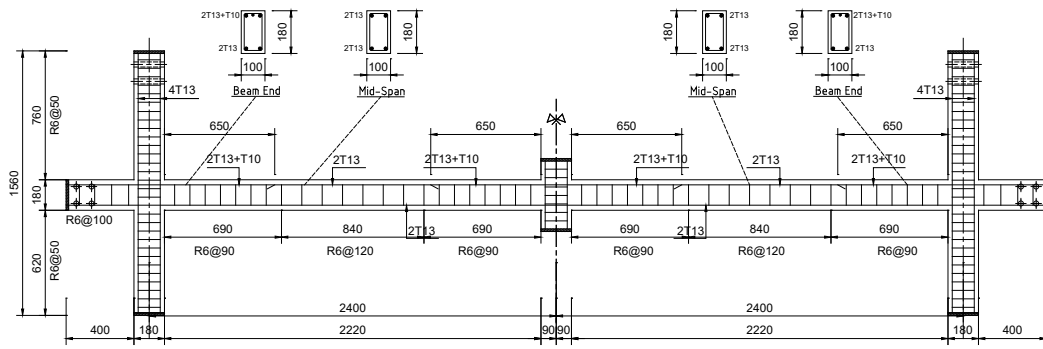
Mẫu thí nghiệm sử dụng trong nghiên cứu này là hệ khung dầm-cột phẳng gấp đôi nhịp bằng BTCT, được áp dụng theo mẫu thiết kế của thí nghiệm với mẫu FR (Hình 1) được trình bày trong nghiên cứu của Lim et al. (2017). Mẫu FR được sử dụng làm mẫu đối chứng cho 04 mẫu thí nghiệm được trình bày trong bài báo này. Mẫu FR là mẫu thu nhỏ theo tỷ lệ 2/5 so với nguyên mẫu được thiết kế theo EC2 (EN 1992). Mẫu FR bao gồm một dầm gấp đôi nhịp đối xứng kích thước tiết diện  $180 \times 100$  mm và chiều dài nhịp đơn là 2,4 m được nối với các cột biên tiết diện vuông  $180$  mm và chiều cao  $1530$  mm. Cốt thép lớp trên và dưới của dầm tương ứng là 3 T10 và 2



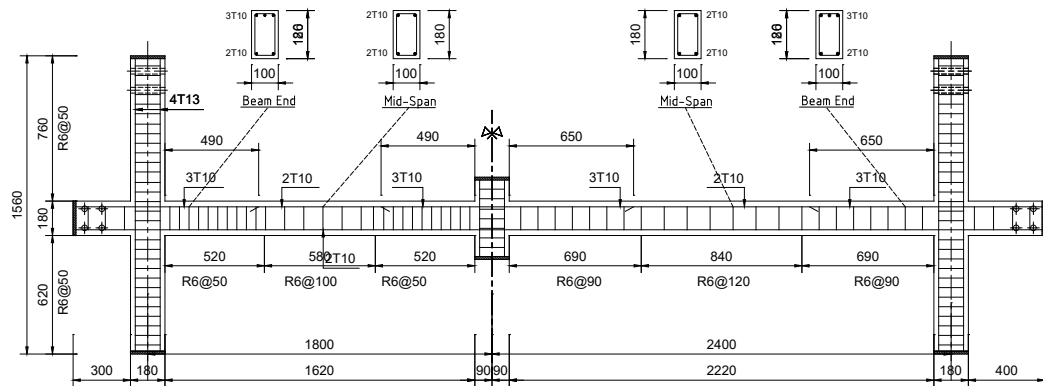
Hình 1. Chi tiết mẫu của S-2,4m-2,6%



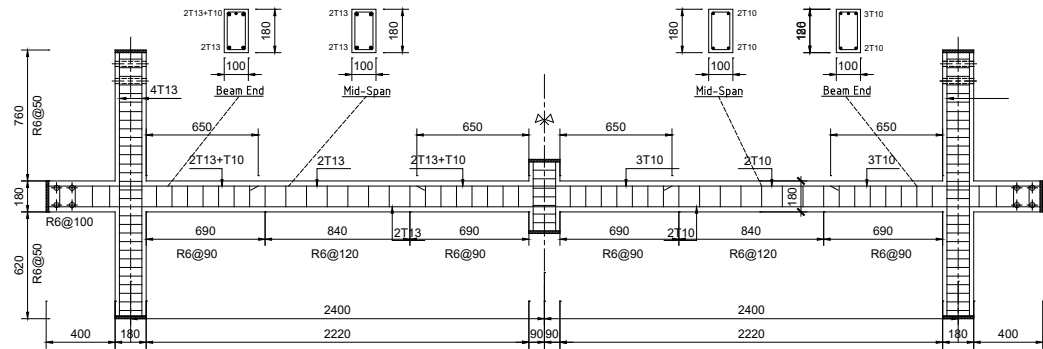
Hình 2. Chi tiết mẫu của S-1,8m-2,6%



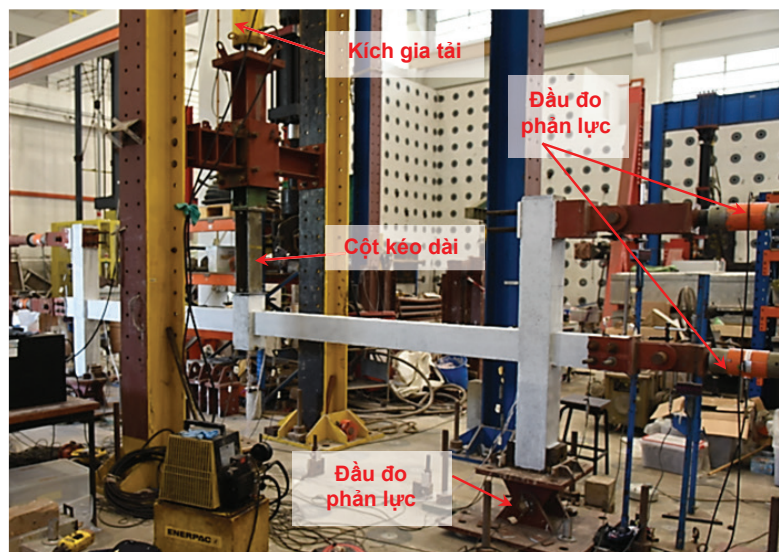
Hình 3. Chi tiết mẫu của S-2,4m-4,0%



Hình 4. Chi tiết mẫu của U-1,8/2,4m-2,6%



Hình 5. Chi tiết mẫu của U-2,4m-2,6/4,0%



Hình 6. Thiết lập thí nghiệm điển hình

T10. Bốn mẫu thí nghiệm trong bài báo này có chiều dài nhịp và tỷ lệ cốt thép của dầm được thay đổi so với FR. Lưu ý rằng trong nghiên cứu này, FR được đổi tên thành S-2,4m-2,6% để biểu thị (S) nhịp đôi đối xứng với (2,4 m) chiều dài nhịp đơn và tỷ lệ cốt thép (2,6%).

Dựa trên mẫu FR (hoặc S-2,4m-2,6%), 4 mẫu thí nghiệm được thực hiện trong nghiên cứu này bao gồm:

a. S-1,8m-2,6%: Nhịp kép đối xứng với chiều dài nhịp đơn 1,8 m và tỷ lệ cốt thép 2,6% (lần lượt là 3T10 và 2T10 cho thanh cốt thép trên và dưới), như trong Hình 2.

b. S-2,4m-4,0%: Nhịp kép đối xứng với chiều dài nhịp đơn 2,4 m và tỷ lệ cốt thép 4,0% (lần lượt là 2T13 + T10 và 2T13 cho cốt thép trên và dưới), như trong Hình 3.

c. U-1,8/2,4m-2,6%: Nhịp kép không đối xứng với 1,8 m và 2,4 m ở mỗi nhịp đơn của dầm và tỷ lệ cốt thép ở cả hai nhịp lần lượt là 2,6% (3T10 và 2T10 cho cốt thép trên và dưới), như thể hiện trong Hình 4.

d. U-2,4m-2,6/4,0%: Nhịp kép không đối xứng với chiều dài 2,4 m ở cả hai nhịp, nhưng với một nhịp với tỷ lệ cốt thép lần lượt là 2,6% (3T10 và 2T10 cho cốt thép trên và dưới), và 4,0% khác (2T13 + T10 và 2T13 tương ứng cho cốt thép trên và dưới), như trong Hình 5.

S-2,4m-2,6%, S-1,8m-2,6% và U-1,8/2,4m-2,6% được dùng để nghiên cứu sự phát triển các cơ chế chịu lực thứ cấp trong dầm gấp đôi nhịp không đối xứng với độ dài nhịp khác nhau, trong khi S-2,4m-2,6%, S-2,4m-4,0% và U-2,4m-2,6/4,0% là để nghiên cứu ảnh hưởng của việc bố trí cốt thép không đối xứng đến sự phát triển của các cơ chế chịu lực thứ cấp. Các cột của mẫu S-2,4m-2,6% được bố trí thép dọc với 4T10 và 4R6 (427,04 mm<sup>2</sup>), trong khi các cột của 4 mẫu thí nghiệm còn lại được bố trí thép dọc với 4T13 (530,6 mm<sup>2</sup>). Trong thí nghiệm của Lim et al. (2017) cho mẫu S-2,4m-2,6% (FR), với các cột bị ngăn cản chuyển vị tuyệt đối theo phương ngang, ứng xử của mẫu bị chi phối bởi ứng xử của dầm. Do đó, việc tăng tỷ lệ cốt thép cột sẽ không ảnh hưởng đáng kể đối với ứng xử của hệ kết cấu.

## 2.2. Khung thí nghiệm và hệ gia tải

Các mẫu thí nghiệm được cấu tạo bởi một dầm gấp đôi nhịp với một cột ngắn ở giữa đại diện cho nút liên kết phía trên cột bị mất, và hai cột chịu lực ở hai đầu của dầm gấp đôi nhịp. Hai cột này được đặt trên các gối tựa đơn giản, ngoài ra còn bị ngăn cản chuyển vị ngang tại đỉnh cột và ở cao độ của dầm gấp đôi nhịp để biểu thị các ngăn cản chuyển vị từ các cấu kiện liên kế trong công trình thực tế

(Hình 6). Các mẫu thí nghiệm được gia tải ở nút giữa bằng một cột thép kéo dài và được nối với kích gia tải. Thí nghiệm được tạm dừng ở mỗi cấp chuyển vị 18 mm (1/10 chiều cao dầm) để vẽ nứt, chụp ảnh mẫu thí nghiệm và quan sát, ghi nhận các hư hỏng. Các phản lực ở các gối tựa đơn giản, lực dọc trục trong các ngăn cản chuyển vị ngang được đo bằng các loadcell (Hình 6).

## 2.3. Đặc tính cơ học của vật liệu

Bê tông sử dụng trong thí nghiệm có cường độ nén trung bình (mẫu trụ) là 32 MPa, cốt thép van (T10 và T13) có giới hạn chảy 507 MPa, giới hạn bền 609 MPa. Cốt thép đai tròn trơn (R6) có giới hạn chảy 400 MPa, giới hạn bền 583 MPa.

## 3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

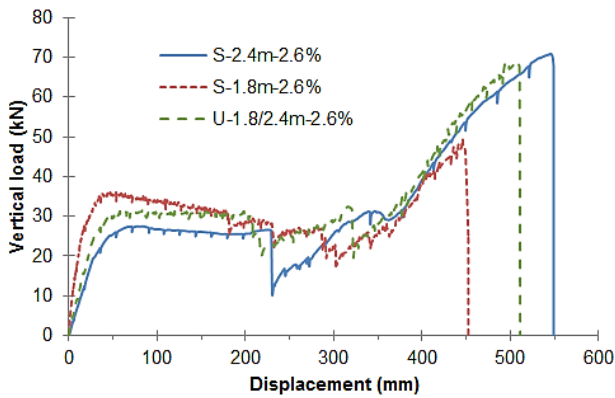
### 3.1. Mẫu có nhịp không đối xứng

#### 3.1.1. Quan hệ lực – chuyển vị

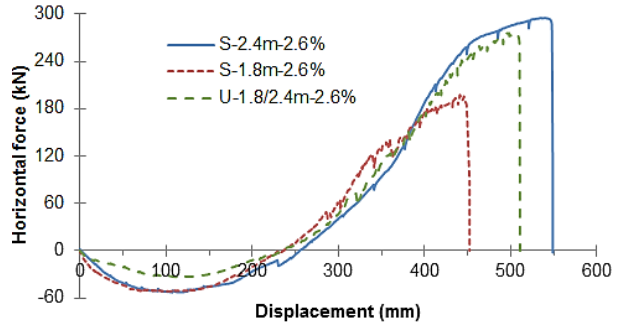
Ứng xử tổng thể của mẫu kết cấu khung BTCT được đặc trưng bởi đường quan hệ giữa tải trọng tác dụng tại nút giữa so với lịch sử chuyển vị thẳng đứng của nút đó (gọi là quan hệ lực - chuyển vị). Quan hệ lực - chuyển vị của S-2,4m-2,6%, S-1,8m-2,6% và U-1,8/2,4m-2,6% được thể hiện trong Hình 7. Sự chuyển đổi từ ứng xử uốn kết hợp với nén (CAA) sang ứng xử dây căng (CA) có thể được biểu thị thông qua phản lực theo phương ngang của mẫu thí nghiệm, trong đó ứng xử của mẫu thí nghiệm chuyển từ giai đoạn uốn-CAA khi phản lực ngang là nén (giá trị âm) sang ứng xử CA khi phản lực ngang chuyển sang kéo (Hình 8). Phản lực theo phương ngang thu được từ thí nghiệm được tính bằng tổng các phản lực ngang đo được trong hai gối tựa ngang của cột (bằng loadcell) và phản lực ngang ở các liên kết khớp dưới chân cột.

Trong giai đoạn ứng xử uốn-CAA, độ cứng ban đầu biểu đồ lực-chuyển vị (Hình 7) là lớn nhất ở mẫu S-1,8m-2,6%. Mẫu thí nghiệm này cũng có giá trị đỉnh tải trọng uốn-CAA là cao nhất trong 03 mẫu được so sánh, vì với cùng tỷ lệ cốt thép, nhịp ngắn hơn sẽ có khả năng chịu tải đứng cao hơn. Dưới cùng một chuyển vị nút giữa, các dầm có nhịp ngắn hơn sẽ có góc xoay lớn hơn và có hiện tượng bê tông bị dập vỡ nghiêm trọng hơn, dẫn tới sự hình thành khớp dẻo nhanh hơn và sự xuất hiện của ứng xử CA sớm hơn. Các hiện tượng quan sát được trong thí nghiệm (sự chuyển đổi sớm hơn sang ứng xử dây căng CA và khả năng chịu uốn cao hơn ở mẫu có nhịp ngắn hơn) cũng được phản ánh rõ ràng ở mẫu U-1,8/2,4m-2,6%, với ứng xử của mẫu này nằm trong khoảng giữa của S-1,8m-2,6% và S-2,4m-2,6%.

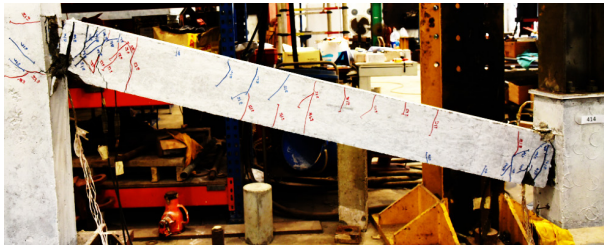
Với cùng một chuyển vị nút giữa, mẫu có nhịp ngắn hơn sẽ có lực căng cao hơn (thép chảy dẻo)



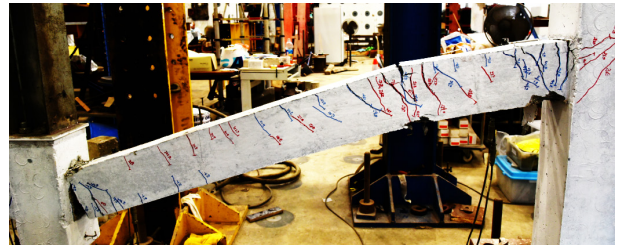
Hình 7. Quan hệ tải trọng - chuyển vị của S-2,4m-2,6%, S-1,8m-2,6% và U-1,8/2,4m-2,6%



Hình 8. Quan hệ phản lực ngang - chuyển vị của S-2,4m-2,6%, S-1,8m-2,6% và U-1,8/2,4m-2,6%

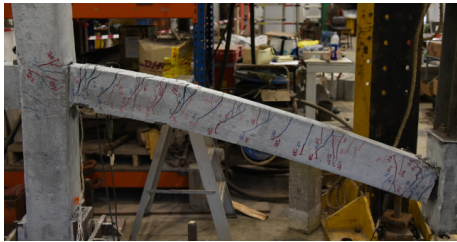


(a) Nhịp bên trái ( $L = 1,8 \text{ m}, = 2,6\%$ )



(b) Nhịp bên phải ( $L = 1,8 \text{ m}, = 2,6\%$ )

Hình 9. Dạng nứt/dạng phá hoại của S-1,8m-2,6%



(a) Nhịp bên trái ( $L = 1,8 \text{ m}, = 2,6\%$ )



(b) Nhịp bên phải ( $L = 2,4 \text{ m}, = 2,6\%$ )

Hình 10. Dạng nứt/dạng phá hoại của S-1,8/2,4m-2,6%

trong dầm do đạt được khả năng chịu uốn và chuyển sang CA sớm, và do có góc xoay ở nút là lớn hơn. Tuy nhiên, điều này không được nhận thấy rõ ràng trong cả 3 mẫu vì độ dốc (độ cứng) của đường khả năng chịu lực trong giai đoạn ứng xử CA trong các mẫu này là khá giống nhau (Hình 7). Lý do là mặc dù lực căng và góc trong dầm có nhịp ngắn hơn là lớn hơn (Hình 8), nhưng phá hoại trong bê tông cũng nhiều hơn, làm giảm khả năng uốn. Do đó, sự gia tăng khả năng chịu lực do ứng xử CA được cân bằng với sự giảm khả năng chịu uốn, dẫn đến không có sự khác biệt rõ ràng trong độ dốc của đường sức chịu tải giữa 3 mẫu (Hình 7).

Góc xoay lớn và sự phát triển sớm của lực kéo trong mẫu có nhịp ngắn hơn dẫn đến sự phá hoại nghiêm trọng trong bê tông và cốt thép, đứt cốt thép sớm và chấm dứt sớm khả năng chịu tải của mẫu. Tương tự như giai đoạn ứng xử uốn-CAA, ứng xử

chịu lực của U-1,8/2,4m-2,6% trong Hình 7 được xác định là do sự đóng góp đồng đều bởi cả hai dầm nhịp đơn có chiều dài khác nhau của mẫu, được biểu thị bằng độ dốc của CA (Hình 8) và chuyển vị lớn nhất của mẫu này nằm giữa S-1,8m-2,6% và S-2,4m-2,6% (Hình 7).

### 3.1.2. Dạng nứt và dạng phá hoại

Xu hướng nứt của S-2,4m-2,6% đã được trình bày trong nghiên cứu của Lim et al. [10] (mẫu FR). Để phân biệt sự phát triển của vết nứt ở các giai đoạn khác nhau, hai màu khác nhau (xanh và đỏ) được dùng để vẽ các vết nứt ở giai đoạn ứng xử uốn-CAA (xanh) và ứng xử CA (đỏ). Sự phát triển của các cơ chế uốn-CAA và cơ chế CA có thể được quan sát rõ ràng thông qua sự phát triển của vết nứt cho cả hai nhịp của S-1,8m-2,6% và U-1,8/2,4m-2,6%.

Trong S-1,8m-2,6%, sự sụt giảm khả năng chịu tải đứng ở mức chuyển vị 180 mm và 240 mm là

do hiện tượng đứt lần lượt cốt thép ở phía bên phải của nút giữa làm dẫn tới sự phát triển của CA. Cuối cùng, mẫu mất khả năng chịu lực do đứt cốt thép lớp trên của nút dầm-cột bên trái. Có thể thấy rằng không có nhiều sự hình thành vết nứt dọc theo dầm, đặc biệt là ở nhịp dầm bên trái. Ngoài ra, không có sự hình thành khớp dẻo thứ cấp ở điểm cắt cốt thép dọc (690 mm tính từ đầu dầm) để giúp tăng khả năng chuyển vị của mẫu, do đó chuyển vị lớn nhất của mẫu này là tương đối thấp.

Ở giai đoạn ứng xử uốn-CAA của U-1,8/2,4m - 2,6%, vết nứt uốn được phát triển gần như dọc theo toàn bộ nhịp bên trái (nhịp ngắn) và rõ rệt hơn so với nhịp bên phải (nhịp dài). Điều này là do tại một chuyển vị nhất định, nhịp ngắn hơn sẽ có góc xoay lớn hơn giúp cho dầm có thể đạt được khả năng chịu uốn lớn nhất ở chuyển vị nhỏ hơn trong nhịp ngắn. Tuy nhiên, ở giai đoạn CA, vết nứt chịu kéo đã phát triển khá đồng đều dọc theo cả hai nhịp góp phần giúp cho mẫu có chuyển vị lớn nhất lớn hơn S-1,8m-2,6%. Dạng phá hoại của mẫu được quyết định bởi nhịp trái (nhịp ngắn) do bị phá hoại nghiêm trọng hơn (vì góc xoay lớn hơn). Sự sụt giảm khả năng chịu lực lần đầu tiên (tại chuyển vị 210 mm) là do đứt cốt thép lớp dưới ở phía bên trái của nút giữa, dẫn tới sự bắt đầu phát triển của CA. Sự sụt giảm thứ hai ở chuyển vị 320 mm là do đứt cốt thép lớp dưới phía bên phải của nút giữa, và dạng phá hoại cuối cùng là do đứt cốt thép lớp trên phía bên trái của nút giữa.

Về dạng phá hoại/đứt của cốt thép, ứng xử của S-1,8m-2,6% và U-1,8/2,4m-2,6% tương tự như của S-2,4m-2,6%, tức là cốt thép đầu tiên bị đứt ở mặt cắt dầm giao với nút giữa giúp bắt đầu sự huy động CA và đứt cốt thép cuối cùng là ở cốt thép lớp trên của mặt cắt dầm giao với nút giữa hoặc nút biên. Nhịp ngắn hơn dẫn đến chuyển vị khi phá hoại nhỏ hơn do góc xoay lớn hơn; và trong mẫu

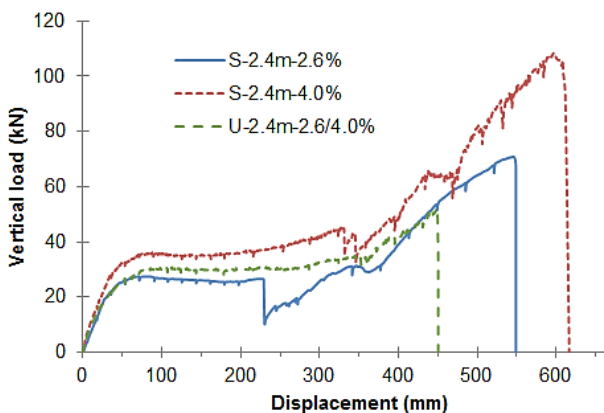
U-1,8/2,4m-2,6%, phá hoại cuối cùng vẫn bị chi phối bởi nhịp ngắn hơn, nhưng nhịp dài hơn giúp cải thiện chuyển vị trong quá trình phát triển vết nứt chịu kéo trong giai đoạn CA.

### 3.2. Mẫu có cốt thép không đối xứng

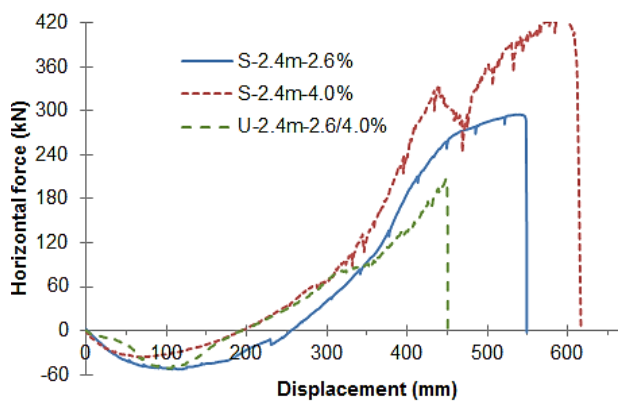
#### 3.2.1. Quan hệ lực – chuyển vị

Mối quan hệ giữa tải trọng đứng và phản lực theo phương ngang với chuyển vị đứng của S-2,4m-2,6%, S-2,4m-4,0% và U-2,4m-2,6/4,0% được vẽ trong Hình 11 và 12. Trong Hình 11, độ cứng ban đầu của hệ khi chịu tải và khả năng chịu lực tối đa của ứng xử uốn-CAA của S-2,4m-4,0% cao hơn S-2,4m-2,6% do có tỷ lệ cốt thép dầm lớn hơn. Sự gia tăng không đáng kể về độ cứng ban đầu nhưng sự gia tăng rõ rệt về khả năng chịu lực tối đa của ứng xử uốn-CAA đối với U-2,4m-2,6/4,0% so với S-2,4m-2,6% được thể hiện rõ ràng trong thí nghiệm. Trong Hình 12, U-2,4m-2,6/4,0% và S-2,4m-4,0% có phản lực ngang nhỏ hơn và chuyển đổi sớm hơn sang ứng xử CA so với S-2,4m-2,6%, điều này có thể do có hai mẫu trên có hiện tượng bê tông bị dập vỡ nghiêm trọng ở đầu dầm (tỷ lệ cốt thép lớp trên cao hơn khi chịu uốn).

Về mặt ứng xử CA, S-2,4m-4,0% rõ ràng có sự huy động ứng xử CA cao hơn vì nó có nhiều cốt thép hơn để phát huy lực kéo trong dầm (Hình 11 và 12). Theo giải thích trong Lim et al. (2018), với trạng thái cân bằng lực, lực căng cực đại phát triển trong dầm gấp đôi nhịp được không chế bởi dầm có hàm lượng cốt thép thấp hơn. Một hiện tượng thú vị về chuyển vị/dạng phá hoại cuối cùng đã được quan sát trong thí nghiệm. Về mặt lý thuyết, dầm có tỷ lệ cốt thép cao hơn có thể có độ dẻo thấp hơn và chuyển vị lớn nhất của U-2,4m-2,6/4,0% sẽ nằm giữa S-2,4m-2,6% và S-2,4m-4,0%. Tuy nhiên, trong thí nghiệm này, S-2,4m-4,0% với tỷ lệ cốt thép lớn nhất có thể phát triển ứng xử CA với chuyển vị lên tới 620 mm, trong khi



Hình 11. Quan hệ tải trọng - chuyển vị của S-2,4m-2,6%, S-2,4m-4,0% và U-2,4m-2,6/4,0%



Hình 12. Quan hệ phản lực ngang - chuyển vị của S-2,4m-2,6%, S-2,4m-4,0% và U-2,4m-2,6/4,0%

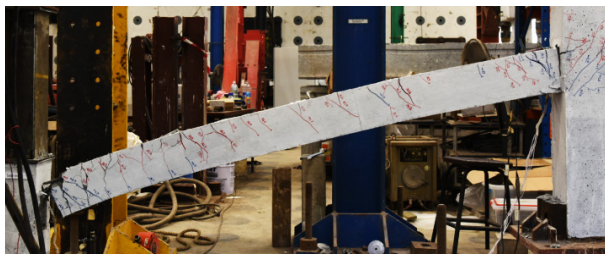
U-2,4m-2,6/4,0% bị phá hoại ở giai đoạn khá sớm với chuyển vị tối đa 450 mm. Một giải thích khả dĩ cho ứng xử rất dẻo của S-2,4m-4,0% có thể là do vết nứt phân bố đều dẫn đến sự giãn dài của cốt thép dọc được phân bố đều dọc theo dầm. Việc phá hoại sớm của U-2,4m-2,6/4,0% có thể do lực kéo không đều dẫn đến dạng phá hoại hình nón ở nút dầm-cột giữa, điều này sẽ được minh họa rõ hơn trong phần mô tả về dạng nứt/dạng phá hoại.

### 3.2.2. Dạng nứt và dạng phá hoại

Các dạng nứt/dạng phá hoại của S-2,4m-4,0% và U-2,4m-2,6/4,0% được minh họa trong Hình 13 và 14. Ở S-2,4m-4%, sự phát triển các vết nứt từ giai đoạn uốn-CAA sang CA khá đối xứng ở cả hai nhịp của mẫu. Có thể thấy vết nứt chịu kéo xuất hiện dọc theo dầm ở giai đoạn CA, điều này giải thích



(a) Nhịp bên trái ( $L = 2,4 \text{ m}, = 4,0\%$ )



(b) Nhịp bên phải ( $L = 2,4 \text{ m}, = 4,0\%$ )

**Hình 13. Dạng nứt/dạng phá hoại của S-2,4m-4,0%**



(a) Nhịp bên trái ( $L = 2,4 \text{ m}, = 4,0\%$ )



(b) Nhịp bên phải ( $L = 2,4 \text{ m}, = 2,6\%$ )

**Hình 14. Dạng nứt/dạng phá hoại của U-2,4m-2,6/4,0%**

khả năng chịu tải trọng đứng lớn (Hình 11) do hiệu ứng CA. Sự sụt giảm khả năng chịu lực đầu tiên xuất hiện ở chuyển vị 340 mm là do đứt cốt thép ở bên phải của nút giữa, và những sự sụt giảm nhỏ tiếp sau đó tại 400 mm cho đến phá hoại cuối cùng là do đứt cốt thép lớp dưới ở tiết diện bên trái của nút giữa cũng như vỡ bê tông ở cả hai tiết diện bên trái và phải của nút giữa. Phá hoại cuối cùng là do đứt cốt thép trên ở phía bên phải của nút giữa.

Trong Hình 14, sự phát triển của vết nứt uốn của U-2,4m-2,6/4,0% là khá giống nhau ở cả hai nhịp dầm đơn do giới hạn độ cong khi chày dẻo và độ cong cực hạn khá tương đồng, dẫn đến chuyển vị tương tự nhau khi đạt được khả năng chịu uốn cực đại. Tuy nhiên, trong giai đoạn CA, do cân bằng lực, nhịp trái có thể không huy động hết toàn bộ khả năng chịu lực của tất cả các cốt thép để cân bằng với nhịp phải, biểu thị bằng sự phát triển ít hơn của vết nứt chịu kéo ở nhịp trái so với nhịp phải. Vết nứt chịu kéo trong giai đoạn CA ở cả hai nhịp không được phát triển hoàn toàn trên cả chiều cao tiết diện của dầm và vẫn chưa lan truyền dọc theo dầm, điều này giải thích cho khả năng chịu lực tương đối nhỏ và chuyển vị tối đa (cuối cùng) bé. Khả năng chịu lực của mẫu có sự suy giảm đầu tiên (không đáng kể) ở chuyển vị 350 mm là do đứt cốt thép dưới ở tiết diện phải của nút giữa. Phá hoại cuối cùng là do bê tông bị phá hoại dạng hình nón ở cả hai bên của nút giữa do lực kéo của cốt thép dọc gây ra cho nút giữa. Điều này dẫn đến phá hoại sớm (không bị chi phối bởi đứt cốt thép), và chấm dứt sự phát triển CA ở giai đoạn khá sớm. Dấu hiệu của sự phá hoại bê tông dạng hình nón ở cả hai phía của nút giữa bắt đầu quan sát được ở chuyển vị 250 mm.

Dạng phá hoại và xu hướng phát triển nứt của S-2,4m-4,0% giống với S-2,4m-2,6%. Độ dẻo cao/chuyển vị tối đa lớn của S-2,4m-4,0% có thể là do lực kéo lớn. Sự phát triển của vết nứt chịu kéo trong giai đoạn CA của U-2,4m-2,6/4,0% rất khó để so sánh/nhận xét với hai mẫu thí nghiệm còn lại do sự phá hoại sớm ở nút giữa.

## 4. KẾT LUẬN

Ảnh hưởng của chiều dài nhịp và bố trí cốt thép trong dầm gấp đôi nhịp thiết kế đối xứng, cũng như sự phát triển của các ứng xử chịu tải trọng trong dầm gấp đôi nhịp không đối xứng đã được xác định thông qua các thí nghiệm được thực hiện trong nghiên cứu này dựa trên quan hệ lực - chuyển vị và sự phát triển nứt cũng như các dạng phá hoại.

Việc giảm chiều dài nhịp của dầm gấp đôi nhịp dẫn đến khả năng chịu uốn tốt hơn, sự chuyển dịch sang ứng xử CA sớm hơn, độ dốc (độ cứng) của đường khả năng chịu lực do CA cao hơn, nhưng

mẫu bị phá hoại nghiêm trọng hơn, dẫn đến đứt sớm cốt thép ở giai đoạn CA. Việc đứt sớm cốt thép này trong mẫu có nhịp ngắn hơn kết thúc quá trình CA với khả năng chịu lực tối đa thấp hơn so với mẫu có nhịp dài hơn. Trong dầm gấp đôi nhịp có độ dài nhịp không đối xứng, ứng xử của nó nằm ở khoảng giữa của ứng xử hai dầm nhịp đôi đối xứng (mỗi dầm đại diện cho một phía của nhịp đôi không đối xứng), cho thấy cả hai dầm nhịp đơn không đối xứng đều đóng góp đều nhau. Về mặt xu hướng nứt và dạng phá hoại của trường hợp nhịp không đối xứng, nhịp ngắn hơn thường sẽ chịu nhiều phá hoại hơn so với nhịp dài, đặc biệt là ở giai đoạn CA với sự hình thành vết nứt chịu kéo dọc theo dầm.

Việc tăng bố trí cốt thép của dầm gấp đôi nhịp dẫn đến khả năng chịu uốn cao hơn, sự chuyển đổi sớm hơn sang ứng xử CA, độ dốc phát triển CA lớn hơn, cũng như chuyển vị tối đa lớn hơn. Trong dầm gấp đôi nhịp có bố trí cốt thép không đối xứng, hai dầm đơn đóng góp đồng đều ở giai đoạn uốn-CAA, nhưng sự phát triển của CA bị chi phối bởi dầm đơn có tỷ lệ lực kéo/cốt thép thấp hơn để đáp ứng cân bằng lực. Tuy nhiên, các vết nứt chịu kéo của dầm gấp đôi nhịp bố trí cốt thép không đối xứng không được phát triển/hủy động đầy đủ do sự phá hoại sớm của nút giữa.

#### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Department of Defense (DOD 2013), *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*. Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 1 July.
- [2] EN 1991-2-7:2006, *Eurocode 1: Action on Structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions*.
- [3] EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- [4] Farhangvesali, N., Valipour, H.R., Samali, B. & Foster, S.J. (2013), *Development of arching action in longitudinally-restrained reinforced concrete beams*. Constr Build Material, 47, pp. 7–19.
- [5] General Services Administration (GSA 2016), *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*. GSA, Washington, DC.
- [6] Lu, X.Z., Lin, K.Q., Li, Y., Guan, H., Ren, P.Q. & Zhou, Y.L. (2016), *Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column removal scenario*. Eng Struct.
- [7] Namyo Salim Lim, K.H. Tan, C.K. Lee (2017), *Effects of Rotational Capacity and Horizontal Restraint on Development of Catenary Action in 2-D RC Frames*. Eng Struct, 153, pp. 613–627.
- [8] Lim, N.S., Tan, K.H. & Lee, C.K (2018), *A Simplified Model for Alternate Load Path Assessment in RC Structures*. Eng Struct, 171, pp. 686–711.
- [9] Qian, K., Li, B. & Ma, J.X. (2014), *Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings*. J Struct Eng, 141(2), 04014107.
- [10] Su, Y.P., Tian, Y. & Song, X.S. (2009), *Progressive collapse resistance of axially-restrained frame beams*. ACI Struct J, 106(5), pp. 600–7.
- [11] Yu, J. (2012), *Structural behaviour of Reinforced Concrete Frames Subjected to Progressive Collapse*, PhD Thesis. Nanyang Technological University, School of Civil and Environmental Engineering.
- [12] Yu, J. & Tan, K.H. (2013), *Structural behavior of RC beam-column subassemblages under a middle column removal scenario*. J Struct Eng, 139, pp. 233–50.
- [13] Yu, J. & Tan, K.H. (2014), *Special detailing techniques to improve structural resistance against progressive collapse*. J Struct Eng, 140(3).