

NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM NÚT KHUNG BIÊN SỬ DỤNG BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO

Trần Trung Hiếu^{1*}, Lê Anh Tuấn², Vũ Quốc Anh¹, Đặng Vũ Hiệp¹

¹Đại học Kiến trúc Hà Nội, ²Học viện KTQS

Tóm tắt

Bài báo trình bày kết quả thí nghiệm và hiệu quả của việc sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) cho việc nâng cao khả năng kháng chấn của nút khung biên dưới tác dụng của tải trọng lặp. Thí nghiệm được thực hiện trên ba mẫu S1, S2 và S3, trong đó S1 là mẫu bê tông cốt thép thông thường được thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode 8 [1] với cấp độ dẻo cao (DCH), hai mẫu còn lại có sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao UHPSFRC trong vùng nút khung. Các kết quả thực nghiệm ban đầu cho thấy việc sử dụng bê tông UHPSFRC cho vùng nút khung của mẫu S2, S3 nâng cao về khả năng chịu lực là 15,8% và 19,7%, chuyển vị tăng 25% và làm tăng đáng kể biến dạng cắt của nút khung trước khi phá hoại.

Từ khóa: Nút khung biên; DCH; UHPSFRC; EC8; kháng chấn.

1. Giới thiệu

Trong kết cấu bê tông cốt thép (BTCT), các nút khung biên thường hay bị phá hoại khi chịu tải trọng ngang, đặc biệt là tải trọng động đất. Trong suốt quá trình xảy ra động đất, khu vực nút khung thường chịu ứng suất cắt lớn hơn so với các khu vực kết cấu khác. Các ứng suất cắt tại nút và lực dọc trong cột dẫn đến sự phát triển của ứng suất kéo chính và ứng suất nén chính trong vùng nút và kết quả hình thành vết nứt chéo và sự ép vỡ của bê tông trong vùng nút. Do đó, nút khung bê tông cốt thép phải được thiết kế để chống lại thành phần ứng suất cắt nhằm duy trì tính toàn vẹn và ổn định của toàn bộ hệ kết cấu. Các tiêu chuẩn động đất mới được phát triển từ những năm 1970, vì vậy những công trình đã được thiết kế trước đó thiếu đi khả năng kháng chấn và không đáp ứng được yêu cầu tải trọng ngang và động đất.

Wight và cộng sự [2] khuyến nghị rằng các cấu tạo nút không kháng chấn cần được củng cố và gia cường bằng cách tăng cường hiệu ứng bó hoặc tăng cường khả năng kháng cắt. Trong những năm gần đây, một số phương pháp mới làm tăng cường khả năng kháng chấn của nút khung BTCT đã được nghiên cứu bằng cách sử dụng sợi, thanh, tấm FRP (vật liệu composite). Tuy nhiên, tấm dán FRP có hạn chế là rất dễ phá hoại giòn. Realfonzo và cộng sự [3] đã nghiên cứu thực nghiệm khả năng kháng chấn của nút BTCT không kháng chấn và gia cường bằng cách dán tấm FRP, nghiên cứu này đã đề nghị công thức xác định chiều dài neo nhằm tránh phá hoại sớm và phát huy hiệu

* Email: trunghieuktxd@gmail.com

quả chịu lực của tấm dán FRP. Tuy nhiên, phương pháp vẫn còn hạn chế là việc khoan tạo lỗ trong bê tông để neo các tấm FRP có thể làm hỏng các mẫu thí nghiệm và trở thành vùng tập trung ứng suất dẫn đến phá hoại sớm. Hadi và Tran [4] đã đề nghị làm tròn tiết diện từ tiết diện vuông bằng cách đổ thêm lớp bê tông bên ngoài trong vùng nút để tránh phá hoại sớm trên tấm dán FRP. Kết quả cho thấy lớp phủ bê tông tròn có thể cải thiện hiệu quả của tấm CFRP (cốt sợi carbon), làm tăng khả năng kháng cắt lên 10% và tiêu tán năng lượng lên 20%. Esmaeeli và cộng sự [5] cho thấy rằng sự kết hợp của tấm GFRP (cốt sợi thủy tinh) và lồng thép bao bọc bên ngoài nút có thể sử dụng như một giải pháp nhằm tăng cường khả năng kháng chấn và hạn chế được nhược điểm của việc khoan tạo lỗ của Realfonzo và cộng sự [3].

Beschi và cộng sự [6] đã nghiên cứu thực nghiệm khả năng kháng chấn của nút biên BTCT được gia cường bằng lớp HPFRC (bê tông cốt sợi tính năng cao) dày 30-40 mm. Kết quả thí nghiệm cho thấy giải pháp này tăng cường khả năng kháng chấn được cải thiện đáng kể khi cường độ cắt trong nút tăng lên 1,4 lần. Röhm và cộng sự [7] đã nghiên cứu thực nghiệm ứng xử nút khung biên gia cường bằng bê tông cốt sợi (FRC) được thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode 8 [1] với cấp dẻo trung bình (DCM). Tuy nhiên, nghiên cứu này vẫn sử dụng cốt đai trong vùng nút. Gần đây nhất, một nghiên cứu năm 2019 của Khan và cộng sự [8] đã sử dụng vật liệu bê tông UHPSFRC dày 30 mm bao bọc lấy nút khung BTCT bằng keo epoxy, kết quả cho thấy độ cứng ban đầu tăng lên khoảng 2,6 lần và chuyển vị tăng lên 42%.

Từ những nghiên cứu trên, có thể nhận ra rằng đã có nhiều nghiên cứu tập trung ảnh hưởng của việc gia cường UHPSFRC trong kết cấu nút bằng cách bọc bên ngoài hoặc chỉ sử dụng HPFRC trong nút khung với cấp dẻo trung bình (DCM). Vì vậy, nghiên cứu thực nghiệm này sử dụng bê tông UHPSFRC được đổ trực tiếp trong vùng nút khung nhằm đánh giá khả năng kháng chấn thông qua việc thí nghiệm trên 3 mẫu nút khung biên có tỉ lệ kích thước thật 1:1 được thiết kế với cấp độ dẻo cao (DCH).

2. Nghiên cứu thực nghiệm


2.1. Thành phần vật liệu

Thành phần và đặc tính cơ học của UHPSFRC được sử dụng trong thí nghiệm được thể hiện chi tiết trong bảng 1. Cốt sợi thép có đường kính 0,2 mm và chiều dài 13 mm với các tính chất thể hiện trong bảng 2. Cường độ chịu nén của UHPSFRC được xác định theo tiêu chuẩn ASTM C39 [9] trên mẫu trụ có kích thước đường kính mẫu là 100 mm và chiều cao mẫu 200 mm. Mô đun đàn hồi của UHPSFRC được xác định theo tiêu chuẩn ASTM C09 [10] trên mẫu trụ có kích thước đường kính 100 mm và chiều cao mẫu là 200 mm. Cường độ chịu kéo trực tiếp có tiết diện 50x100 mm và chiều dài 500 mm [11].

Bảng 1. Cấp phối bê tông sử dụng trong nghiên cứu

Hàm lượng cốt sợi	Lượng vật liệu tính cho một m ³ , kg					Tính chất cơ học		
	Nước	Xi măng	Silica fume	Cát quatz	SD (%)	f _c ' (MPa)	f _t (MPa)	E (GPa)
2%	162	886	222	1109	39,5	107	8,1	42

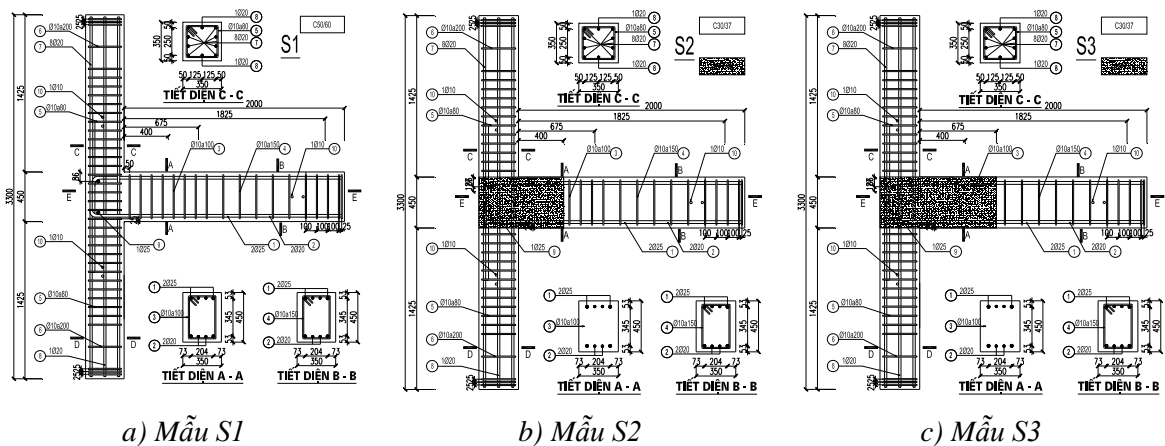
Bảng 2. Tính chất của cốt sợi thép sử dụng trong nghiên cứu

d _f (mm)	L _f (mm)	Tỉ số L _f /d _f	D (g/cm ³)	f _t (MPa)	E _f (GPa)	
0,2	13	65	7,9	2500	200	

Ghi chú: d_f là đường kính sợi thép, L_f là chiều dài sợi thép; f_t là cường độ chịu kéo; E_f là mô đun đàn hồi của sợi thép.

2.2. Chi tiết nút khung biên

Thí nghiệm được thực hiện trên ba mẫu với kích thước giống nhau: Cột có tiết diện 350×350 mm với chiều dài tổng thể là 3300 mm và dầm có tiết diện 350×450 mm với một đầu tự do có chiều dài 2000 mm. Trong đó, mẫu S1 là mẫu đối chứng được thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode 8 [1] với cấp độ dẻo cao (DCH), hai mẫu còn lại S2, S3 được bố trí cốt thép tương tự như mẫu S1 nhưng bỏ hoàn toàn cốt đai trong vùng được gia cường bằng bê tông UHPSFRC như hình 1.



Hình 1. Chi tiết cấu tạo của ba mẫu S1, S2 và S3

2.3. Đúc mẫu

Ván khuôn gỗ phủ phim được sử dụng để đúc mẫu và được đặt nằm xuống sàn phản lực như hình 3. Lồng thép được chế tạo và đặt bên trong các khuôn như hình 2.

Bê tông thông thường được trộn tại trạm trộn và di chuyển bằng xe bồn đến phòng thí nghiệm. Bê tông UHPSFRC được trộn trong máy trộn với tỉ lệ cấp phối được đặt sẵn trong các túi bao xi măng và được trộn đều trong khoảng 5 phút như hình 4. Giữa hai loại vật liệu này được ngăn cách bằng tấm gỗ nhằm tránh việc trộn lẫn giữa hai loại vật liệu, các hỗn hợp này được đổ cùng lúc, sau đó rút tấm gỗ lên nhằm đảm bảo tính liên khối của hai vật liệu và được đầm rung kỹ lưỡng như hình 4. Sau 24 giờ đúc mẫu, các mẫu thí nghiệm được tháo dỡ khỏi khuôn và bảo dưỡng bằng tải ướt trong 28 ngày tại phòng thí nghiệm như hình 5.



Hình 2. Chi tiết cốt thép



Hình 3. Khuôn đúc mẫu và cốt thép



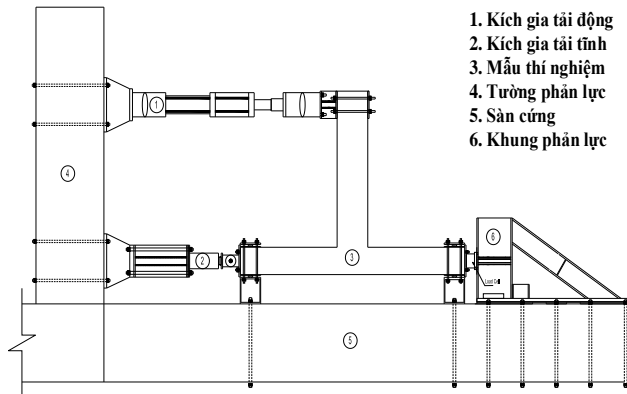
Hình 4. Đổ bê tông mẫu



Hình 5. Bảo dưỡng mẫu thí nghiệm

3. Thí nghiệm

3.1. Lắp dựng mẫu thí nghiệm



Hình 6. Sơ đồ thí nghiệm mẫu

Tất cả các mẫu được thí nghiệm trong trạng thái cột nằm ngang và dầm thẳng đứng, xoay một góc 90° so với điều kiện thực tế. Ở vị trí đầu dầm được bố trí kích động có công suất 500 kN với hành trình ± 500 mm được đặt theo phương ngang song song với mặt sàn cứng như hình 6. Một bộ gá bằng thép cường độ cao được bắt chặt vào đầu dầm và được gia tải giống như sơ đồ hình 6. Ngoài ra, một kích gia tải tĩnh với công suất 1500 kN cũng được đặt theo phương ngang tác dụng vào đầu cột với một giá trị lực

đọc không đổi 650 kN trong suốt quá trình thí nghiệm. Một khung thép cường độ cao có tác dụng như khung phản lực được bắt chặt trên sàn cứng bằng các bu lông chống cắt cường độ cao ở đầu đối diện. Hai đầu cột được hạn chế chỉ cho phép xoay và được đảm bảo bằng việc sử dụng các giá đỡ và con lăn ở hai đầu cột. Ngoài ra, mỗi đầu cột được ghì chặt xuống sàn bằng bu lông cường độ cao để ngăn chặn sự dịch chuyển ngoài mặt phẳng.

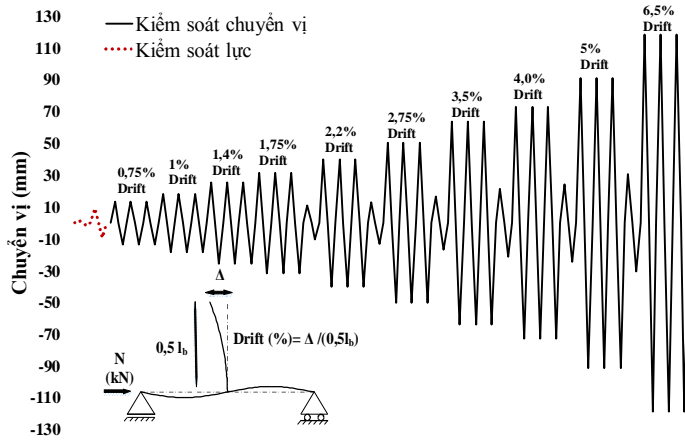
3.2. Quá trình gia tải

Quá trình gia tải cho tất cả các mẫu gồm hai giai đoạn chính, bắt đầu bằng giai đoạn kiểm soát lực nhằm xác định tải trọng gây nứt đầu tiên, sau đó là giai đoạn kiểm soát bằng chuyển vị. Ở giai đoạn kiểm soát lực, hai chu kỳ đầu tiên được sử dụng trong quá trình kiểm soát lực, chu kỳ đầu tiên xác định tải trọng gây nứt và chu kỳ tiếp theo ở trạng thái làm việc kết cấu. Tải trọng gây ra nứt được tính toán theo tiêu chuẩn Canada [12] xấp xỉ 28 kN, do đó xác định biên độ tải trọng lớn nhất ở chu kỳ đầu tiên là 30 kN được áp dụng cho tất cả các mẫu. Lực lớn nhất của chu kỳ thứ hai được xác định bằng cách lấy 60% biến dạng cốt thép theo tiêu chuẩn Canada [13]. Mẫu S1 được thí nghiệm đầu tiên nhằm xác định giá trị lực P_y (tải trọng tại thời điểm chảy dẻo thép) và chuyển vị tương ứng Δ_y . Ở giai đoạn gia tải thứ hai kiểm soát bằng chuyển vị được khuyến nghị theo ACI Committee 374 [14]. Khuyến nghị này cũng được nhiều nhà nghiên cứu áp dụng [15], [16], [17]. Trong giai đoạn này, tải trọng động được sử dụng dưới sự điều khiển chuyển vị với tần số tựa tĩnh 0,01 Hz. Mỗi bước gia tải gồm 3 chu kỳ có chuyển vị giống nhau và được gia tải tại vị trí đầu dầm theo như hình 7. Trong bước đầu tiên, biên độ chuyển vị lấy bằng Δ_y , sau đó các biên độ chuyển vị của mỗi bước tiếp theo là: $1(\Delta_y)$; $1,4(\Delta_y)$; $1,75(\Delta_y)$; $2,2(\Delta_y)$; $2,75(\Delta_y)$; $3,5(\Delta_y)$; $4(\Delta_y)$; $5(\Delta_y)$; $6,5(\Delta_y)$. Độ lệch tương ứng tỉ lệ với chuyển vị này, được tính toán bằng công thức (1):

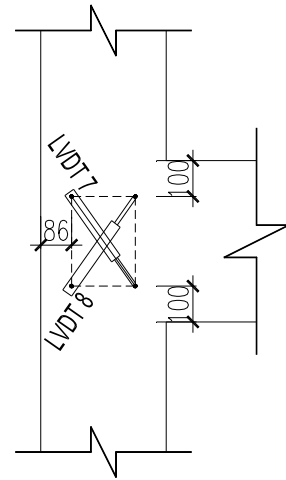
$$\text{Độ lệch} = \frac{\Delta_l}{0,5l_b} \times 100 \quad [\%] \quad (1)$$

với Δ_l là chuyển vị và l_b là chiều dài dầm.

Sau khi hoàn thành chu kỳ thứ 12 (độ lệch 1,75%), một chu kỳ kiểm soát với biên độ bằng 1/3 biên độ trước đó nhằm tránh tổn thất suy giảm độ cứng trong quá trình gia tải [13]. Sau mỗi chu kỳ gia tải, sự phát triển và lan truyền vết nứt được vẽ trên bề mặt bê tông.



Hình 7. Sơ đồ gia tải



Hình 8. Bố trí thiết bị đo

3.3. Thiết bị đo

Tất cả các mẫu thí nghiệm trong nghiên cứu này đều được đặt tem biến dạng bên trong và đầu đo chuyển vị (LVDT) bên ngoài như hình 9. Các thiết bị được lắp đặt tại các vị trí quan trọng được chỉ ra trong hình 9 nhằm đo sự phát triển chuyển vị và biến dạng của cốt thép cũng như bề mặt bê tông. Trong mỗi mẫu thí nghiệm sẽ được gắn 20 LVDT để đo góc xoay dầm, cột và biến dạng nút trong đó có 2 LVDT số 7 và 8 được bố trí khu vực chéo của nút như hình 9 để đo biến dạng cắt trong nút. Biến dạng cắt của nút γ có thể được tính từ cặp LVDT số 7 và 8 bằng các phương trình sau:

$$(D + \delta_2)^2 - (D + \delta_1)^2 = (h_c - x)^2 - (h_c + x)^2 \quad (2)$$

$$\gamma = \frac{(2D + \delta_1 + \delta_2)(\delta_1 - \delta_2)}{4h_c h_b} \quad (3)$$

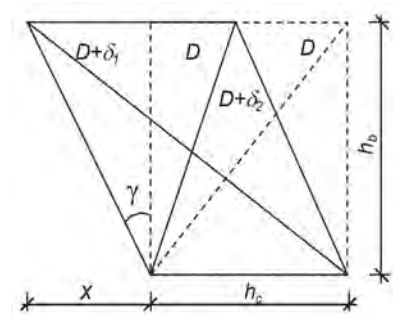
trong đó:

D - chiều dài đường chéo;

δ_i - chiều dài thay đổi của LVDT;

h_c, h_b - khoảng cách bố trí LVDT;

x - biến dạng theo phương ngang của nút.

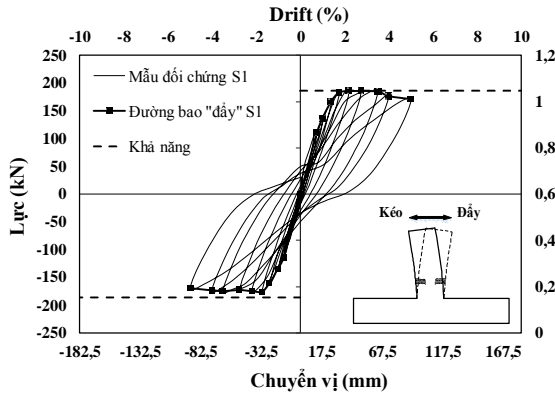


Hình 9. Sơ đồ bố trí đo biến dạng cắt nút

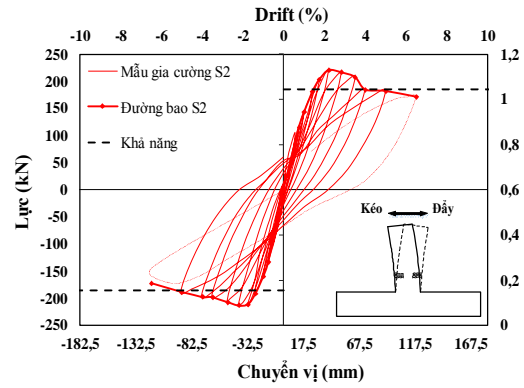
3.4. Kết quả thí nghiệm

Trong mục này, bài báo trình bày một số kết quả thí nghiệm ban đầu nhằm đánh giá sơ bộ hiệu quả của việc sử dụng vật liệu bê tông UHPSFRC cho vùng nút khung biên được thiết kế có cấp dẻo cao DCH.

3.4.1. Mối quan hệ lực và chuyển vị

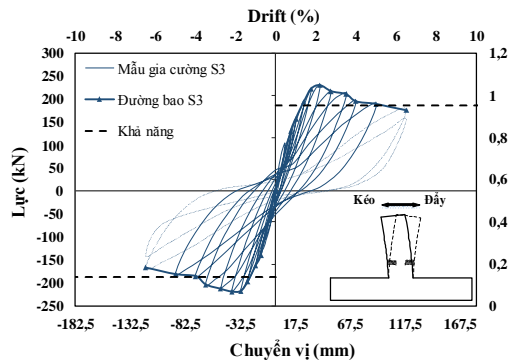


Hình 10. Mối quan hệ lực và chuyển vị mẫu S1

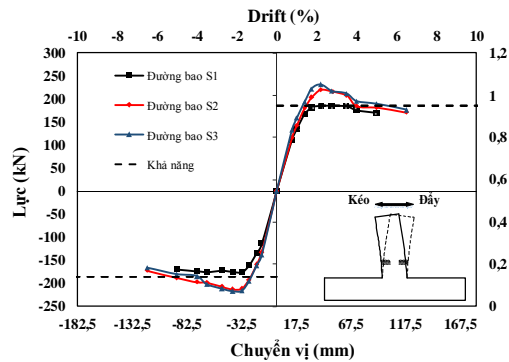


Hình 11. Mối quan hệ lực và chuyển vị mẫu S2

Các vết nứt đầu tiên trên các mẫu thí nghiệm với giá trị tải trọng quan sát được là S1 (60 kN), S2 (80 kN) và S3 (80 kN) như trong bảng 3. Giá trị tải trọng có sự khác nhau như vậy là do độ cứng của UHPSFRC lớn hơn bê tông thông thường, điều này làm tăng khả năng chịu lực cho kết cấu.



Hình 12. Mối quan hệ lực và chuyển vị mẫu S3



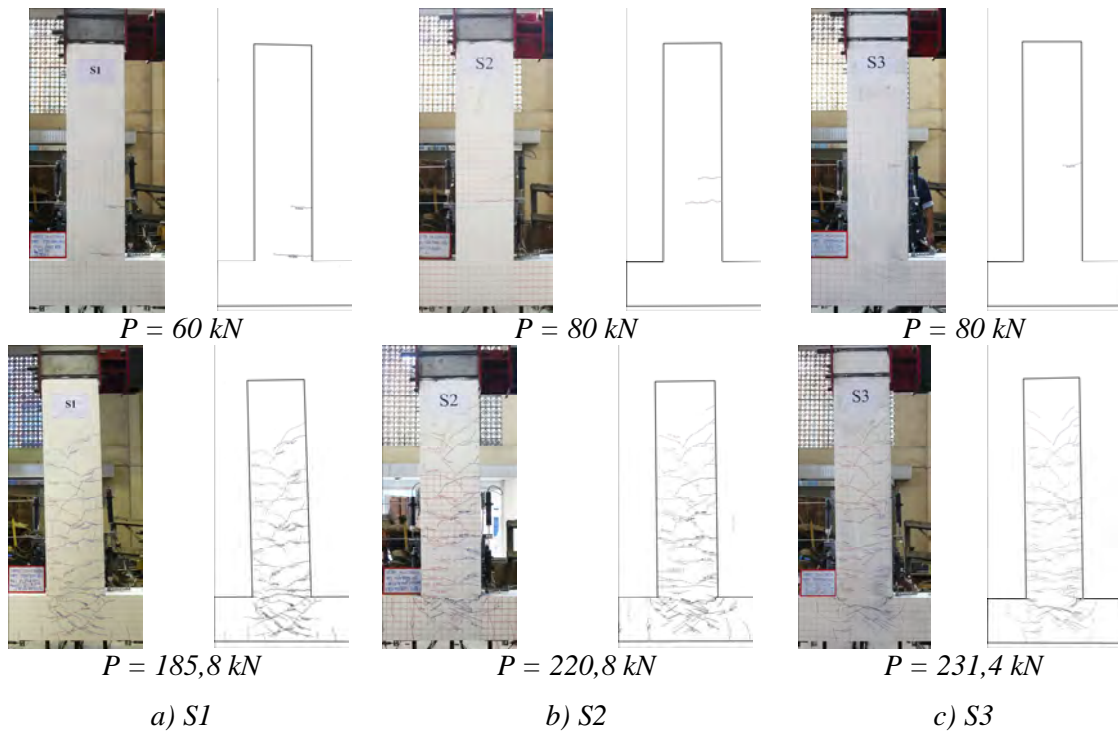
Hình 13. Đường bao lực và chuyển vị ba mẫu

Bảng 3. Chi tiết mẫu thí nghiệm

Mẫu	Tải trọng gây nứt (kN)	Chênh lệch (%)	Tải trọng dẻo (kN)	Chênh lệch (%)	Tải trọng lớn nhất (kN)	Chênh lệch (%)	Độ lệch tại thời điểm tải trọng lớn nhất (%)	Biến dạng cắt của nứt (rad)	Chênh lệch (%)
S1	60	0	125	0	185,8	0	2,2	0,00364	0
S2	80	25%	143,2	12,7	220,8	15,8	2,2	0,00426	14,6
S3	80	25%	158,7	21,2	231,4	19,7	2,2	0,00643	43,33

Đối với mẫu S2 và S3 sử dụng UHPSFRC trong vùng nút đạt giá trị tải trọng lớn nhất tại thời điểm độ lệch 2,2% giống mẫu S1 nhưng khác nhau về giá trị. Nút S1 đạt tải trọng lớn nhất là 185,8 kN với chuyển vị tối đa 91,25 mm (độ lệch 5%) và S2, S3 đạt được lần lượt là 220,8 kN và 231,4 kN với chuyển vị tối đa là 118,6 mm (độ lệch 6,5%) (Bảng 3). ACI Committee 374 [18] yêu cầu rằng đối với các tòa nhà, độ lệch lớn nhất cho phép trong phạm vi độ lệch 4% để đáp ứng yêu cầu ổn định. Như vậy, có thể thấy rằng cấu tạo mẫu S2, S3 hoàn toàn có thể đáp ứng yêu cầu của ACI Committee 374 [18].

3.4.2. Hình dạng phá hoại mẫu



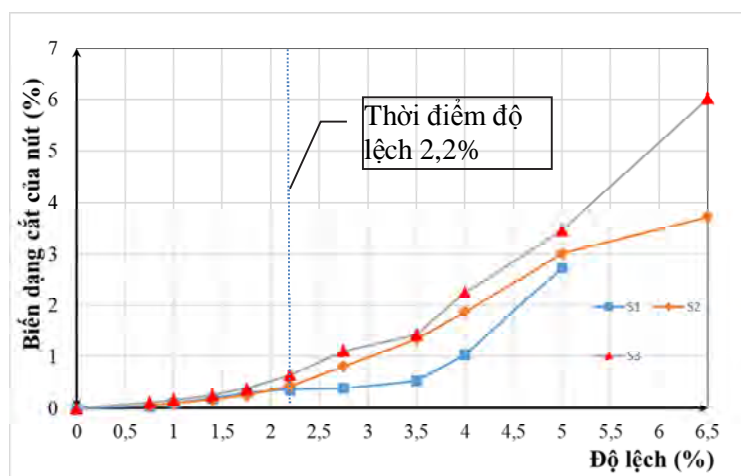
Hình 14. Phá hoại mẫu tại thời điểm vết nứt đầu tiên và tải trọng lớn nhất (độ lệch 2,2%)

Việc sử dụng UHPSFRC trong vùng nút của mẫu S2, S3 khác nhau về chiều dài vùng UHPSFRC. Vết nứt đầu tiên của hai mẫu S2, S3 xuất hiện vị trí tiếp giáp giữa UHPSFRC và bê tông thông thường còn mẫu S1 xuất hiện vị trí mép dầm cột như hình 14. So sánh cả ba nút thời điểm độ lệch 2,2% cho thấy cả ba mẫu đều xuất hiện nhiều vết nứt nhưng mẫu S1 cho thấy sự phát triển nhiều vết nứt trong vùng nút hơn mẫu S2, S3, điều này có thể lý giải do bê tông thông thường có khả năng chịu cắt kém.

3.4.3. Biến dạng cắt trong nút

Hình 15 so sánh biến dạng cắt được đo bằng 2 LVDT số 7 và 8 trong khu vực nút của cả ba mẫu. Tại thời điểm tải trọng lớn nhất độ lệch 2,2%, biến dạng góc xoay trong

mẫu S2, S3 thay đổi chênh lệch lần lượt là 16% và 43,33% so với mẫu đối chứng S1. Sau khi đạt đến tải trọng lớn nhất, góc xoay trong nút của mẫu S2, S3 tăng lên do trong nút không có cốt đai, dẫn đến biến dạng cắt tăng lên.



Hình 15. So sánh biến dạng cắt của nút

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày một số kết quả ban đầu về nghiên cứu thực nghiệm 3 mẫu nút khung biên S1, S2, S3 dưới tác dụng tải trọng lặp đảo chiều. Có thể rút ra một số kết luận như sau:

Khả năng kháng nứt của hai mẫu S2, S3 cao hơn S1 là 25% và vết nứt đầu tiên xuất hiện ở vị trí xa vùng khớp dèo trong nút, đây là một phát hiện khác so với các nghiên cứu trước đây.

Tải trọng gây chảy dẻo cốt thép của mẫu S2, S3 tăng hơn so mẫu S1 là 12,7% và 21,7%, tương ứng. Điều này cho thấy việc khác nhau về chiều dài vùng UHPSFRC sẽ làm tăng khả năng tải trọng tại thời điểm chảy dẻo.

Mẫu S2 và S3 có khả năng chịu lực cao hơn mẫu S1 lần lượt là 15,8% và 19,7% và chuyển vị tăng 25%.

Thời điểm độ lệch 2,2% cho thấy vùng nút S1 xuất hiện nhiều vết nứt hơn và có xu hướng đi sâu vào mép bên của cột, điều này sẽ gây ra bất lợi đối với tổng thể hệ kết cấu. Các mẫu S2, S3 xuất hiện ít vết nứt ở vùng nút hơn, chứng tỏ UHPSFRC đã tham gia tích cực vào khả năng kháng cắt trong nút khung.

Góc xoay biến dạng nút của các mẫu S2, S3 lớn hơn rõ rệt so với mẫu S1 sau thời điểm độ lệch 2,2%, điều này có thể dẫn đến khả năng hấp thụ năng lượng trong vùng nút của mẫu S2, S3 tốt hơn S1.

Tài liệu tham khảo

1. Eurocode 8 (2005). *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*.
2. Wight, James K et al. (1988). Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures. *ACI Struct. J.*, 85(6), 675-696.
3. Realfonzo, Roberto, Annalisa Napoli and Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla (2014). Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems. *Construction and Building Materials*, 54, 282-297.
4. Hadi, Muhammad NS and Tung Minh Tran (2014). Retrofitting nonseismically detailed exterior beam-column joints using concrete covers together with CFRP jacket. *Construction and Building Materials*, 63, 161-173.
5. Esmaeeli, Esmaeel et al. (2017). A combination of GFRP sheets and steel cage for seismic strengthening of shear-deficient corner RC beam-column joints. *Composite Structures*, 159, 206-219.
6. Beschi, Consuelo et al. (2015). HPFRC jacketing of non seismically detailed RC corner joints. *Journal of Earthquake Engineering*, 19(1), 25-47.
7. Röhlm, Constanze et al. (2012). Behaviour of fibre reinforced beam-column sub-assemblages under reversed cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 36, 319-329.
8. Khan, Muhammad Irfan et al. (2018). Seismic behavior of beam-column joints strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete. *Composite Structures*, 200, 103-119.
9. ASTM, C39 (2012). *Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens*.
10. Concrete, ASTM International Committee C09 on và Concrete Aggregates (2014). *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression 1*, ASTM International.
11. Chen, Shiming et al. (2017). Flexural behaviour of rebar-reinforced ultra-high-performance concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, 1-19.
12. CSA Standard. A23. 3-04 (2006). *Concrete Design Handbook*. Cement Association of Canada.
13. Canadian Standards Association (2004). *Design of concrete structures*. Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association.
14. ACI Committee 374 (2005). *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary: An ACI Standard*. American Concrete Institute.

15. Chun, Sung Chul et al. (2007). Mechanical anchorage in exterior beam-column joints subjected to cyclic loading. *ACI Structural Journal*, 104(1), 102.
16. Hakuto, Shigeru, Robert Park and Hitoshi Tanaka (2000). Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *Structural Journal*, 97(1), 11-25.
17. Ghobarah, A and T El-Amoury (2005). Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints. *Journal of Composites for Construction*, 9(5), 408-416.
18. ACI Committee 374 (2013). *Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements Under Slowly Applied Simulated Seismic Loads*. American Concrete Institute.

EXPERIMENTAL STUDY ON THE EXTERIOR JOINT USE ULTRA-HIGH PERFORMANCE STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE

Abstract: *This paper presents the experimental results and benefit of using UHPSFRC for the improvement of seismic ability of exterior joint under cyclic loading. This experiment was conducted on 3 specimens S1, S2 and S3 where S1 is specimen of normal concrete designed using Eurocode 8 [1] with ductility class high (DCH) while other two specimens using UHPSFRC in joint region. The initial experimental results show that the applying of UHPSFRC in joint region gives better behavior of bearing capacity of 15.8% ad 19.7% repectively, and displacement increase 25%, and joint shear deformation increased significantly before its failure.*

Keywords: Exterior joint; DCH; UHPSFRC; EC8; MRF.

Ngày nhận bài: 20/3/2019; Ngày nhận bản sửa lần cuối: 17/5/2019; Ngày duyệt đăng: 01/7/2019

