

KHẢO SÁT THỰC NGHIỆM ỨNG XỬ CHỌC THÙNG CỦA LIÊN KẾT SÀN BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC – CỘT CFT SỬ DỤNG CHI TIẾT LIÊN KẾT DẠNG BẢN

Lưu Thanh Bình^{a,b}, Ngô Hữu Cường^{a,b}, Takayuki Namba^c, Kei Nakagawa^d,
Koji Oki^e, Nguyễn Minh Long^{a,b,*}

^aKhoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa TP.HCM,
268 đường Lý Thường Kiệt, quận 10, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

^bĐại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, phường Linh Trung, TP. Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

^cPhòng Nghiên cứu Kỹ thuật Xây dựng & Hạ tầng, Tập đoàn Thép JFE, Nhật Bản

^dPhòng Kế hoạch & Tiếp thị, Tập đoàn Thép JFE, Nhật Bản

^ePhòng Kỹ thuật Vật liệu Xây dựng, Tập đoàn Thép JFE, Nhật Bản

Nhận ngày 20/4/2022, Sửa xong 04/5/2022, Chấp nhận đăng 26/5/2022

Tóm tắt

Bài báo này khảo sát thực nghiệm ứng xử chọc thủng của liên kết sàn bê tông ứng suất trước cáp không bám dính (BTUST) – cột thép nhồi bê tông (CFT) sử dụng chi tiết liên kết dạng bản. Chương trình thực nghiệm được thực hiện trên bốn mẫu kích thước lớn, gồm ba mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT và một mẫu liên kết sàn BTUST – cột bê tông cốt thép (BTCT). Kết quả thực nghiệm cho thấy các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT đều có khả năng kháng chọc thủng và chỉ số hấp thụ năng lượng lớn hơn so với của liên kết sàn BTUST – cột BTCT; đặc biệt, khả năng biến dạng và độ dẻo của chúng lớn hơn rất đáng kể (lên tới 39% và 25%). Trước khi nứt, độ cứng của các mẫu sàn BTUST – cột CFT lớn hơn so với của mẫu sàn BTUST – cột BTCT; nhưng, nó giảm nhẹ (13%) so với của mẫu sàn BTUST – cột BTCT ở giai đoạn sau nứt. Hình dạng của chi tiết liên kết ảnh hưởng không đáng kể đến khả năng kháng chọc thủng, độ cứng cũng như độ dẻo và chỉ số hấp thụ năng lượng của mẫu.

Từ khoá: khảo sát thực nghiệm; liên kết sàn BTUST – cột CFT giữa; chi tiết liên kết dạng bản; khả năng kháng chọc thủng; độ dẻo; chỉ số hấp thụ năng lượng.

EXPERIMENTAL STUDY ON PUNCHING SHEAR BEHAVIOR OF UNBONDED POSTTENSIONED CONCRETE SLAB - CFT COLUMN CONNECTION WITH PLATE SHAPE DETAILS

Abstract

This paper deals with punching shear behavior of unbonded posttensioned concrete (UPC) slab – concrete filled steel tube (CFT) columns connection using plate shape details. The testing program was carried out on four large-scale specimens comprised of three UPC slabs - CFT column connections and one UPC slab - reinforced concrete (RC) column connection. The test results showed that the punching shear resistance and energy absorption index of the UPC slab - CFT column connections are higher; in particular, their deformability and ductility are significantly greater (up to 39%, and 25%, respectively) than that of the UPC slab - RC column connection. In comparison with that of the control UPC slab - RC column specimen, the stiffness of the UPC slab - CFT column specimens increases in the pre-cracking stage; however, it decreases slightly (approx. 13%) in the post-cracking stage. The shape of the connection details does not significantly affect the punching shear resistance, stiffness as well as ductility and energy absorption index of the specimens.

Keywords: experimental study; interior UPC slab - CFT column connection; connection details; punching shear resistance; ductility; energy absorption index.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce\(nuce\)2022-16\(2V\)-02](https://doi.org/10.31814/stce.huce(nuce)2022-16(2V)-02) © 2022 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: nguyenminhlong@hcmut.edu.vn (Long, N. M.)

1. Đặt vấn đề

Kết cấu sàn bê tông cốt thép (BTCT) – cột ống thép nhồi bê tông (CFT) được biết đến như một giải pháp kết cấu tinh tế, có tính hiệu quả cao về kỹ thuật lẫn kinh tế [1] nhờ vào các ưu điểm về kiến trúc, tiến độ thi công và khả năng hấp thụ năng lượng lớn [2, 3], vốn là những đặc tính quan trọng cần có của kết cấu nhà cao tầng. Tuy nhiên, do sàn đặt trực tiếp lên cột, kết cấu sàn – cột CFT cũng phải đối mặt với kiểu phá hoại chọc thủng mang tính giòn và nguy hiểm giống như kết cấu sàn – cột BTCT [4–6]. Thêm vào đó, không giống như liên kết sàn – cột BTCT vốn được tạo thành từ cùng một loại vật liệu, bề mặt trơn của cột thép có thể ảnh hưởng mạnh đến tính toàn khối của liên kết sàn BTCT – cột CFT và làm giảm mạnh độ cứng của liên kết và hiệu quả sử dụng của loại kết cấu này [7]. Việc tìm kiếm các chi tiết cấu tạo phù hợp nhằm đảm bảo được khả năng kháng chọc thủng, tính liên tục và khả năng truyền nội lực hiệu quả từ sàn BTCT vào cột CFT mang tính quyết định đối với dạng kết cấu này và luôn nhận được sự quan tâm lớn của cộng đồng nghiên cứu cũng như các công trình sư.

Nhằm cải thiện khả năng kháng chọc thủng và tính toàn khối của liên kết sàn BTCT – cột CFT, nhiều tác giả đã khảo sát thực nghiệm việc sử dụng các chi tiết liên kết chống chọc thủng dạng thép hình với hình dạng tiết diện khác nhau được hàn vào vỏ cột thép, như dùng thép hình tiết diện chữ I [1, 2, 8–12] hay thép hình tiết diện chữ C [13] hoặc thép hộp tiết diện chữ nhật [14]. Một số khác dùng các đỉnh chống chọc thủng hàn quanh mặt cột để liên kết với sàn như [7]. Tất cả các nghiên cứu kể trên đều cho thấy sự cải thiện đáng kể của khả năng kháng chọc thủng cũng như độ dẻo dai của liên kết sàn BTCT – cột CFT khi dùng các chi tiết liên kết; đồng thời kết quả nghiên cứu cũng chỉ ra rằng mức độ làm việc hiệu quả của chi tiết liên kết phụ thuộc đáng kể vào một số yếu tố như chiều cao và hình dạng của tiết diện chi tiết kháng chọc thủng cũng như độ vươn ra của nó trong sàn. Tuy vậy, trong trường hợp chiều dày sàn không đủ lớn, việc tăng kích thước tiết diện của các chi tiết thép hình thường tạo nhiều khó khăn cho công tác thi công. Nhằm giải quyết vấn đề này, một số nghiên cứu đã đề xuất một số dạng liên kết dùng các chi tiết thép hình tiết diện chữ C và L ngắn, hàn đầu lửng vào mặt cột thép như [15]. Kết quả nghiên cứu này cho thấy các dạng liên kết đề xuất đã tạo ra chu vi thấp chọc thủng của các mẫu sàn – cột CFT tương tự như của mẫu sàn – cột BTCT truyền thống và giúp cho khả năng kháng chọc thủng của mẫu sàn – cột CFT có thể so sánh được với của mẫu sàn – cột BTCT. Một nghiên cứu đột phá khác [16] đã đề xuất một dạng liên kết, dùng thép tấm hình vành khuyên được hàn vào mặt ngoài của cột thép tiết diện tròn tại cao trình đáy sàn BTCT nhằm giúp cho việc thi công các chi tiết liên kết sàn BTCT – cột CFT trở nên đơn giản, nhanh chóng và ít tốn kém vật liệu hơn. Kết quả thí nghiệm cho thấy liên kết này có khả năng kháng chọc thủng tốt và đáp ứng được chuyển vị ngang lệch tầng theo thiết kế.

Trong thực tế, nhịp thiết kế của kết cấu sàn BTCT – cột CFT thường bị giới hạn nghiêm ngặt để kiểm soát độ võng. Điều này khiến cho kết cấu sàn – cột CFT khó áp dụng cho các công trình cần có nhịp và không gian lớn. Trong trường hợp này, một giải pháp kết cấu tiềm năng và có tính khả thi cao là dùng sàn BTUST – cột CFT. Khác với sàn BTCT, ứng suất nén trước do cấp tạo ra làm cho ứng xử của cấu kiện BTUST trở nên giòn hơn; nó ảnh hưởng đến khả năng kháng chọc thủng của vùng bê tông chịu nén, tăng khả năng chịu kéo xiên của bê tông, làm đóng vết nứt, tăng hiệu ứng cài móc của cốt liệu ([17, 18]), từ đó có thể làm thay đổi trường biến dạng của liên kết sàn BTUST – cột CFT. Cho đến hiện nay, các nghiên cứu liên quan đến ứng xử chọc thủng của liên kết sàn BTUST – cột CFT, đặc biệt là sàn dùng cáp không bám dính, còn rất nhiều hạn chế [19]; khả năng kháng chọc thủng, khả năng biến dạng cũng như độ dẻo dai và khả năng hấp thụ năng lượng của loại kết cấu này ra sao vẫn còn là câu hỏi chưa có lời giải đáp đầy đủ.

Bài báo này khảo sát thực nghiệm khả năng kháng chọc thủng và biến dạng của liên kết sàn BTUST – cột CFT dùng hai chi tiết liên kết dạng bản. Chương trình thực nghiệm được thực hiện trên

bốn mẫu liên kết sàn - cột CFT kích thước lớn; trong đó, gồm ba mẫu liên kết sàn UST – cột CFT sử dụng các chi tiết liên kết mới và một mẫu liên kết sàn UST– cột BTCT truyền thống dùng để đối chứng. Mục tiêu chính của nghiên cứu này là làm rõ khả năng kháng chọc thủng, biến dạng, độ dẻo dai và hấp thụ năng lượng của liên kết sàn BTUST – cột CFT dùng chi tiết liên kết dạng bản cũng như đánh giá mức độ hiệu quả của các chi tiết liên kết đề xuất đến các tính chất kết cấu vừa nêu của liên kết sàn BTUST – cột CFT.

2. Chương trình thực nghiệm

2.1. Vật liệu

Bê tông mẫu có cấp phối được thể hiện trong Bảng 1. Độ sụt của bê tông là 12 ± 2 cm. Cường độ chịu nén của bê tông, f_c , được xác định trên từng mẫu sàn thực nghiệm từ giá trị trung bình của năm mẫu trụ kích thước 150×300 mm được trình bày trong Bảng 2.

Bảng 1. Cấp phối bê tông các mẫu thực nghiệm

Thành phần	Đơn vị tính	Khối lượng/m ³ bê tông
Xi măng PC 40	kg	460
Cát thô 2-4 mm	kg	640
Đá cuội 20-22 mm	kg	1048
Nước sạch	lít	194

Thép dọc trong sàn có giới hạn chảy dẻo $f_{sr,y}$ và giới hạn bền $f_{sr,u}$ (được xác định trên kết quả thí nghiệm kéo trung bình của ba mẫu) lần lượt là 420 MPa và 594 MPa. Giới hạn chảy $f_{stu,y}$ và giới hạn bền $f_{stu,u}$ của thép vỏ ống cũng được xác định qua thí nghiệm kéo trung bình ba mẫu lần lượt là 324 MPa và 428 MPa; tương tự, thép dùng làm các bản sườn đứng và bản gối có giới hạn chảy $f_{svr,y}$, $f_{shr,y}$ và giới hạn bền $f_{svr,u}$, $f_{shr,u}$ lần lượt là 331 MPa, 372 MPa và 478 MPa, 513 MPa. Đường hàn có giới hạn chảy và bền lần lượt là $f_{sw,y} = 342$ MPa và $f_{sw,u} = 463$ MPa. Cáp sử dụng loại 7 sợi không bám dính, đường kính danh nghĩa 12,7 mm, giới hạn chảy quy ước f_{py} và giới hạn bền f_{pu} lần lượt là 1666 MPa và 1851 MPa. Mô-đun đàn hồi của cáp $E_p = 196$ GPa. Các thông số cơ học của vật liệu được trình bày trong Bảng 2.

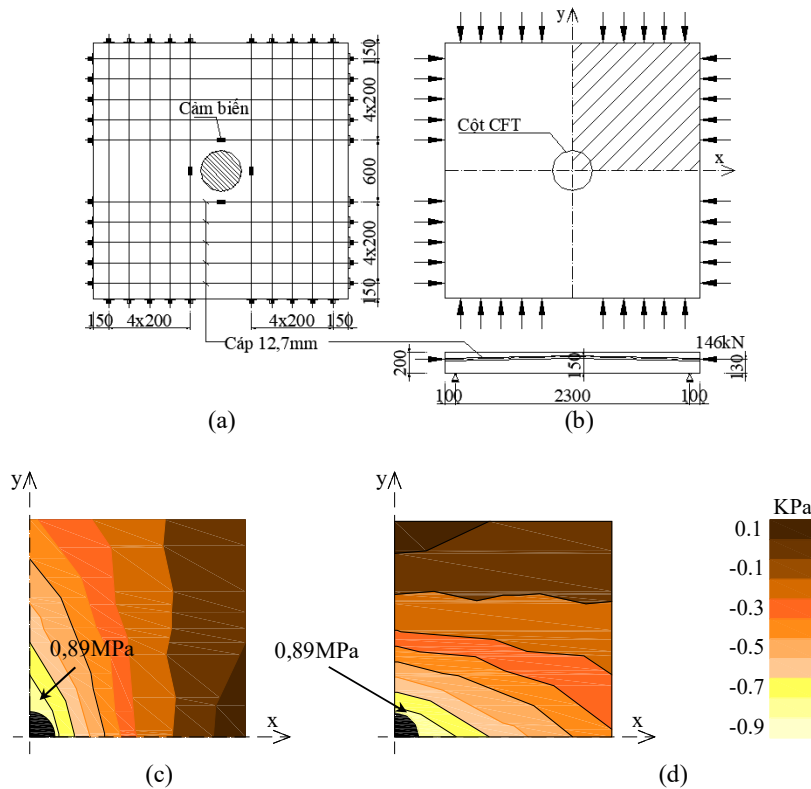
Bảng 2. Các thông số cơ học của vật liệu của các mẫu thực nghiệm (MPa)

Mẫu	f_c	$f_{sr,y}$	$f_{sr,u}$	$f_{stu,y}$	$f_{stu,u}$	$f_{svr,y}$	$f_{shr,y}$	$f_{svr,u}$	$f_{shr,u}$	f_{py}	f_{pu}
SP-T1	40,4										
SP-T3a	40,4										
SP-T3b	40,4	420	594	324	428	331	372	478	513	1666	1851
SP	38,5										

2.2. Mẫu thí nghiệm

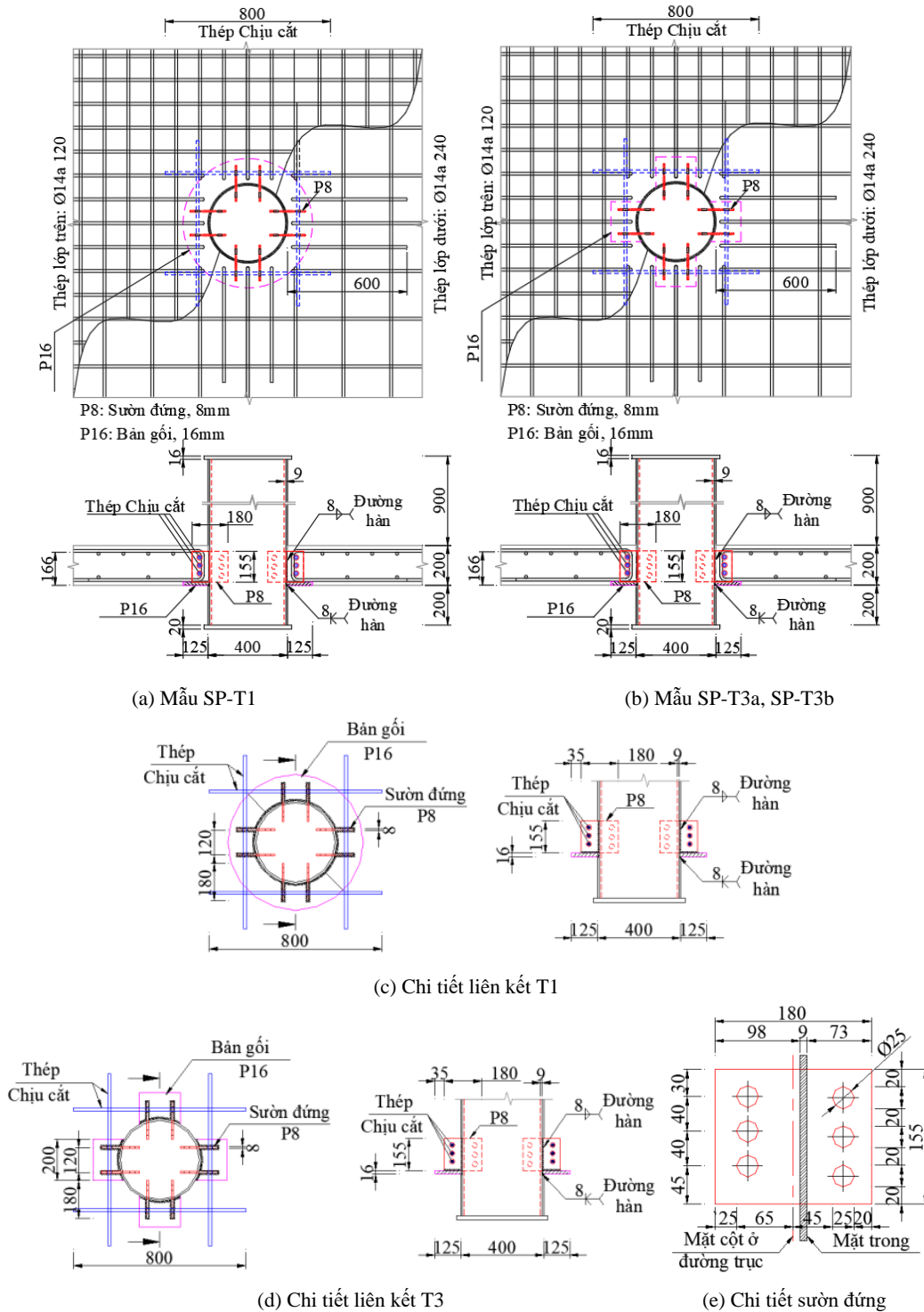
Chương trình thực nghiệm được xây dựng trên bốn mẫu liên kết sàn – cột CFT giữa kích thước lớn, gồm ba mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT và một mẫu liên kết sàn BTUST – cột BTCT với kích thước rộng × ngang × dày = 2500×2500×200 mm. Cột CFT có tiết diện tròn, đường kính 400

mm với vỏ ống thép dày 9 mm, cao 1300 mm. Mẫu thí nghiệm mô phỏng vùng liên kết sàn – cột của một công trình sàn không dầm có nhịp 8 m. Kích thước của mẫu được xác định dựa trên mô phỏng phần tử hữu hạn bằng phần mềm SAFE; theo đó, kích thước cạnh của mẫu là khoảng cách giữa các điểm uốn trên biểu đồ phân bố mô-men trên sàn (vị trí mô-men bằng không) như nhiều nghiên cứu liên quan đến ứng xử chọc thủng của liên kết sàn – cột trước đây. Đoạn cột phía trên sàn được thiết kế cao 900 mm để tiếp nhận tải trọng ngang ở giai đoạn 1 và đoạn cột phía dưới sàn cao 200 mm để tiếp nhận tải trọng đứng ở giai đoạn 2. Sau 28 ngày, các mẫu sàn được căng bởi cáp loại bầy sợi có đường kính danh định $d_p = 12,7$ mm (diện tích danh định $A_p = 98,7$ mm²). Lực căng ban đầu P_i là 146 kN/cáp (Hình 1(a) và (b)), tương ứng với ứng suất nén trước $f_{pc} = \Sigma P_i / A_c = 2,92$ MPa theo [19]. Sàn BTUST được thiết kế theo [20] như cấu kiện không nứt (loại U). Để đảm bảo điều này, ứng suất căng cáp được kiểm soát sao cho thỏa điều kiện: $f_t < 0,5(f'_c)^{0,5}$, với f_t (MPa) là ứng suất kéo lớn nhất trong sàn và f'_c (MPa) là cường độ chịu nén lăng trụ của bê tông. Bằng cách sử dụng phần mềm phân tích kết cấu chuyên dụng SAFE phiên bản 16.0.2 (CSI, 2017), ứng suất kéo lớn nhất $f_t = 0,89$ MPa < $0,5(f'_c)^{0,5} = 3,1$ MPa (Hình 1(c) và (d)) thỏa mãn điều kiện cho cấu kiện loại U. Cốt thép thanh chịu kéo và nén trong sàn dùng loại đường kính 14 mm với hàm lượng lần lượt là $\rho_{st} = 0,77\%$ và $\rho_{sc} = 0,38\%$ (Hình 2(a) và (b)).



Hình 1. Kích thước hình học của các mẫu liên kết sàn – cột thí nghiệm: (a) Mặt bằng bố trí cáp; (b) Lực căng cáp; (c) và (d) Sự phân bố ứng suất kéo trong bê tông do lực căng trước lần lượt theo hai phương x và y

Hai loại chi tiết liên kết khác nhau được dùng trong các mẫu thí nghiệm sàn – cột CFT của nghiên cứu này được ký hiệu lần lượt là T1 và T3 (Hình 2(c) và (d)). Dạng chi tiết liên kết thứ nhất (T1) (Hình 2(c)) có cấu tạo gồm bản gối và sườn đứng. Trong đó, bản gối có dạng hình vành khuyên với chiều dày $t_h = 16$ mm với đường kính trong $D_i = 400$ mm và đường kính ngoài $D_o = 650$ mm, được



Hình 2. Cấu tạo mẫu sàn – cột thí nghiệm: (a) Mặt bằng bố trí thép thanh và mặt cắt mẫu dùng chi tiết T1; (b) Mặt bằng bố trí thép thanh và mặt cắt mẫu dùng chi tiết T3; (c) Chi tiết liên kết T1; (d) Chi tiết liên kết T3; (e) Chi tiết sườn đứng

hàn vào vỏ ống thép. Cao độ đáy của bản gối này được đặt trùng với mặt phẳng đáy sàn nhằm tạo thuận lợi cho công tác lắp đặt ván khuôn khi thi công và tăng khả năng chống cháy cho sườn. Sườn đứng gồm bốn cặp (khoảng cách giữa hai sườn = 120 mm) hình chữ nhật có kích thước $b_v \times h_v \times t_v = 180 \times 155 \times 8$ mm (Hình 2(e)), được hàn vào vỏ ống thép và bản gối. Các sườn đứng này được nhúng vào trong lõi bê tông cột nhằm tăng sự liên kết giữa sườn với lõi bê tông trong cột thép và hạn chế hiện tượng bong tách cục bộ giữa vỏ ống thép với lõi bê tông do ảnh hưởng của mô men âm tại mặt tiếp xúc giữa sàn bê tông và cột CFT. Chiều rộng phần sườn phía ngoài lõi bê tông cột, $b_{v,o} = 98$ mm, được đục ba lỗ với đường kính lỗ = 25 mm; và trong mỗi lỗ này đều được bố trí một cốt thép đường kính 14 mm nhằm tăng hiệu ứng cài móc cho sườn. Phần sườn nhúng vào phía trong lõi bê tông với chiều sâu, $b_{v,i} = 73$ mm, và cũng được khoét ba lỗ cùng đường kính = 25 mm để tăng thêm khả năng tiếp xúc của sườn và lõi bê tông. Mẫu liên kết sàn - cột CFT dùng chi tiết liên kết này là mẫu SP-T1.

Dạng chi tiết liên kết thứ hai (T3) (Hình 2(d)) có cấu tạo đơn giản hơn so với dạng một (Hình 2(a)). Thay vì dùng bản gối có hình vành khuyên như chi tiết liên kết T1, chi tiết liên kết T3 này dùng bốn bản gối hình chữ nhật có chiều dày 16 mm nhằm giảm khối lượng vật liệu thép sử dụng và đơn giản hóa hơn nữa quá trình thi công tại công trường. Các bản bản gối này có kích thước $b_h \times l_h \times t_h = 200 \times 125 \times 16$ mm và được hàn chặt vào vỏ cột. Các mẫu liên kết sàn - cột CFT dùng dạng chi tiết này gồm hai mẫu SP-T3a và SP-T3b. Các thông số hình học của các mẫu thí nghiệm được tổng hợp trong Bảng 3.

Bảng 3. Các thông số kỹ thuật của các mẫu thực nghiệm

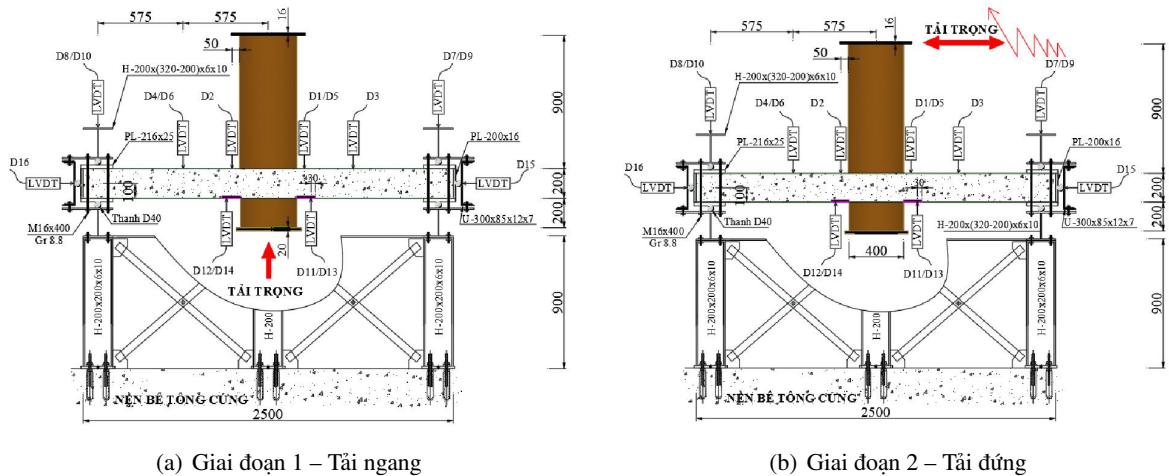
Mẫu	Kích thước (m)	Dạng liên kết	Ống thép	Bản gối			Sườn đứng						Hàm lượng thép dọc		
			t (mm)	Dạng	D_o (b_h) (mm)	D_i (l_h) (mm)	t_h (mm)	Dạng	b_v (mm)	h_v (mm)	t_v (mm)	$b_{v,o}$ (mm)	$b_{v,i}$ (mm)	ρ_{st} (%)	ρ_{sc} (%)
SP-T1	2,5 × 0,2	T1	-	Vành khuyên	650	400	16	-	-	-	-	-	-	-	-
SP-T3a		T3	9	Chữ nhật	200	150	16	Chữ nhật	180	155	8	98	73	0,77	0,385
SP-T3b		T3	-	Chữ nhật	200	150	16	-	-	-	-	-	-	-	-
SP			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Trong Bảng 3, t là chiều dày của vỏ ống thép, mm; D_o và D_i lần lượt là đường kính ngoài và trong của bản gối (cho trường hợp bản gối có dạng hình vành khuyên), mm; b_h và l_h lần lượt là chiều rộng và chiều dài của bản gối (cho trường hợp bản gối có dạng hình chữ nhật), mm; t_h là chiều dày của bản gối, mm; b_v , h_v , và t_v lần lượt là chiều rộng, chiều cao và chiều dày của sườn đứng, mm; $b_{v,o}$ và $b_{v,i}$ lần lượt là chiều rộng sườn đứng phần bên ngoài và trong cột thép, mm; ρ_{st} và ρ_{sc} lần lượt là hàm lượng thép dọc chịu kéo và nén trong sàn, %;

Ngoài ra, vật liệu và kỹ thuật hàn (hàn góc) dùng để liên kết các chi tiết bản gối và sườn đứng với vỏ ống thép, và chi tiết liên kết giữa sườn đứng với bản gối, đều giống nhau với chiều cao đường hàn bằng 8 mm.

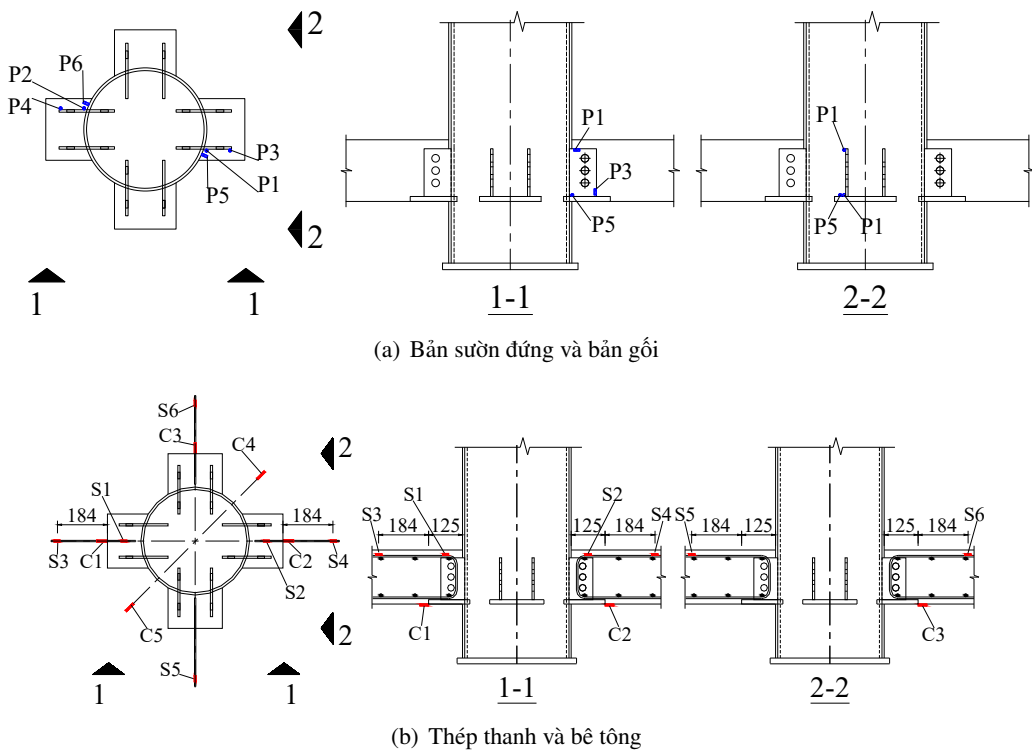
2.3. Sơ đồ thí nghiệm và bố trí thiết bị đo

Các mẫu đặt trên khung gia tải có các gối tựa đơn và được ràng buộc không cho chuyển vị ngang (Hình 3). Chuyển vị đứng của sàn được xác định bằng mười bốn chuyển vị kế (LVDTs). Trong đó, các LVDTs để đo chuyển vị đứng gồm mười LVDTs (từ D1 đến D10) tại vị trí 1/2 nhịp sàn, 1/4 nhịp sàn và biên sàn; bốn LVDTs (từ D11 đến D14) đặt ở đáy sàn tại ngay mép ngoài bản gối (các mẫu có cột CFT). Chuyển vị ngang của các mẫu được xác định bởi hai LVDTs (D15 và D16) đặt tại mặt bên sàn.



Hình 3. Sơ đồ gia tải và bố trí dụng cụ thí nghiệm

Biến dạng của các chi tiết liên kết như sườn đứng và bản gối của thép thanh chịu kéo và bê tông được xác định nhờ vào mười bảy cảm biến (SGs). Trong đó, sáu SGs (ký hiệu từ P1 đến P6) được dùng để đo biến dạng trên bản sườn đứng, bản gối (Hình 4(a)). Biến dạng của cốt thép chịu kéo được xác định bằng sáu SGs (ký hiệu từ S1 đến S6) để xác định biến dạng của bốn thanh lớp trên theo hai phương qua tâm cột, cách mặt cột lần lượt là 80 mm và 280 mm (Hình 4(b)). Biến dạng nén của bê tông được xác định bằng năm SGs (ký hiệu từ C1 đến C5).



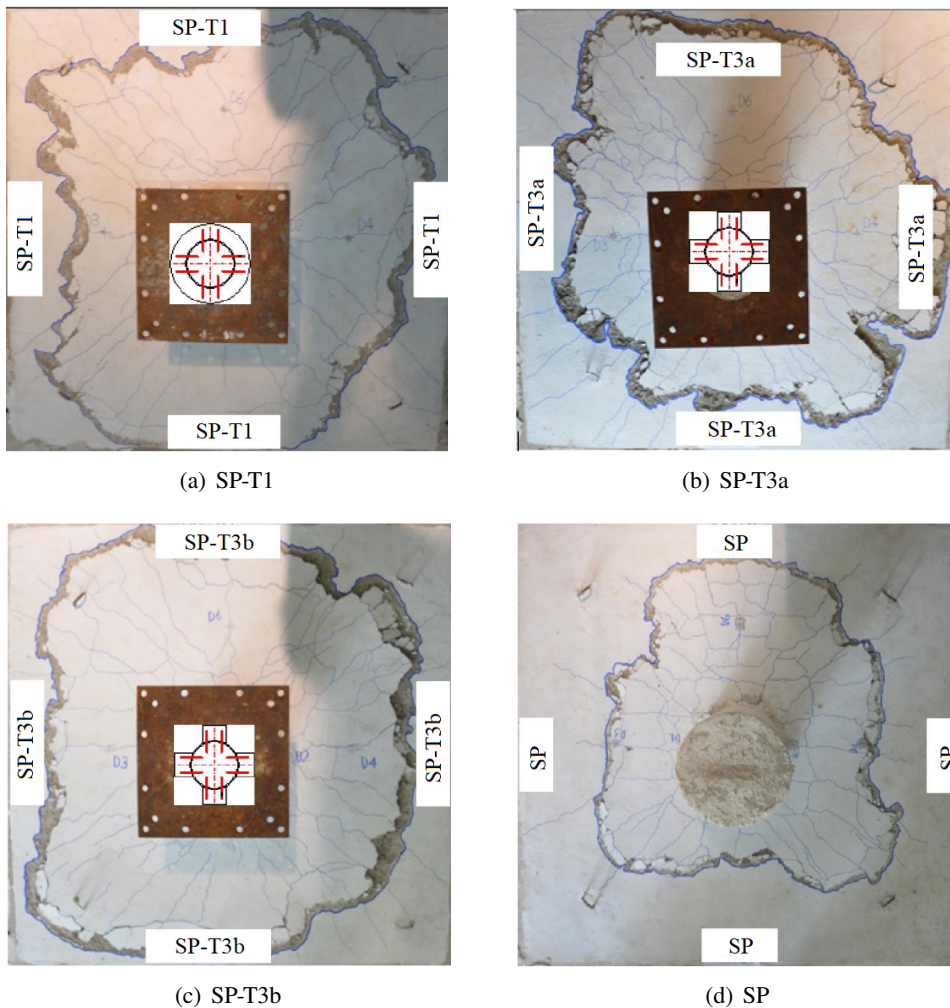
Hình 4. Sơ đồ bố trí cảm biến (SGs) đo biến dạng

Sơ đồ gia tải thí nghiệm được thực hiện theo hai bước. Ở bước một, mẫu chịu năm chu kỳ tải ngang tuần hoàn gần như tĩnh ứng với mức làm việc tức thời theo tiêu chuẩn [21] với biên độ chuyển vị ngang không đổi tương ứng với độ lệch tầng 0,5% theo [20] (Hình 3(a)). Mục đích bước gia tải này nhằm tạo nên ảnh hưởng nhất định của tải trọng ngang đến sự làm việc của các chi tiết liên kết của mẫu liên kết sàn – cột CFT, từ đó đến ứng xử chọc thủng sau này của mẫu. Ở bước hai, tải trọng ngang được dỡ hoàn toàn và mẫu được gia tải đứng bằng kích thủy lực công suất 500 T đến khi mẫu bị phá hoại (Hình 3(b)). Suốt quá trình thí nghiệm, các số liệu liên quan đến lực, chuyển vị và biến dạng của mẫu đều được ghi nhận tự động thông qua hệ thống ghi nhận số liệu.

3. Kết quả thí nghiệm và thảo luận

3.1. Hình dạng vết nứt và kiểu phá hoại

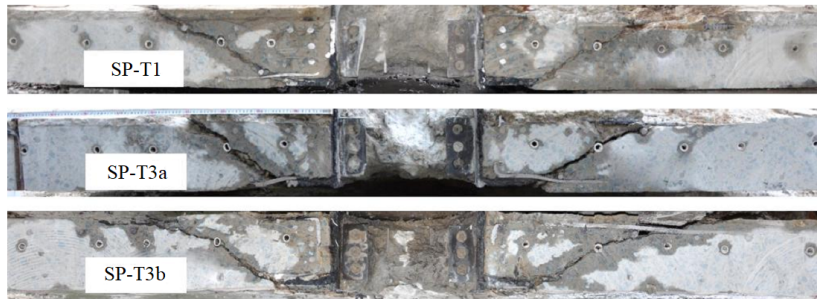
Tải trọng ngang ở giai đoạn 1 không tạo nên các vết nứt trên bề mặt mẫu sàn BTUST – cột CFT; và không có dấu hiệu của các hư hỏng của các mẫu trong giai đoạn chịu tải trọng ngang này. Trong



Hình 5. Hình dạng đáy của tháp chọc thủng

giai đoạn chịu tải trọng đứng, các mẫu đều bị phá hoại do chọc thủng (Hình 5). Đối với các sàn BTUST – cột CFT, các vết nứt hướng tâm đầu tiên có bề rộng rất bé xuất hiện ở cấp tải từ 30,2% đến 37,2% V_{u-CFT} (V_{u-CFT} là tải phá hoại của mẫu sàn UST – cột CFT). Đối với sàn BTUST – cột BTCT, các vết nứt hướng tâm đầu tiên xuất hiện ở cấp tải xấp xỉ 26,4% V_{u-SP} (V_{u-SP} là tải gây phá hoại của mẫu sàn BTUST – cột BTCT) với bề rộng rất bé và phân bố quanh cột. Theo sự gia tăng của tải trọng, các vết nứt hướng tâm khác lần lượt xuất hiện và phân bố khá đều; đồng thời, các vết nứt tiếp tuyến xuất hiện và phát triển, hình thành nên tháp chọc thủng và mẫu bị phá hoại; ở cấp tải phá hủy, mẫu bị phá hoại rất đột ngột kèm tiếng nổ lớn (Hình 5).

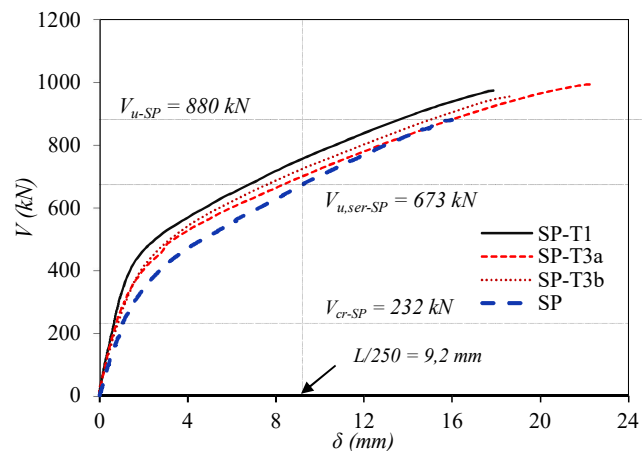
Hình dạng đáy tháp chọc thủng của mẫu sàn BTUST – cột BTCT kém đều đặn hơn so với của các mẫu sàn BTUST – cột CFT. Biên của tháp chọc thủng của các mẫu sàn BTUST – cột CFT cách mặt cột một khoảng trung bình từ 4,3d đến 4,7d (d là chiều dày làm việc hiệu quả của sàn); đối với mẫu sàn BTUST – cột BTCT đối chứng, khoảng cách từ biên tháp đến mặt cột trung bình trung bình là 3,1d. Góc tháp chọc thủng của các mẫu sàn BTUST – cột CFT thay đổi từ 20,4° đến 21,1°; góc tháp chọc thủng của mẫu sàn BTUST – cột BTCT đối chứng lớn hơn xấp xỉ 23,1°. Việc thay đổi hình dạng bản gối có hình vành khuyên (liên kết T1) thành bốn hình chữ nhật riêng lẻ (liên kết T3) ảnh hưởng không đáng kể đến hình dạng và góc tháp chọc thủng.



Hình 6. Hình dạng tháp chọc thủng theo mặt cắt ngang mẫu

3.2. Quan hệ lực – chuyển vị của các mẫu thí nghiệm

Bảng 4 trình bày kết quả thí nghiệm của các mẫu. Hình 7 biểu diễn quan hệ giữa lực và chuyển vị của các mẫu, trong đó, V là lực tác dụng lên mẫu và V_{u-SP} là lực gây phá hoại của mẫu sàn BTUST – cột BTCT (mẫu đối chứng). Quan hệ lực và chuyển vị của các mẫu có thể được chia thành hai giai đoạn: (a) trước khi nứt; và (b) sau khi nứt đến đến cấp tải gây phá hoại. Ở giai đoạn trước khi nứt (cấp tải gây nứt của mẫu sàn BTUST – cột BTCT, $V_{cr} = 26,4\% V_u$; và cấp tải gây nứt của mẫu sàn BTUST – cột CFT, $V_{cr} = 37,2\% V_u$ với V_u lần lượt là lực gây phá hoại của từng mẫu), quan hệ lực – chuyển vị của các mẫu là tuyến tính và tương đồng nhau. Trong giai đoạn này, ảnh hưởng của cấp UST hay cấu tạo của chi tiết liên kết đến ứng xử của các mẫu thí nghiệm là không đáng kể.



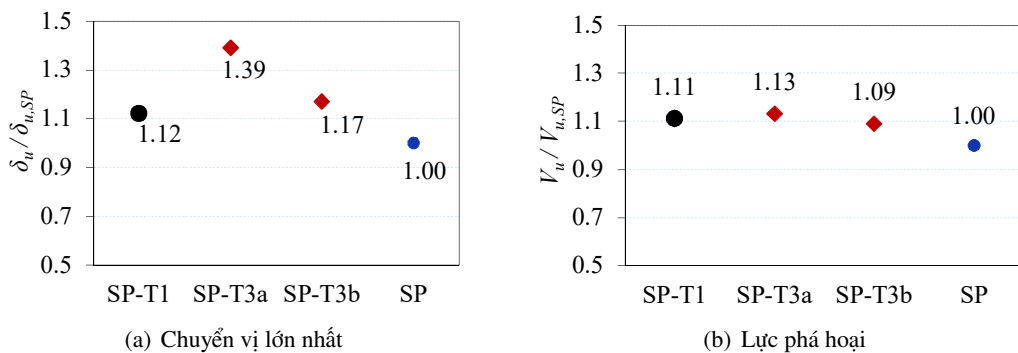
Hình 7. Quan hệ lực – chuyển vị của các mẫu thí nghiệm

Bảng 4. Tổng hợp kết quả thí nghiệm của các mẫu

Mẫu	V_{cr} (kN)	V_y (kN)	V_u (kN)	δ_{cr} (mm)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	α_{avr} (độ)	μ	$\varepsilon_{ribu,b}$ (‰)	$\varepsilon_{ribu,v}$ (‰)	$\varepsilon_{su,reb}$ (‰)	ε_{cu} (‰)	ε_{pu} (‰)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	A_1 (kN mm)	A_2 (kN mm)	EAI
SP-T1	363	528	974	1,32	3,0	17,8	21,1	5,8	0,40	3,3	1,7	1,5	1,5	275	95	1211	11474	10,5
SP-T3a	310	523	993	1,21	3,9	22,2	20,6	5,7	0,18	4,3	1,2	2,1	1,6	257	78	1496	14651	10,8
SP-T3b	288	525	955	1,11	3,7	18,6	20,4	5,1	0,17	5,0	2,1	1,7	1,5	260	92	1213	11602	10,6
SP	232	440	880	1,04	3,4	15,9	23,1	4,7			5,5	1,2	1,2	223	88	968	8574	9,9

Trong Bảng 4, A_1, A_2 lần lượt là năng lượng hấp thụ của mẫu trong giai đoạn trước khi cốt thép chảy và giai đoạn từ khi cốt thép chảy đến phá hoại, được xác định bằng diện tích giới hạn bởi đường cong quan hệ lực – chuyển vị và trục hoành của đồ thị (Hình 12), kNmm; EAI là chỉ số hấp thụ năng lượng, $= [(A_1 + A_2)/A_1]$; K_1, K_2 lần lượt là độ cứng cát tuyến của mẫu trong giai đoạn trước khi nứt, $K_1 = V_{cr}/\delta_{cr}$, và giai đoạn từ khi nứt đến khi cốt thép dọc chịu kéo chảy, $K_2 = (V_y - V_{cr})/(\delta_y - \delta_{cr})$ (Hình 9), kN/mm; V_{cr}, V_y, V_u lần lượt là lực gây nứt, lực gây chảy và lực gây phá hoại của các mẫu, kN; V_u là lực gây phá hoại của các mẫu, kN; α_{avr} là góc của tháp chọc thủng trung bình so với phương ngang, độ; $\delta_{cr}, \delta_y, \delta_u$ lần lượt là chuyển vị tại cấp tải gây nứt, chảy dẻo cốt thép và lực gây phá hoại của các mẫu, mm; μ là chỉ số dẻo, $= \delta_u/\delta_y$; $\varepsilon_{ribu,b}, \varepsilon_{ribu,v}$ lần lượt là biến dạng lớn nhất của bản gối và sườn đứng các mẫu, ‰; $\varepsilon_{su,reb}, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{pu}$ lần lượt là biến dạng lớn nhất của thép thanh, bê tông chịu nén và cáp của các mẫu, ‰;

Ở giai đoạn từ khi vết nứt đầu tiên xuất hiện đến cấp tải phá hoại của mẫu, ứng xử của các mẫu dần chuyển sang phi tuyến. Chuyển vị của các mẫu sàn BTUST – cột CFT đều nhỏ hơn so với của sàn BTUST – cột BTCT khi xét tại cùng một cấp tải. Cụ thể, tại cấp tải giới hạn sử dụng của mẫu sàn BTUST– cột BTCT đối chứng (mẫu SP), $V_{u,ser-SP}$ (cấp tải gây nên chuyển vị $= L/250 = 2300/250 = 9,2$ mm, với L là nhịp thử tải, $= 2300$ mm), chuyển vị của các mẫu sàn BTUST – cột CFT nhỏ hơn từ 4% đến 21% so với của mẫu sàn BTUST – cột BTCT. Kết quả thú vị này cho thấy không có sự khác biệt đáng kể giữa độ cứng cũng như tính toàn khối của liên kết giữa hai loại liên kết sàn BTUST – cột CFT và sàn BTUST – cột BTCT truyền thống. Sự khác nhau về hình dạng của bản gối (vành khuyên hay chữ nhật rời rạc) ảnh hưởng đáng kể đến độ cứng của liên kết và tốc độ gia tăng chuyển vị của các mẫu. Cụ thể, tại cấp tải $V_{u,ser-SP}$, chuyển vị của mẫu dùng bản gối hình vành khuyên nhỏ hơn 18% so với của mẫu dùng bản gối hình chữ nhật. Nguyên nhân có thể là do bản gối hình vành khuyên có độ cứng lớn hơn so với của bản gối chữ nhật.



Hình 8. So sánh chuyển vị lớn nhất và lực gây phá hoại của mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT với mẫu đối chứng

Tại thời điểm phá hoại, chuyển vị lớn nhất của các mẫu sàn BTUST - cột CFT lớn hơn so với của mẫu sàn BTUST - cột BTCT truyền thống (mẫu đối chứng) từ 12% đến 39% (Hình 8(a)), cho thấy được khả năng biến dạng tốt của liên kết sàn BTUST - cột CFT so với của mẫu đối chứng. Sự thay đổi hình dạng của bản gối từ hình vành khuyên sang bốn tấm hình chữ nhật rời rạc không ảnh hưởng nhiều đến tốc độ gia tăng chuyển vị nhưng lại làm tăng đáng kể chuyển vị cuối cùng của mẫu do sự giảm yếu độ cứng của chúng. Theo đó, chuyển vị lớn nhất của mẫu dùng liên kết có bản gối dạng vành khuyên (SP-T1) nhỏ hơn so với khi dùng liên kết có bản gối dạng chữ nhật (SP-T3a) đến 19% (Bảng 4).

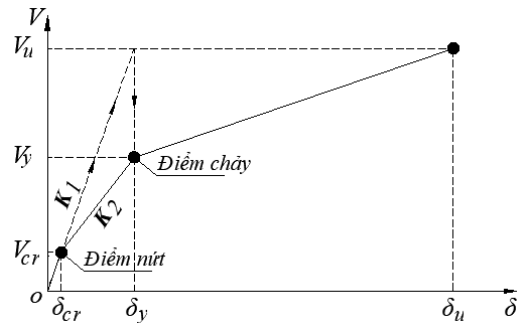
3.3. Khả năng kháng chọc thủng và độ cứng của các mẫu thí nghiệm

Khả năng kháng chọc thủng của các mẫu liên kết sàn BTUST - cột CFT dùng các chi tiết liên kết đề xuất lớn hơn từ 9% đến 13% so với của mẫu đối chứng (Hình 8(b)). Điều này cho thấy sự hiệu quả của các chi tiết liên kết đề xuất trong việc đảm bảo khả năng kháng chọc thủng của liên kết sàn BTUST - cột CFT. Hình dạng bản gối (vành khuyên hay chữ nhật) gần như không ảnh hưởng đến khả năng kháng chọc thủng của mẫu. Cụ thể, khả năng kháng chọc thủng của mẫu bản gối dạng vành khuyên (SP-T1) xấp xỉ của hai mẫu bản gối dùng chi tiết liên kết dạng hình chữ nhật (Bảng 4).

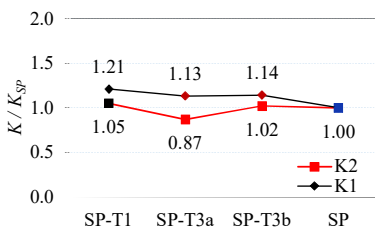
Độ cứng cát tuyến của các mẫu sàn ở giai đoạn trước khi xuất hiện vết nứt (K_1) và giai đoạn sàn chảy dẻo (K_2) được tổng hợp trong Bảng 4. Điểm dẻo của sàn được xác định theo [22] (Hình 9).

Trong Hình 9, K_1 và K_2 lần lượt là độ cứng của mẫu trong giai đoạn trước khi nứt và sau khi nứt đến chảy dẻo, $K_1 = V_{cr}/\delta_{cr}$ và $K_2 = (V_y - V_{cr})/(\delta_y - \delta_{cr})$; V_{cr} và V_y lần lượt là tải trọng gây nứt và chảy dẻo, kN; δ_{cr} và δ_y lần lượt là chuyển vị giữa sàn tại cấp tải gây nứt và chảy dẻo, mm.

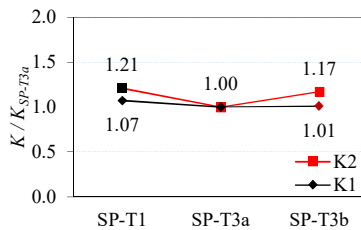
Độ cứng ở giai đoạn trước khi nứt, K_1 , của các mẫu sàn BTUST - cột CFT lớn hơn từ 13% đến 21% so với của mẫu đối chứng (Hình 10(a)) do hệ sườn thép dọc và ngang đã góp phần làm tăng độ cứng kháng uốn của tiết diện trước khi nứt. Sau giai đoạn nứt, độ cứng K_2 của mẫu sàn BTUST - cột CFT từ xấp xỉ đến nhỏ hơn so với của mẫu đối chứng đến 13%. Hiện tượng này có thể được giải thích là do sự xuất hiện của các vết nứt khiến cho mức độ liên kết giữa hệ sườn thép và bê tông sàn bị suy giảm và dẫn đến tính toàn khối của mẫu liên kết sàn BTUST - cột CFT không còn được như giai đoạn đầu.



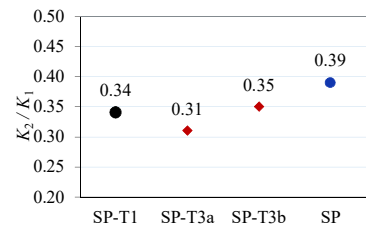
Hình 9. Xác định độ cứng cát tuyến K_1 và K_2



(a) Độ cứng so với mẫu đối chứng



(b) Độ cứng so với mẫu SP-T3a



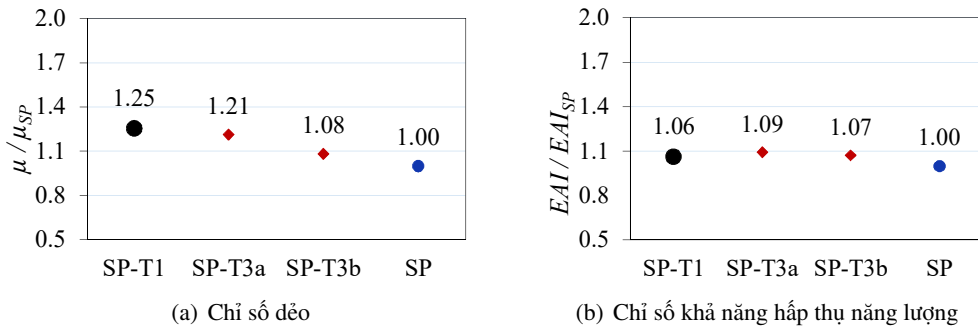
(c) Suy giảm độ cứng

Hình 10. Độ cứng của các mẫu

Hình dạng bản gối ảnh hưởng đáng kể đến độ cứng của mẫu sàn BTUST – cột CFT; theo đó, độ cứng K_1 và K_2 của các mẫu BTUST – cột CFT có bản gối dạng vành khuyên lớn hơn của mẫu có bản gối dạng chữ nhật lần lượt đến 7% và 21% (Hình 10(b)). Gần như không có sự khác biệt đáng kể về mức độ suy giảm độ cứng của giai đoạn sau nứt, K_2 , so với của giai đoạn trước nứt, K_1 , giữa mẫu sàn BTUST – cột CFT và mẫu đối chứng; nó thể hiện qua tỉ số K_2/K_1 của các mẫu BTUST – cột CFT thay đổi từ 0,31 đến 0,35 so với 0,39 của mẫu đối chứng (Hình 10(c)).

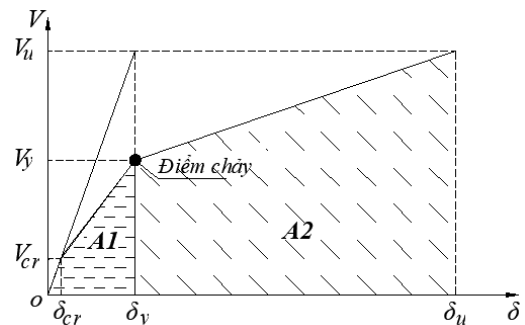
3.4. Độ dẻo dai và khả năng hấp thụ năng lượng

Hệ số dẻo, μ , được xác định như là tỉ số giữa chuyển vị của mẫu tại điểm chảy dẻo (Hình 9) và tại điểm phá hoại của các mẫu ($\mu = \delta_u/\delta_y$), được tổng hợp ở Bảng 3. Kết quả cho thấy độ dẻo dai các mẫu liên kết sàn BTUST - cột CFT cao hơn của mẫu sàn BTUST – cột BTCT (mẫu đối chứng) từ 8% đến 25%. Mẫu dùng liên kết bản gối dạng chữ nhật (mẫu SP-T3b) có độ dẻo dai nhỏ hơn 14% so với của mẫu dùng liên kết bản gối dạng vành khuyên (mẫu SP-T1) (Hình 11(a)). Kết quả này cho thấy hình dạng của chi tiết liên kết, cụ thể là của bản gối, ảnh hưởng đáng kể đến độ dẻo dai của liên kết sàn BTUST – cột CFT.



Hình 11. So sánh chỉ số dẻo và chỉ số khả năng hấp thụ năng lượng của các mẫu liên kết sàn BTUST - cột CFT với mẫu đối chứng

Để đánh giá khả năng hấp thụ năng lượng của kết cấu, chỉ số hấp thụ năng lượng, $EAI = (A_1 + A_2)/A_1$ do [22] đề xuất được sử dụng trong nghiên cứu này. Kết quả cho thấy chỉ số EAI của các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT cao hơn từ 6% đến 9% so với của mẫu đối chứng (Hình 11(b)). Chỉ số EAI của mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT dùng liên kết bản gối hình chữ nhật (mẫu SP-T3a) cao hơn so với của mẫu dùng liên kết bản gối hình vành khuyên (mẫu SP-T1), nhưng không đáng kể (khoảng 3%) (Bảng 4).



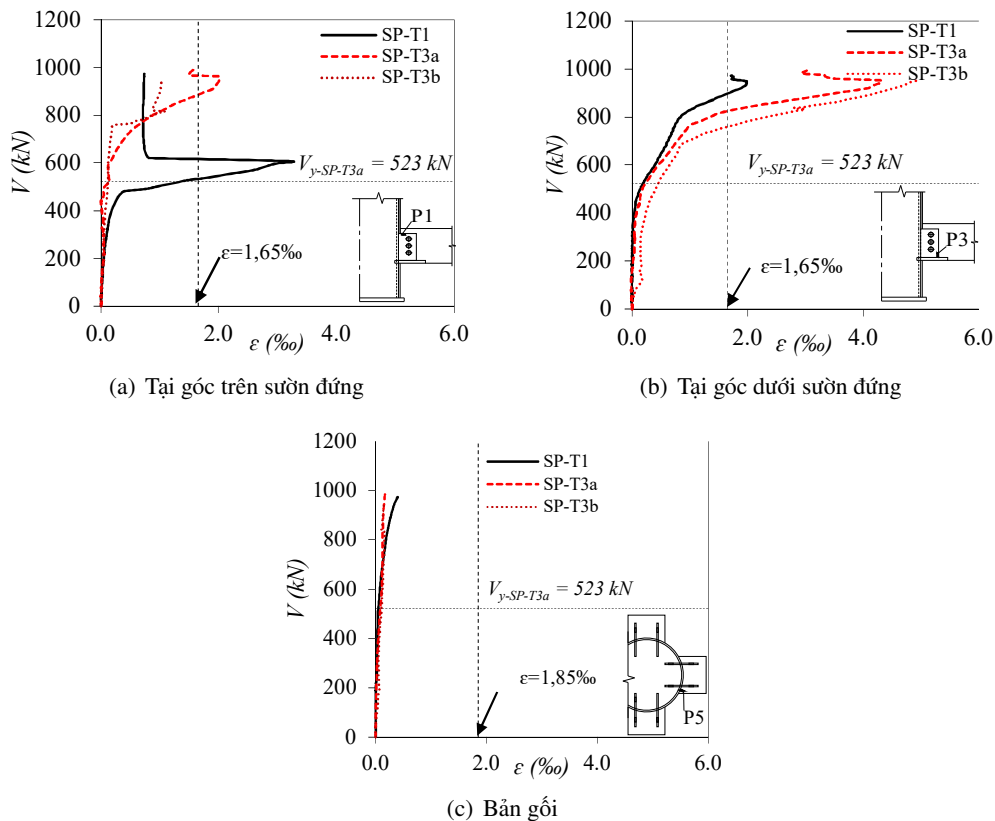
Hình 12. Năng lượng hấp thụ theo [22]

3.5. Biến dạng của sườn đứng và bản gối

Quan hệ lực – biến dạng tại góc trên, góc dưới của sườn đứng và biến dạng của bản gối được thể hiện lần lượt trên Hình 13(a), (b) và (c). Sườn đứng có xu hướng làm việc sớm hơn so với bản gối và biến dạng của sườn đứng chịu ảnh hưởng đáng kể bởi hình dạng của bản gối và của cáp UST. Cụ

thể, biến dạng góc dưới sườn đứng (P3) của mẫu SP-T3a bằng 2,7 lần của bản gối tại cấp tải chảy dẻo, $V_{y-SP-T3a} = 523 \text{ kN}$. Cũng tại cấp tải này, biến dạng tại góc trên sườn đứng của mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT dùng chỉ tiết bản gối hình vành khuyên (mẫu SP-T1) lớn hơn từ 8,5 lần đến 11 lần so với của mẫu dùng bản gối hình chữ nhật (mẫu SP-T3a và mẫu SP-T3b).

Biến dạng của sườn đứng trong các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT phân bố không đều (Hình 13(a) và (b)). Do cấp ứng suất ở thớ chịu kéo gần như tiếp nhận toàn bộ ứng suất kéo của sàn khiến cho vị trí góc trên của sườn đứng (góc chịu kéo) hầu như không làm việc nhiều; và vì vậy, biến dạng tại đây nhỏ (P1) và không lớn bằng so với biến dạng tại vị trí góc dưới (P3). Sau khi sàn xuất hiện vết nứt, các vết nứt ở mặt chịu kéo của sàn khiến cho độ cứng tiết diện suy giảm, dẫn đến biến dạng tại vị trí góc trên (P1) có xu hướng tăng chậm hơn so với của vị trí góc dưới (P3). Biến dạng bản gối của các mẫu tương đồng nhau và rất nhỏ so với của sườn đứng (Hình 13(c)).

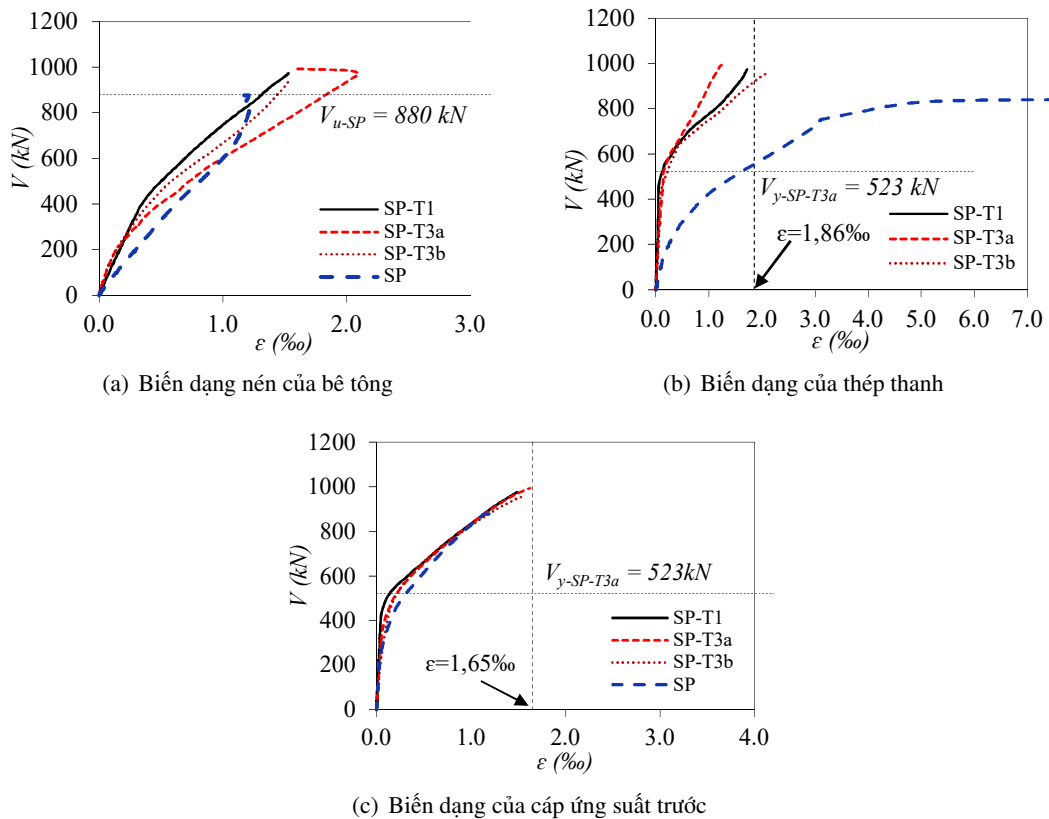


Hình 13. Biến dạng của sườn đứng và bản gối

Hình dạng của bản gối còn ảnh hưởng rõ nét đến biến dạng lớn nhất của sườn đứng và bản gối. Theo đó, biến dạng lớn nhất ở góc trên sườn đứng (P1) của mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT dùng liên kết có bản gối vành khuyên (mẫu SP-T1) lần lượt bằng 1,6 lần đến 3 lần so với của mẫu dùng bản gối chữ nhật (mẫu SP-T3a và SP-T3b) (Hình 13(a)). Biến dạng lớn nhất của bản gối hình chữ nhật (các mẫu SP-T3a và SP-T3b) lần lượt chỉ bằng 45% và 44% so với của bản gối hình vành khuyên (mẫu SP-T1). Tại thời điểm phá hoại, sườn đứng của các mẫu nhìn chung đều chảy dẻo, trong khi các bản gối thì chưa.

3.6. Biến dạng của bê tông, thép thanh và cáp ứng suất trước

Hình 14 biểu diễn quan hệ lực – biến dạng của bê tông, thép thanh và của cáp UST. Biến dạng nén cuối cùng của bê tông của các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT có xu hướng lớn hơn so với của mẫu đối chứng (Hình 14(a)). Ở cấp tải phá hoại của mẫu đối chứng, $V_{u,SP}$, biến dạng bê tông của các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT lớn hơn từ 11% đến 55% so với của mẫu sàn đối chứng. Biến dạng bê tông của mẫu sàn BTUST – cột CFT dùng liên kết có bản gôi dạng chữ nhật (mẫu SP-T3a) lớn hơn 40% so với của mẫu dùng liên kết có bản gôi dạng vành khuyên (mẫu SP-T1), cho thấy sự ảnh hưởng của hình dạng của bản gôi đến biến dạng bê tông. Đáng lưu ý rằng, biến dạng nén của bê tông của hầu hết các mẫu đều nhỏ hơn giá trị 2‰ (giá trị biến dạng nén của bê tông được khuyến nghị dùng khi thiết kế sức kháng chọc thủng theo [23]). Cụ thể, biến dạng nén lớn nhất của bê tông của các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT dao động từ 1,5‰ đến 2,1‰; trong khi, biến dạng nén lớn nhất của bê tông của mẫu sàn UST – cột BTCT đối chứng chỉ là 1,2‰ (Bảng 4). Nguyên nhân các giá trị biến dạng của bê tông đo được nhỏ trong nghiên cứu này có thể là do vị trí đặt cảm biến nằm cách xa mặt cột (do vướng bản gôi thép của chi tiết liên kết) (Hình 4(b)).



Hình 14. Quan hệ lực và biến dạng

Cốt thép dọc chịu kéo trong các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT có xu hướng chảy dẻo trễ hơn đáng kể so với của mẫu đối chứng (Hình 14(b)). Cốt thép thanh của mẫu đối chứng bắt đầu chảy dẻo ($\epsilon_{sry} = 1,86‰$) ở cấp tải 63% V_u . Trong khi, ngoại trừ mẫu SP-T3b có thép thanh chảy dẻo ở cấp tải 97% V_u , thép thanh trong hai mẫu còn lại chưa chảy dẻo. Biến dạng của cốt thép thanh của các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT có xu hướng nhỏ hơn đáng kể so với của mẫu đối chứng (Hình 14(b)). Tại cấp tải phá hoại của mẫu đối chứng, $V_{u,SP}$, biến dạng thép thanh của các mẫu liên kết sàn

BTUST – cột CFT nhỏ hơn từ 68% đến 82% so với của mẫu đối chứng. Điều này cho thấy cốt thép thanh trong các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT có xu hướng làm việc ít hơn so với của mẫu đối chứng. Nguyên nhân có thể là do sự không liên tục của cốt thép thanh trong các mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT. Ở cấp tải phá hủy của từng mẫu, biến dạng của thép thanh của mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT dùng bản gối hình vành khuyên đạt 1,7‰; và của mẫu dùng bản gối hình chữ nhật (SP-T3a và SP-T3b) dao động trong khoảng từ 1,2‰ đến 2,1‰ (Bảng 4). Như vậy, cốt thanh của các mẫu liên kết sàn BTUST – cột BTCT (mẫu đối chứng) đã chảy, trong khi, đa phần cốt thanh của các mẫu sàn liên kết sàn BTUST – cột CFT chưa chảy.

Biến dạng của cáp ứng suất trước của các mẫu hầu như không có sự khác biệt đáng kể (Hình 14(c)). Cáp chưa chảy dẻo khi mẫu bị phá hoại và giá trị biến dạng lớn nhất của cáp chỉ đạt giá trị 1,6‰ (Bảng 4).

4. Kết luận

Nghiên cứu này khảo sát thực nghiệm về ứng xử chọc thủng của liên kết sàn bê tông ứng suất trước (BTUST) – cột thép nhồi bê tông (CFT) dùng chi tiết liên kết mới dạng bản tại nút liên kết cột giữa. Chương trình thực nghiệm được thực hiện trên bốn mẫu kích thước lớn, gồm ba mẫu liên kết sàn BTUST – cột CFT và một mẫu liên kết sàn BTUST – cột bê tông cốt thép (BTCT) truyền thống dùng để đối chứng. Các mẫu sàn dùng cáp căng loại không bám dính. Dựa trên các kết quả đạt được từ nghiên cứu này, một số kết luận có thể được rút ra như sau:

(i) So với mẫu liên kết sàn BTUST – cột BTCT đối chứng, các mẫu sàn UST – cột CFT sử dụng các chi tiết liên kết đề xuất có các ưu điểm như sau:

- Khả năng chịu chọc thủng tăng nhẹ (tối đa 13%) trong khi khả năng biến dạng (chuyển vị lớn nhất) lớn hơn rõ rệt (lên đến 39%);
- Độ dẻo tăng đáng kể (đến 25%) và chỉ số hấp thụ năng lượng tăng nhẹ (từ 6% đến 9%);
- Độ cứng ở giai đoạn trước khi nứt lớn hơn và chỉ giảm nhẹ (xấp xỉ 13%) trong giai đoạn sau khi nứt đến khi sàn chảy dẻo.

(ii) Việc dùng chi tiết liên kết có bản gối gồm bốn bản thép rời rạc hình chữ nhật thay cho bản gối hình vành khuyên không ảnh hưởng đáng kể đến khả năng kháng chọc thủng, chỉ số hấp thụ năng lượng, và làm giảm nhẹ độ dẻo của liên kết sàn BTUST – cột CFT (khoảng 14%), nhưng giúp đơn giản hóa được công tác thi công. Ngoài ra, việc thay đổi bản gối hình vành khuyên sang dạng chữ nhật còn làm giảm biến dạng của bản gối đến 56% so với của bản gối hình vành khuyên. Tại thời điểm phá hoại của liên kết sàn BTUST – cột CFT, chi tiết sườn đứng của các mẫu nhìn chung đều chảy dẻo, trong khi đó các bản gối thì chưa.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Tập đoàn Thép JFE, Nhật Bản. Các thí nghiệm được thực hiện tại Phòng thí nghiệm Kết cấu Công trình Bách Khoa, Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG-HCM, Việt Nam. Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG-HCM đã hỗ trợ thời gian, phương tiện và cơ sở vật chất cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- [1] Lee, C.-H., Kang, T. H.-K., Kim, J.-W., Song, J.-K., Kim, S. (2019). [Seismic performance of concrete-filled tube column-reinforced concrete slab connections with shear reinforcement](#). *ACI Structural Journal*, 116(2).

- [2] Kim, J.-W., Lee, C.-H., Kang, T. H.-K. (2014). [Shearhead reinforcement for concrete slab to concrete-filled tube column connections](#). *ACI Structural Journal*, 111(3).
- [3] Thao, D. T. N., Bình, L. T., Phuong, T. D., Hiep, N. V., Chinh, T. H., Cuong, N. H. (2018). [Phân tích bậc hai phi đàn hồi cột ống thép nhồi bê tông](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - HUCE*, 12(2):18–23.
- [4] Brooms, C. E. (2007). [Ductility of flat plates: Comparison of shear reinforcement systems](#). *ACI Structural Journal*, 104(6):703–711.
- [5] Nguyen-Minh, L., Rovňák, M., Tran-Ngoc, T., Le-Phuoc, T. (2012). [Punching shear resistance of post-tensioned steel fiber reinforced concrete flat plates](#). *Engineering Structures*, 45:324–337.
- [6] Nguyen-Minh, L., Rovňák, M. (2013). [Punching shear resistance of interior GFRP reinforced slab-column connections](#). *Journal of Composites for Construction*, 17(1):2–13.
- [7] Yu, J. L., Wang, Y. C. (2018). [Punching Shear Behavior and Design of an Innovative Connection from Steel Tubular Column to Flat Concrete Slab](#). *Journal of Structural Engineering*, 144(9):04018144.
- [8] Corley, W. G., Hawkins, N. M. (1968). [Shearhead reinforcement for slabs](#). *ACI Journal Proceedings*, 65(10):811–824.
- [9] Satoh, H., Shimazaki, K. (2004). [Experimental research on load resistance performance of CFT column/flat plate connection](#). In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [10] Yamaguchi, T., Shimazaki, K., Satou, H. (2008). [An experimental study on vertical load resistance of CFT column-flat plate joints](#). In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*.
- [11] Lee, C.-H., Kim, J.-W., Song, J.-G. (2008). [Punching shear strength and post-punching behavior of CFT column to RC flat plate connections](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 64(4):418–428.
- [12] Bompa, D. V., Elghazouli, A. Y. (2016). [Structural performance of RC flat slabs connected to steel columns with shear heads](#). *Engineering Structures*, 117:161–183.
- [13] Eder, M. A., Vollum, R. L., Elghazouli, A. Y. (2012). [Performance of ductile RC flat slab to steel column connections under cyclic loading](#). *Engineering Structures*, 36:239–257.
- [14] Yan, P., Wang, Y. C. (2014). [Behaviour of steel tube-reinforced concrete flat slab shearhead systems](#). *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 167(11):667–677.
- [15] Chen, C.-C., Giduquio, M. B., Chang, S.-C. L., Cheng, M.-Y. (2020). [Punching shear capacity of RC slab-CFT column connections](#). *Engineering Structures*, 218:110785.
- [16] Su, Y., Tian, Y. (2009). [Experimental study of RC slab-CFT column connections under seismic deformations](#). *Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction*, CRC Press.
- [17] Nguyen-Minh, L., Vo-Le, D., Tran-Thanh, D., Pham, T. M., Ho-Huu, C., Rovňák, M. (2018). [Shear capacity of unbonded post-tensioned concrete T-beams strengthened with CFRP and GFRP U-wraps](#). *Composite Structures*, 184:1011–1029.
- [18] Vo-Le, D., Tran, D. T., Pham, T. M., Ho-Huu, C., Nguyen-Minh, L. (2022). [Re-evaluation of shear contribution of CFRP and GFRP sheets in concrete beams post-tensioned with unbonded tendons](#). *Engineering Structures*, 259:114173.
- [19] Rafiee, S., Hosseini, A., Marefat, M. S. (2021). [Seismic details for exterior connections of post-tensioned flat slabs to steel columns using steel plates, vertical stiffeners and bolts](#). *Journal of Building Engineering*, 36:102140.
- [20] ACI 318-14 (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [21] ACI Committee 374 (2013). *Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [22] Husain, M., Eisa, A. S., Roshdy, R. (2017). [Alternatives to enhance flat slab ductility](#). *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 11(1):161–169.
- [23] ASCE-ACI Committee 445 (1998). [Recent approaches to shear design of structural concrete](#). *Journal of Structural Engineering*, 124(12):1375–1417.