

BỘ XÂY DỰNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG MIỀN TRUNG



Lê Văn Việt

**NGHIÊN CỨU TÍNH TOÁN KHẢ NĂNG CHỊU CẮT
THỦNG CỦA SÀN PHẪNG BÊ TÔNG CỐT THÉP
TẠI LIÊN KẾT VỚI CỘT ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG**

ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ

Ngành Kỹ thuật Xây dựng

Mã số: 8580201

Cán bộ hướng dẫn: CBHD1: TS. Phan Văn Huệ

CBHD2: TS. Trương Quang Hải

Đắk Lắk - năm 2025

LỜI CAM ĐOAN

Tôi tên là Lê Văn Việt.

Tôi cam đoan đây là công trình nghiên cứu riêng của tôi. Các số liệu, kết quả nghiên cứu nêu trong đề án là trung thực và chưa từng được ai công bố trong bất kỳ công trình nào khác.

Đắk Lắk, ngày 05 tháng 8 năm 2025

Tác giả đề án



Lê Văn Việt

LỜI CẢM ƠN

Đề án thạc sĩ với đề tài **“Nghiên cứu tính toán khả năng chịu cắt thủng của sàn phẳng bê tông cốt thép tại liên kết với cột ống thép nhồi bê tông”** được thực hiện với kiến thức của tác giả trong quá trình học tập tại trường. Cùng với sự cố gắng của bản thân và sự giúp đỡ, động viên của thầy cô, bạn bè và gia đình trong quá trình học tập và thực hiện đề án.

Tác giả xin bày tỏ lòng biết ơn chân thành và sâu sắc tới Thầy hướng dẫn TS. Phan Văn Huệ và TS. Trương Quang Hải đã tận tình hướng dẫn, cho nhiều chỉ dẫn khoa học có giá trị, thường xuyên động viên, tạo điều kiện thuận lợi, giúp đỡ tác giả trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu, hoàn thành đề án và nâng cao năng lực nghiên cứu khoa học.

Tác giả xin chân thành cảm ơn Khoa Xây dựng - Trường Đại học Xây dựng Miền Trung nơi tác giả nghiên cứu và hoàn thành đề án, đã luôn động viên tạo điều kiện thuận lợi để nghiên cứu sinh hoàn thành đề án.

Tác giả xin chân thành cảm ơn Lãnh đạo Trường Đại học Xây dựng Miền Trung, nơi tác giả đang học tập, đã tạo điều kiện thuận lợi để tác giả hoàn thành đề án Thạc sĩ. Cuối cùng, tác giả bày tỏ lòng biết ơn người thân trong gia đình đặc biệt là vợ tôi đã luôn ở bên và động viên khích lệ, chia sẻ những khó khăn với tác giả trong quá trình thực hiện đề án Thạc sĩ. Với thời gian nghiên cứu có hạn và vốn kiến thức nhất định nên đề án này vẫn còn thiếu sót và chưa thể giải quyết các vấn đề khó khăn. Mong được sự góp ý của quý thầy cô và các bạn để tôi hoàn thiện hơn.

Đắk Lắk, ngày 05 tháng 8 năm 2025

Tác giả đề án



Lê Văn Việt

MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN.....	1
LỜI CẢM ƠN.....	2
MỤC LỤC	3
DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT	5
MỞ ĐẦU	6
1. Lý do chọn đề tài	6
2. Mục tiêu nghiên cứu	7
3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu	7
3.1. Đối tượng nghiên cứu	7
3.2. Phạm vi nghiên cứu	7
4. Phương pháp nghiên cứu	7
5. Cơ sở khoa học và tính thực tiễn của đề tài	7
5.1. Cơ sở khoa học của đề tài:	7
5.2. Tính thực tiễn của đề tài:	7
6. Bố cục của đề án	8
CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN	9
1.1. Tổng quan cột ống thép nhồi bê tông	9
1.1.1. Khái niệm	9
1.1.2. Ưu điểm, nhược điểm của cột ống thép nhồi bê tông	9
1.1.3. Phân loại cột ống thép nhồi bê tông, khả năng áp dụng và một số công trình sử dụng cột CFST	10
1.2. Tổng quan về các kiểu liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT	13
1.2.1. Trong nước.....	13
1.2.2. Ngoài nước.....	16
1.3. Tổng quan một số mô hình tính toán khả năng chịu cắt thủng sàn	19
1.4. Tổng quan các tiêu chuẩn tính toán	22
1.4.1. Tiêu chuẩn Việt Nam 5574-2018	22
1.4.2. Tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318-14	25
1.4.3. Tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2 (EC2 2004)	26
1.5. Nhận xét chương 1	28

CHƯƠNG 2: NGHIÊN CỨU TÍNH TOÁN LIÊN KẾT GIỮA SÀN PHẪNG BÊ TÔNG CỐT THÉP VỚI CỘT ỚNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG	29
2.1. Sự làm việc của liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT	29
2.1.1. Phân tích thực nghiệm sự làm việc của liên kết chịu tải trọng lệch tâm khi sàn không có gia cường cốt đai.....	29
2.1.2. Phân tích thực nghiệm sự làm việc của liên kết chịu tải trọng lệch tâm khi sàn có gia cường cốt đai.....	32
2.1.3. Phân tích kết quả thí nghiệm	35
2.1.4. Đề xuất chiều cao làm việc của sàn khi tính toán khả năng chịu cắt thủng cho sàn phẳng bê tông cốt thép tại vùng liên kết	36
2.2. Nghiên cứu giải pháp cấu tạo và tính toán cho liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép	38
2.2.1. Giải pháp cấu tạo liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT	38
2.2.2. Giải pháp tính toán liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT khi chịu mô men không cân bằng.....	39
2.3. Giải pháp tính toán liên kết cột biên CFST với sàn phẳng BTCT	45
2.3. Nhận xét chương 2.....	47
CHƯƠNG 3: ÁP DỤNG TÍNH TOÁN LIÊN KẾT GIỮA SÀN PHẪNG BÊ TÔNG CỐT THÉP VỚI CỘT ỚNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG	49
3.1. Thiết kế liên kết sàn BTCT với cột giữa CFST khi liên kết chịu mô men không cân bằng và không gia cường cốt đai cho sàn	49
3.2. Thiết kế liên kết cột giữa CFST với sàn phẳng BTCT có gia cường cốt đai khi liên kết chịu mô men không cân bằng	54
3.3. Thiết kế liên kết giữa cột biên CFST với sàn phẳng BTCT	58
3.3.1. Trường hợp sàn không gia cường cốt đai.....	58
3.3.2. Trường hợp sàn có gia cường cốt đai tại vùng liên kết.....	60
3.4. Nhận xét chương 3	63
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	65
1. Kết luận	65
2. Kiến nghị	65
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	66

DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT

BTCT	: Bê tông cốt thép
CFST, CFT	: Ống thép nhồi bê tông (Concrete filled steel tube)
CHS	: Tiết diện hình tròn rỗng (Circular Hollow Section)
LVDT	: Thiết bị đo chuyển vị (Linear Variable Differential Transducer)
RHS	: Tiết diện hình chữ nhật rỗng (Rectangular Hollow Section)
SHS	: Tiết diện hình vuông rỗng (Square Hollow Section)

MỞ ĐẦU

1. Lý do chọn đề tài

Hiện nay, xu hướng xây dựng nhà cao tầng ngày càng được sử dụng nhiều ở Việt Nam. Việc tìm kiếm một giải pháp kết cấu chịu lực hiệu quả về mặt kỹ thuật và kinh tế so với các giải pháp kết cấu truyền thống là cần thiết. Giải pháp kết cấu kết hợp cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép thành hệ kết cấu chịu lực cho nhà cao tầng sẽ có tính ứng dụng và hiệu quả cao vì đã khai thác những ưu điểm nổi trội của cột ống thép nhồi bê tông và sàn phẳng bê tông cốt thép. Tuy nhiên, vì hai kết cấu này là riêng biệt nên sự kết hợp giữa chúng sẽ bị gián đoạn tại bề mặt ống thép. Do đó, để đảm bảo sự làm việc đồng thời như trong kết cấu bê tông cốt thép thông thường cần phải có chi tiết liên kết. Chi tiết liên kết phải đáp ứng việc kết nối sàn - cột, có khả năng tiếp nhận tải trọng trên sàn truyền về cột đồng thời tham gia vào khả năng chịu cắt của sàn. Hiện nay các nghiên cứu trong và ngoài nước cho thấy có 3 hình thức liên kết cho cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép được sử dụng phổ biến gồm: (1) sử dụng shearhead là các thép hình chữ H, I được hàn vào bề mặt ngoài của ống thép và nhúng vào trong bê tông sàn; (2) sử dụng các tấm thép hàn theo chu vi cột mặt dưới của sàn để đỡ tấm sàn; (3) sử dụng các stud (chốt chịu cắt) hàn tại bề mặt cột để liên kết sàn - cột. Trong đó giải pháp sử dụng shearhead làm chi tiết liên kết là hợp lý và hiệu quả hơn. Vì với liên kết sử dụng các tấm thép đỡ tại mặt dưới của sàn hay việc sử dụng các stud để liên kết thì khó cho việc mở rộng liên kết. Trường hợp sử dụng tấm thép thì việc mở rộng liên kết sẽ cần một số lượng sườn thép lớn để đảm bảo độ cứng của tấm thép lúc đó chi tiết liên kết sẽ cồng kềnh, ảnh hưởng đến kiến trúc và hao phí vật liệu hơn. Bên cạnh đó, các nghiên cứu cũng chỉ dừng lại việc sử dụng tải trọng đúng tâm để thí nghiệm và sự phá hoại xảy ra chủ yếu là cắt thủng. Các mô hình thí nghiệm ứng xử của sàn bê tông cốt thép với cột ống thép nhồi bê tông chịu tải trọng lệch tâm chưa tìm thấy. Các biện pháp gia cường khả năng chịu cắt thủng của sàn tại vị trí liên kết cũng còn ít nghiên cứu. Tiêu chuẩn thiết kế của các nước như ACI318-14, Eurocode 2, TCVN 5574-2018 cũng chưa đề cập đến các quy định cấu tạo cũng như tính toán liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép. Điều này cản trở việc sử dụng hệ kết cấu này vào thực tế kết cấu công trình. Với mong muốn cung cấp những hiểu biết đầy đủ hơn về cấu tạo và tính toán liên kết nhằm áp dụng hệ kết cấu này vào các công

trình xây dựng dân dụng tại Việt Nam, đề án sẽ sử dụng shearheads là các thép hình chữ H, I để làm chi tiết liên kết cho cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép và tham khảo tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318-14 để xây dựng giải pháp tính toán cho liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép và đây là lý do đề học viên thực hiện đề án với đề tài: **“Nghiên cứu tính toán khả năng chịu cắt thủng của sàn phẳng bê tông cốt thép tại liên kết với cột ống thép nhồi bê tông”**

2. Mục tiêu nghiên cứu

- Nghiên cứu tổng quan về cột CFST, kết cấu sàn phẳng và liên kết giữa cột CFST và sàn phẳng BTCT, các mô hình và tiêu chuẩn tính toán khả năng chịu cắt thủng của sàn phẳng bê tông cốt thép;
- Nghiên cứu xây dựng giải pháp tính toán cho liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép tham khảo tiêu chuẩn ACI 318-14;
- Thực hiện các tính toán cụ thể cho liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

3.1. Đối tượng nghiên cứu

- Liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép.

3.2. Phạm vi nghiên cứu

- Sử dụng liên kết kiểu shearhead để kết nối cột CFST và sàn phẳng BTCT; ống thép sử dụng loại tiết diện vuông.
- Tính toán liên kết cho trường hợp liên kết chịu mô men không cân bằng.

4. Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu lý thuyết, tham khảo các thí nghiệm đã thực hiện và kết hợp với các tiêu chuẩn thiết kế để xây dựng giải pháp thiết kế cho liên kết.

5. Cơ sở khoa học và tính thực tiễn của đề tài

5.1. Cơ sở khoa học của đề tài:

Cơ sở khoa học của đề tài là tổng hợp các nghiên cứu đã thực hiện ở trong nước và trên thế giới, tham khảo tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318-14 để xây dựng giải pháp tính toán cho liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép.

5.2. Tính thực tiễn của đề tài:

Đẩy mạnh ứng dụng hệ kết cấu cột ống thép nhồi bê tông và sàn phẳng bê tông cốt thép nhằm tăng hiệu quả kinh tế - kỹ thuật trong xây dựng nhà cao tầng tại Việt Nam.

6. Bố cục của đề án

Căn cứ nội dung cần thực hiện, đề án được cấu trúc thành các phần như sau:

Mở đầu.

Chương 1. Tổng quan

Chương 2. Nghiên cứu tính toán liên kết giữa sàn phẳng bê tông cốt thép với cột ống thép nhồi bê tông.

Chương 3. Áp dụng tính toán liên kết giữa sàn phẳng bê tông cốt thép với cột ống thép nhồi bê tông.

Kết luận và kiến nghị

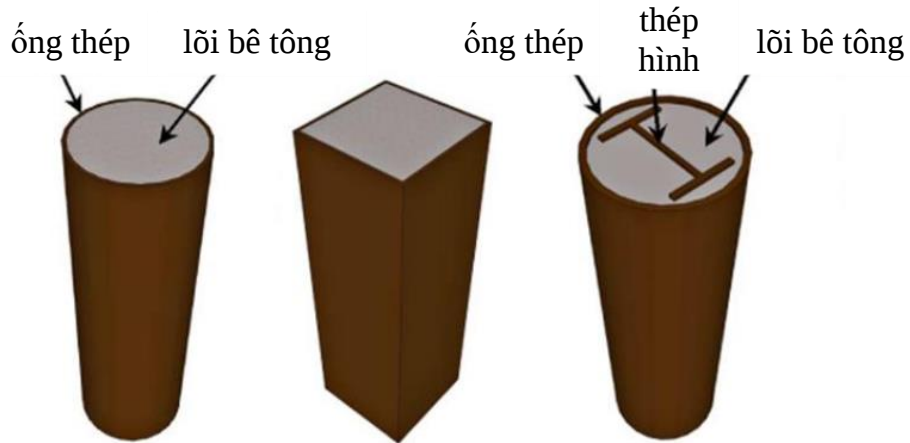
Tài liệu tham khảo

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN

1.1. Tổng quan cột ống thép nhồi bê tông

1.1.1. Khái niệm

Kết cấu cột ống thép nhồi bê tông (CFST) là một hệ kết cấu liên hợp bao gồm vỏ ống thép và lõi bê tông cùng làm việc chung với nhau. (Hình 1.1)



Hình 1.1. Cấu tạo cột ống thép nhồi bê tông

Bê tông được đổ trong lòng ống thép và trong quá trình đông cứng chặt của bê tông tạo ra liên kết chặt chẽ với thành trong ống thép. Kết cấu thép dễ bị mất ổn định cục bộ làm giảm cường độ nhưng lại có cường độ chịu kéo cao. Bê tông có cường độ chịu kéo nhỏ hơn nhiều lần so với cường độ chịu nén và khi bê tông bị hạn chế nở hông thì khả năng chịu nén của bê tông sẽ được tăng lên. Vậy, kết cấu thép và bê tông khi kết hợp lại sẽ phát huy được hết khả năng và cường độ của chúng tạo ra một kết cấu có tính ổn định và cường độ chịu nén cao.

Cột CFST hiện đang được nghiên cứu và áp dụng rộng rãi cho các công trình công nghiệp và nhà cao tầng do có nhiều ưu điểm hơn so với cột thép và cột bê tông cốt thép (BTCT) truyền thống.

1.1.2. Ưu điểm, nhược điểm của cột ống thép nhồi bê tông

a) Ưu điểm:

- Kết cấu Cột CFST là ý tưởng nhằm tối ưu hoá về cường độ, độ cứng và độ ổn định của kết cấu. Lõi bê tông có khả năng chống lại tải trọng nén và giúp giảm nguy cơ xảy ra mất ổn định cục bộ của ống thép. Vỏ ống thép có khả năng chịu mô men uốn và làm cản trở biến dạng nở hông của lõi bê tông làm tăng khả năng chịu nén và độ dẻo dai đối với cấu kiện.

- Khắc phục được tính dòn lớn của bê tông cường độ cao do bê tông bị gò chặt trong ống thép. Có khả năng chịu mài mòn ở vỏ thép và va đập tốt hơn.

- Khả năng chống cháy của cột CFST tốt hơn so với cột BTCT thông thường.

- Cột CFST không có cốt chịu lực và cốt ngang nên có thể đổ bê tông với cấp phối hỗn hợp cứng hơn và sẽ dễ dàng đạt chất lượng bê tông cao hơn. Ống thép làm nhiệm vụ cốt pha. Thông thường cột ống thép được thi công trước để tạo hệ kết cấu chắc chắn và ổn định thì bê tông mới được bơm nhồi vào nên có thể đẩy nhanh tốc độ thi công.

- Giá thành tổng thể của công trình làm bằng kết cấu ống thép nhồi bê tông nói chung nhỏ hơn nhiều so với giá thành của công trình tương tự làm bằng kết cấu bê tông cốt thép hay kết cấu thép thông thường. Khối lượng của kết cấu ống thép nhồi bê tông nhỏ hơn so với kết cấu bê tông. Ngoài ra Cột CFST tiết diện nhỏ gọn nên tiết kiệm không gian sử dụng và cấu kiện thanh mảnh nên có tính thẩm mỹ cao.

b) Nhược điểm:

- Hạn chế lớn nhất kết cấu này đó là cấu tạo liên kết giữa cột ống thép nhồi bê tông với sàn bê tông cốt thép, dầm bê tông cốt thép hay dầm thép. Các ứng xử, cơ chế làm việc, trạng thái phá hoại liên kết thực tế chưa được hiểu rõ, do đó gây ra không ít những khó khăn cho tính toán, thiết kế, cấu tạo liên kết nhằm kết hợp các loại kết cấu này thành hệ kết cấu hiệu quả sử dụng cho công trình tại Việt Nam.

- Công nghệ thi công mặc dù không phức tạp lắm tuy nhiên trong quá trình đổ bê tông đòi hỏi chất lượng bê tông phải đồng đều, công nghệ phải chuẩn xác vì các khuyết tật khó kiểm soát khi đã thi công xong.

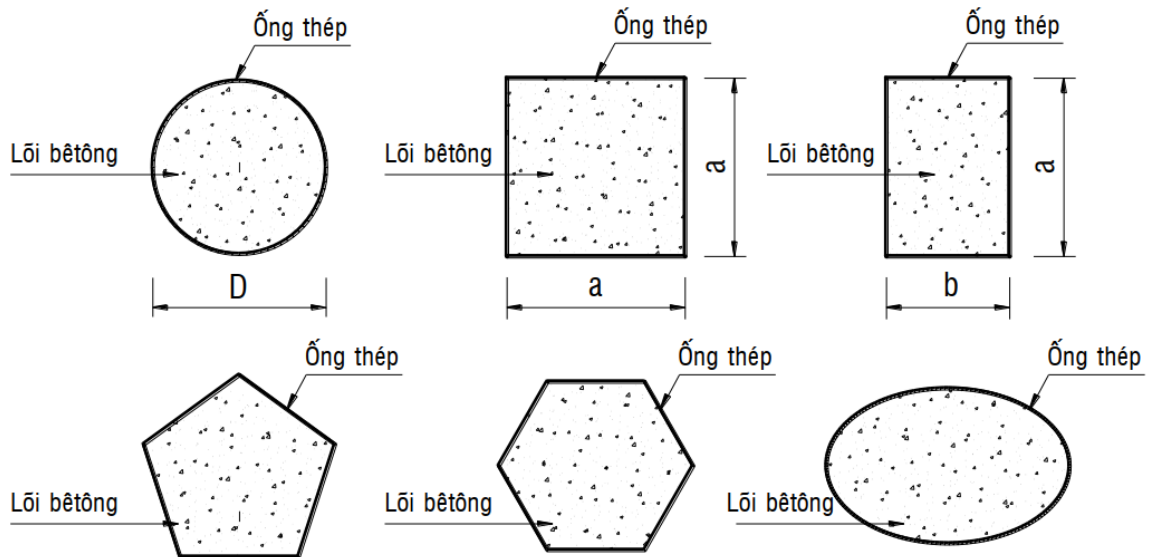
1.1.3. Phân loại cột ống thép nhồi bê tông, khả năng áp dụng và một số công trình sử dụng cột CFST

1.1.3.1. Phân loại cột ống thép nhồi bê tông

Cấu tạo của cột CFST rất đa dạng. Dựa vào hình dạng và cấu tạo của mặt cắt ngang, cột CFST được phân loại như sau:

a) Cột ống thép nhồi bê tông đặc

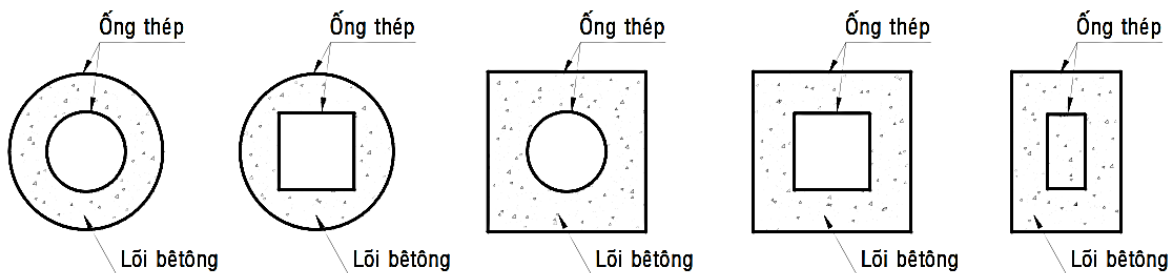
Là loại cột CFST điển hình có cấu tạo gồm ống thép tiết diện rỗng hình tròn, hình vuông, hình chữ nhật được nhồi bê tông đặc (Hình 1.2). Những dạng tiết diện ngang khác cũng được sử dụng do yêu cầu về kiến trúc như dạng đa giác, dạng elip, v.v.



Hình 1.2. Cấu tạo cột ống thép nhồi bê tông đặc điển hình.

b) Cột ống thép nhồi bê tông rỗng

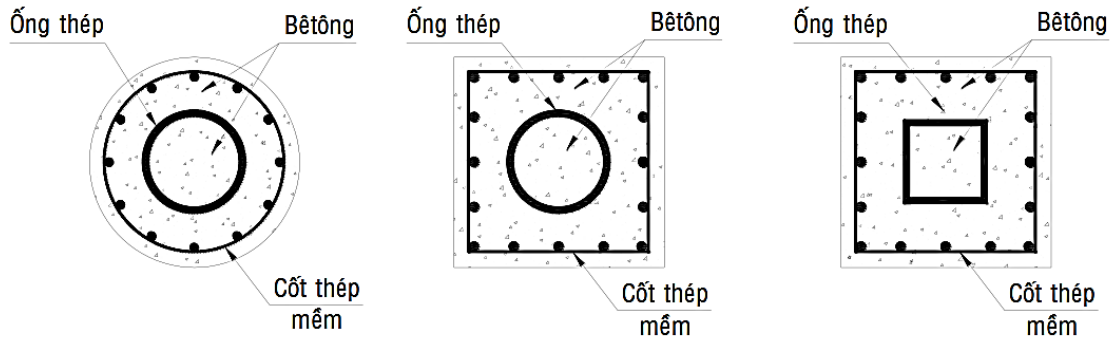
Là loại cột CFST có tiết diện bao gồm ống thép trong và ống thép ngoài, bê tông được nhồi vào giữa hai ống thép (Hình 1.3). Dạng cột này có khả năng chịu lực, độ cứng kháng uốn, độ dẻo dai và khả năng chống cháy cao hơn so với cột CFST đặc, phù hợp với dạng cột có tiết diện ngang lớn. Chiều dày vỏ và trọng lượng bản thân của cấu kiện loại này cũng nhỏ hơn so với cột CFST đặc.



Hình 1.3. Cấu tạo cột ống thép nhồi bê tông rỗng điển hình

c) Cột ống thép nhồi bê tông gia cường bằng bê tông cốt thép truyền thống bên ngoài.

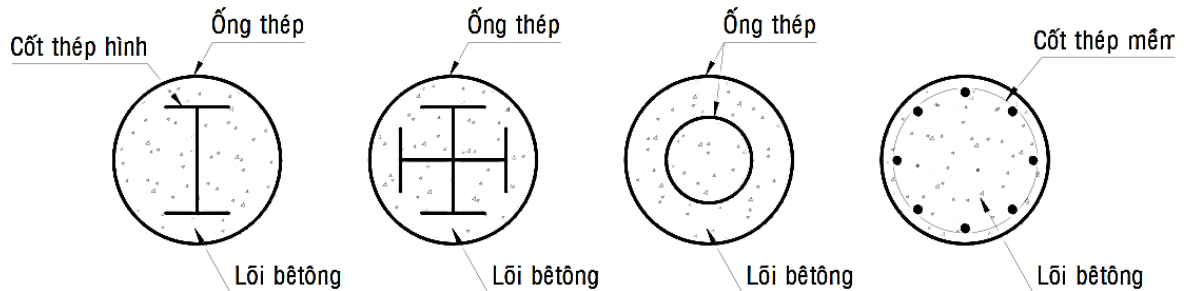
Là loại cột CFST có cấu tạo tiết diện gồm ống thép bên trong được lắp đặt trước tiếp theo là lắp đặt các hệ thép gia cường, lớp bê tông bên trong và bên ngoài được đổ sau đó (Hình 1.4). Bê tông cốt thép bao bọc bên ngoài tạo thành một lớp chống cháy cho lõi bên trong, do đó khả năng chống cháy của loại cột này được tăng đáng kể so với cột CFST truyền thống. Ngoài ra, loại cột này còn có khả năng kháng mất ổn định cục bộ, chống ăn mòn đối với ống thép rất tốt và dễ liên kết với những dầm bê tông cốt thép hoặc dầm thép trong hệ kết cấu công trình.



Hình 1.4. Cấu tạo cột ống thép nhồi bê tông gia cường bằng bê tông cốt thép truyền thống bên ngoài điển hình

d) Cột ống thép nhồi bê tông gia cường bằng cốt thép, cốt cứng bên trong.

Là loại cột CFST có cấu tạo tiết diện gồm kết cấu thép, cốt thép thanh gia cường được bố trí vào lõi của ống thép sử dụng để tăng khả năng chịu tải trọng của cấu kiện CFST (Hình 1.5). Làm tăng khả năng chịu lực của cột mà không làm thay đổi dạng tiết diện của cột. Trường hợp cột có tiết diện lớn hoặc có vỏ thép thành mỏng làm bằng thép cường độ cao cần bố trí các sườn tăng cứng, có thể hàn bên trong ống theo phương dọc trục hoặc hàn vuông góc tiết diện ống, giúp giảm nguy cơ ổn định cục bộ của ống thép và làm tăng thêm độ dẻo dai của cột.



Hình 1.5. Cấu tạo cột ống thép nhồi bê tông gia cường bằng cốt thép, cốt cứng bên trong điển hình

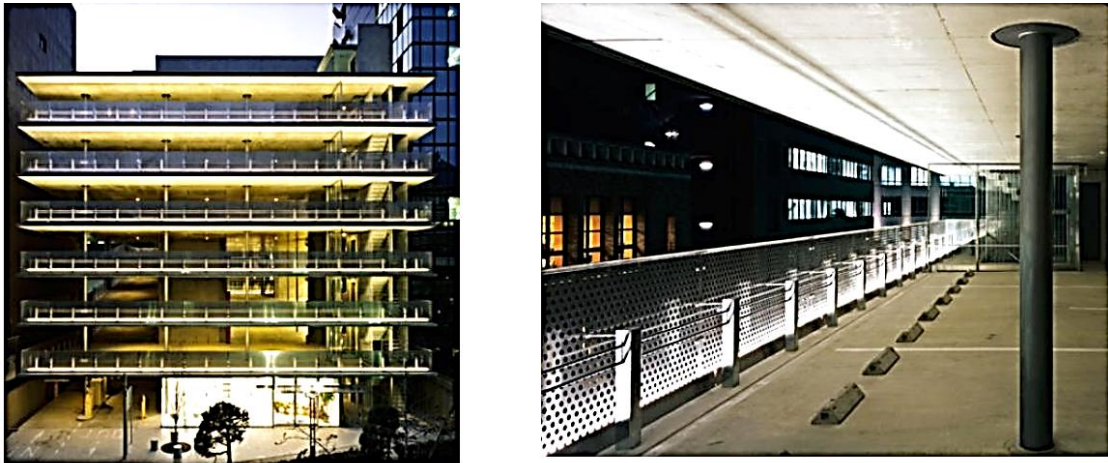
1.1.3.2. Khả năng áp dụng và một số công trình sử dụng cột CFST

a) Khả năng áp dụng

Cột CFST có nhiều ưu điểm nên được sử dụng thay thế cho cột BTCT và cột thép truyền thống và được ứng dụng rộng rãi cho rất nhiều lĩnh vực như nhà dân dụng và công nghiệp, cầu đường, ...

b) Một số công trình sử dụng cột CFST

Tòa nhà Strong Building gồm 8 tầng (Hình 1.6) sử dụng giải pháp kết cấu gồm cột tròn ống thép nhồi bê tông và sàn phẳng BTCT được xây dựng ở thành phố Kobe của Nhật với diện tích sàn là 6.593m^2 .



Hình 1.6. Tòa nhà strong building

Tòa nhà được xây dựng bằng kết cấu cột CFST ở Chuo-ku, thành phố Kobe, Nhật Bản (Hình 1.7) tổng diện tích sàn 20.642m^2 , gồm 12 tầng nổi và 2 tầng hầm. Các công trình nhà ở tại thành phố Kobe được xây dựng nhằm chống lại những tác động lớn từ những động đất và kết cấu CFST đáp ứng được điều này.



Hình 1.7. Nhà được xây dựng bằng kết cấu CFST

1.2. Tổng quan về các kiểu liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT

1.2.1. Trong nước

Sự kết hợp giữa kết cấu cột CFST và sàn phẳng bê tông cốt thép sẽ tạo ra một hệ kết cấu có tính ứng dụng cao cho kết cấu nhà cao tầng. Trong vài năm gần đây, ở trong nước đã có các nghiên cứu về liên kết cột (CFST) với sàn phẳng bê tông cốt thép. Các hình thức liên kết đã được đề xuất đã được đánh giá qua các thí nghiệm trong phòng trên các mẫu với tỉ lệ 1:1. Tất cả các thí nghiệm đều sử dụng tải trọng đúng tâm.

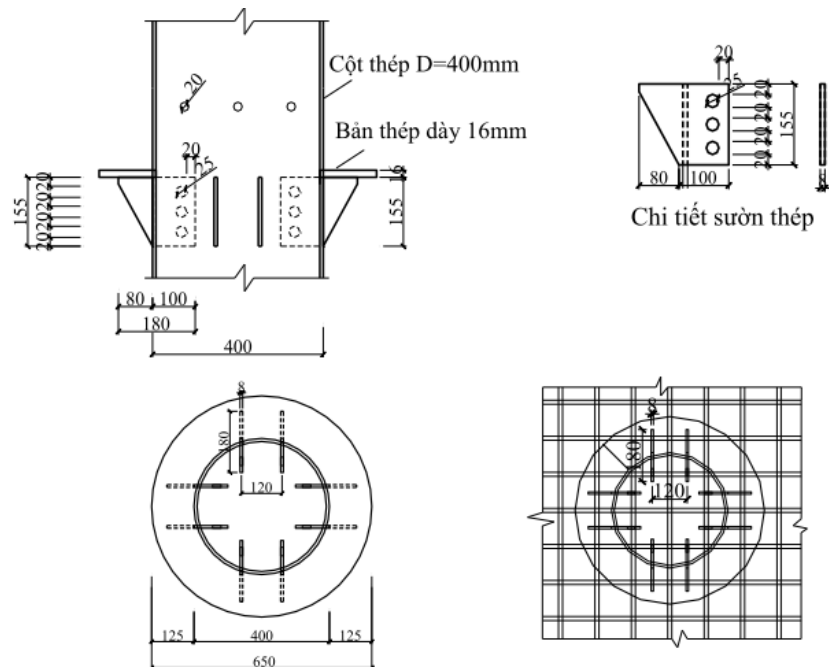
Đ.N.T. Lực (2019) [1] đã đề xuất kiểu liên kết giữa cột CFST với sàn phẳng BTCT sử dụng tấm thép liên kết. Chi tiết liên kết gồm tấm thép phẳng trong đó một phần tấm thép sẽ được đưa vào bên trong cột thông qua rãnh trên mặt cột và được hàn vào bề mặt bên ngoài của cột; Cốt đai bao quanh tấm thép; Sử dụng giải pháp neo cốt thép sàn vào cột thông qua các lỗ khoan sẵn trên mặt cột; Cốt thép hậu chọc thủng. Để xác thực khả năng chịu lực của liên kết đề xuất, chương trình thí nghiệm được thực hiện trên mẫu tỉ lệ 1:1 với chiều dày sàn là $h_s=180\text{mm}$.



Hình 1.8. Liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT sử dụng tấm thép phẳng liên kết.

Đ.N.T. Lực (2019) [2] đề xuất kiểu liên kết sử dụng shear key là các thép hình tiết diện chữ H được hàn vào các mặt cột để làm chi tiết liên kết cột ống thép nhồi bê tông cột ở vị trí biên và góc với sàn phẳng BTCT.

Đ.T.N. Thảo (2019) [3] đã đề xuất một liên kết giữa cột CFST với sàn phẳng bê tông cốt thép. Cấu tạo liên kết mô tả gồm một bản thép dày 16 mm được hàn theo chu vi cột tròn có đường kính $D = 400\text{ mm}$ và bố trí vào mặt dưới của sàn, hệ sườn thép gồm 8 sườn đứng liên kết với cột theo 2 phương có tác dụng đỡ bản thép đầu cột và các tấm thép này đều bố trí xuyên cột qua các rãnh xẻ trên mặt cột, phần nằm bên trong cột thép và lõi bê tông cột được khoét lỗ tròn. Cốt thép dọc lớp trên và lớp dưới được bố trí xuyên cột. Chiều dày sàn là 200 mm.



Hình 1.9. Chi tiết liên kết đề xuất bởi Đ.T.N. Thảo (2019) [3].

Trương Quang Hải (2021) [4] đã nghiên cứu liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT và sàn phẳng bê tông ứng lực trước. Tác giả đã đề xuất giải pháp cấu tạo và gia cường cho nút liên kết sàn phẳng hoặc sàn phẳng bê tông ứng lực trước với cột ống thép nhồi bê tông, cụ thể là thêm bản thép đỡ vòng quanh tiết diện cột ở phía đáy, thêm cốt thép vòng để hạn chế vết nứt bê tông vùng kéo, thêm thép đai hình chữ C nhằm tăng cường khả năng chống cắt thủng. Kiểm chứng hiệu quả của phương án gia cường bằng thực nghiệm trên các mẫu thử với tỉ lệ 1:1. Từ kết quả nghiên cứu, tác giả đã đề xuất cách xác định chu vi tiết diện phá hoại và chiều cao làm việc chịu cắt trong công thức của EC2 để xác định khả năng kháng thủng trong liên kết cột ống thép nhồi bê tông và sàn phẳng. Tác giả cũng đã sử dụng giải pháp liên kết được đề xuất để nghiên cứu ứng xử thực nghiệm của sàn tại liên kết ở vị trí cột biên và cột góc.



Hình 1.10. Liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT sử dụng shearhead [4].



Hình 1.11. Liên kết cột CFST với sàn phẳng bê tông ứng lực trước sử dụng shearhead [4].

Lưu Thanh Bình (2022) [5] khảo sát thực nghiệm về ứng xử chọc thủng của liên kết sàn bê tông ứng suất trước - cột thép nhồi bê tông 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 CFST 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. Kết quả thí nghiệm cho thấy so với mẫu liên kết sàn BTUST - cột BTCT đối chứng, các mẫu sàn UST - cột CFST sử dụng các chi tiết liên kết đề xuất cho 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%).

Hiện nay, nhóm nghiên cứu do Phan Văn Huệ chủ trì cũng đang triển khai thực hiện nghiên cứu ứng xử của sàn tại liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi chịu mô men không cân bằng bằng thực nghiệm và mô phỏng số.

1.2.2. Ngoài nước

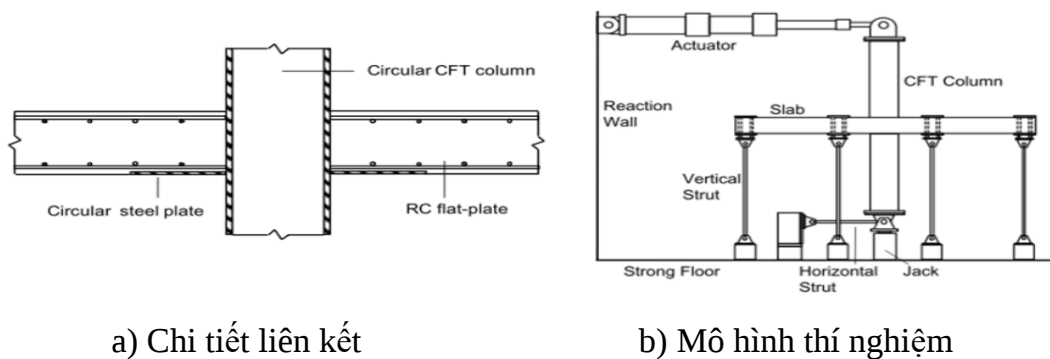
Hiện nay hầu hết các nghiên cứu trên thế giới chỉ tập trung vào nghiên cứu liên kết giữa sàn phẳng BTCT với cột ống thép nhồi bê tông chịu tải trọng đúng tâm, các nghiên cứu về liên kết chịu tải trọng lệch tâm chưa tìm thấy. Một vài các nghiên cứu như sau:

Hiroki Satoh (2004) [6] đã công bố kết quả về nghiên cứu thực nghiệm khả năng chịu tải của liên kết giữa cột CFST và sàn phẳng BTCT. Tác giả đã thực hiện 3 nhóm thí nghiệm: (1) thí nghiệm tải trọng ngang cho liên kết cột-sàn bên trong; (2) thí nghiệm xác định cường độ chọc thủng; (3) thí nghiệm xác định cường độ chịu

xoắn. Liên kết được tác giả đề xuất gồm vách ngăn được chế tạo trước và nối với dầm thép chịu cắt tiết diện I tại hiện trường bằng bu lông cường độ cao.

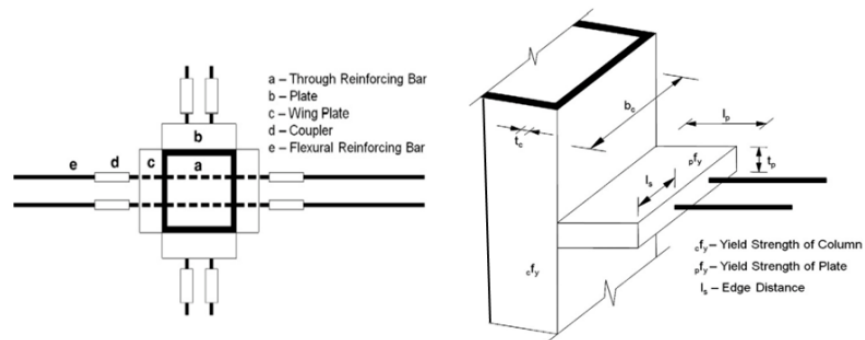
Cheol-Ho Lee (2007) [7] nghiên cứu cường độ chịu cắt thùng và ứng xử sau chọc thùng của liên kết giữa cột CFST và sàn phẳng BTCT. Mục tiêu nghiên cứu là đề xuất chi tiết liên kết chịu tải trọng đứng và một mô hình giải tích được đề xuất để phân tích tiến trình phá hoại. Chi tiết liên kết được tác giả đề xuất dựa trên quan điểm đó là: (1) tính nguyên vẹn của liên kết và dễ dàng cho thi công; (2) Đảm bảo tính toàn khối và độ siêu tĩnh cho vùng liên kết; (3) thí nghiệm mẫu để kiểm tra độ tin cậy của liên kết đề xuất.

Y.Su, Y.Tian (2010) [8] nghiên cứu thực nghiệm liên kết giữa cột CFST và sàn bê tông cốt thép dưới tác dụng của động đất. Mục đích của nghiên cứu là tạo một liên kết chịu tải trọng ngang nhưng vẫn đảm bảo khả năng chịu tải trọng đứng khi động đất xảy ra. Mẫu chốt vấn đề mà tác giả đưa ra để thiết lập liên kết là phải giảm ứng suất tập trung gây ra bởi mô men âm trong sàn do tải trọng ngang đồng thời vẫn duy trì được khả năng chịu tải trọng đứng. Từ nhận định trên một liên kết được đề xuất là tấm sàn BTCT được đỡ bởi một tấm thép được hàn vào cột như Hình .



Hình 1.12. Liên kết của Y.Su, Y.Tian (2010)

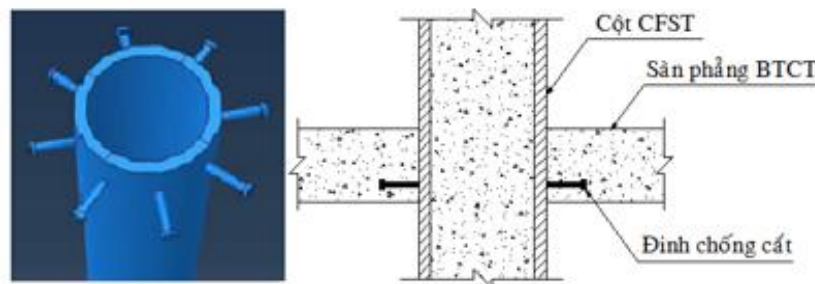
Young K. Ju (2013) [9] dựa trên cơ sở phân tích ưu, nhược điểm của các liên kết giữa cột CFST và sàn BTCT được công bố trước đó, tác giả đã đề xuất liên kết với tấm thép được hàn vào cột và có chứa các lỗ ren để nối với thép chờ, các thép chờ này được nối ren với cốt thép thường của sàn và sau đó đổ bê tông Hình . Phương pháp phần tử hữu hạn với việc sử dụng phần mềm ANSYS để khảo sát liên kết. Theo đó 84 mẫu được phân tích để tìm ra công thức thiết kế cho liên kết.



Hình 1.13. Liên kết của Young K. Ju (2013)

Kết quả khảo sát cho thấy cường độ liên kết giảm tương ứng với sự tăng của bề rộng ống thép. Bên cạnh đó khi chiều dày thành ống thép và độ vươn của tấm thép từ mặt cột tăng thì cường độ của liên kết cũng tăng. Cường độ của liên kết tỉ lệ thuận với cường độ của ống thép và tỉ lệ nghịch với cường độ của tấm thép liên kết, khoảng cách đặt lực trên tấm thép.

J. L. Yu và Y. C. Wang (2018) [10] nghiên cứu ứng xử chịu cắt thủng của sàn phẳng tại liên kết với cột CFST khi sử dụng các stud hàn trực tiếp vào mặt cột Hình .



Hình 1.14. Liên kết đề xuất của J. L. Yu và Y. C. Wang (2018)

Mẫu thí nghiệm được chế tạo gồm 2 stud được hàn trên 2 mặt đối diện của ống thép và được đặt giữa hai khối bê tông. Tác giả thực hiện thí nghiệm cho 7 mẫu với chiều dày của phần bê tông bên trên stud thay đổi từ 40 mm đến 100 mm, cường độ bê tông lấy từ 28 MPa đến 50 MPa. Kích thước stud không thay đổi với đường kính thân stud 19 mm và chiều dài là 100 mm. Mô hình thí nghiệm được thiết lập gồm kích thủy lực được đặt dưới cột để đẩy cột lên phía trên, hai khối bê tông được giữ cố định.

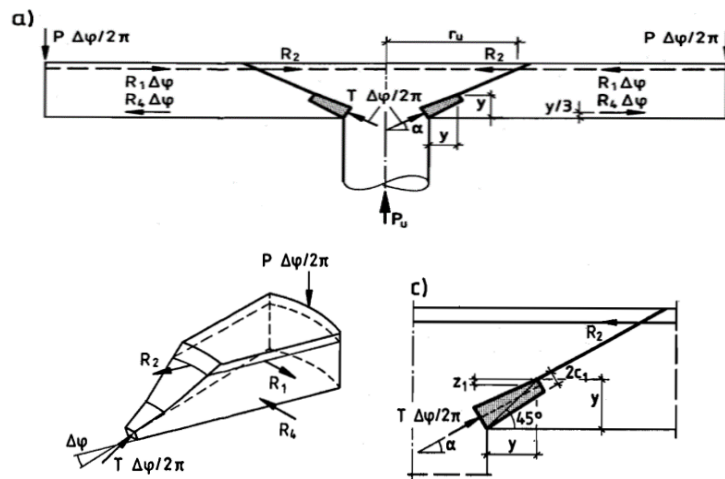
Kết quả thí nghiệm cho thấy tất cả các mẫu đều phá hoại trong cùng một cách thức, vết nứt nghiêng xuất hiện khi tải trọng đạt 90% tải trọng đỉnh, vết nứt lan từ tâm của stud hướng đến các cạnh của khối bê tông với góc nghiêng khoảng 35°, bề rộng vết nứt tăng nhanh cho đến khi tải trọng đạt giá trị đỉnh, sau đó bề rộng vết nứt tiếp tục tăng trong khi tải trọng giảm. Kết quả thí nghiệm từ các mô hình khảo sát cho

thấy khả năng chịu cắt thủng tăng với sự tăng của cường độ bê tông, chiều dày khối bê tông bên trên stud và kích thước stud.

1.3. Tổng quan một số mô hình tính toán khả năng chịu cắt thủng sàn

Các nghiên cứu được tổng quan ở trên cho thấy sự phá hoại tại liên kết giữa cột CFST và sàn phẳng BTCT chủ yếu là phá hoại cắt thủng sàn. Hiện nay, không nhiều các mô hình lý thuyết để phân tích và tiên đoán khả năng chịu cắt thủng cho sàn mà phần lớn dựa kết quả thực nghiệm để đề xuất công thức tính. Do đó, phần tổng quan dưới đây sẽ cung cấp các mô hình tính của các tác giả và làm cơ sở tham khảo để đề xuất giải pháp tính toán cho liên kết cột CFST - sàn phẳng BTCT khi liên kết chịu mô men.

Mô hình của S. Kinnunen và H.S.E. Nylander (1960) [11] được xây dựng dựa trên kết quả thí nghiệm của 61 mẫu cho sàn hình tròn và cột tròn. Quan sát kết quả thí nghiệm, đặc biệt là hình thức của các vết nứt, biến dạng của mỗi sector (phần sàn được giới hạn trên các cạnh bởi những vết nứt bán kính và vết nứt cắt tiếp tuyến) và sự biến dạng của bê tông và cốt thép làm nền tảng quan trọng cho việc phát triển lý thuyết tính toán.



Hình 1.15. Mô hình cơ học của S. Kinnunen và H. S. E. Nylander (1960) [11].

Ý tưởng cơ bản là tạo một điều kiện cân bằng lực hoạt động trên mỗi sector như Hình 1.15. Dưới hoạt động của tải trọng, mỗi sector xoay xung quanh một tâm xoay tại chân của vết nứt cắt. Điều kiện phá hoại được định nghĩa bởi biến dạng tối hạn của bê tông tại mặt dưới của sàn $\varepsilon_c = 1,96\%$. Lý thuyết ban đầu được xây dựng cho sàn với cốt thép vòng và được mở rộng cho sàn với cốt thép hai phương bằng việc d hệ số tương quan $\kappa = 1,1$ để bù lại hoạt động chịu cắt của cốt thép chịu mô men.

Để tiên đoán tải trọng tới hạn của sàn bê tông, hai công thức được thiết lập bởi điều kiện tương tác của tỉ số bê tông vùng nén k_x .

Công thức $V_{u,c}$ phụ thuộc ứng suất tới hạn của bê tông σ_{cu} là:

$$V_{u,c} = \kappa \pi \eta d^2 k_x \frac{1 + 2k_x / \eta}{1 + k_x / \eta} \sigma_{cu} f(\alpha) \quad (1.1)$$

$$\text{với } \eta = \frac{c_2}{d}; \quad f(\alpha) = \frac{\tan \alpha (1 - \tan \alpha)}{1 + \tan^2 \alpha}$$

Công thức V_{us} phụ thuộc vào ứng suất chảy dẻo của cốt thép f_y , hàm lượng cốt thép ρ và hình dạng mẫu. Khảo sát trường hợp ứng suất chảy dẻo của cốt thép đạt được phía trong vùng côn phá hoại với r_u , r_f là những bán kính của vòng tròn bên trong hình côn, c_2 là đường kính cột tròn.

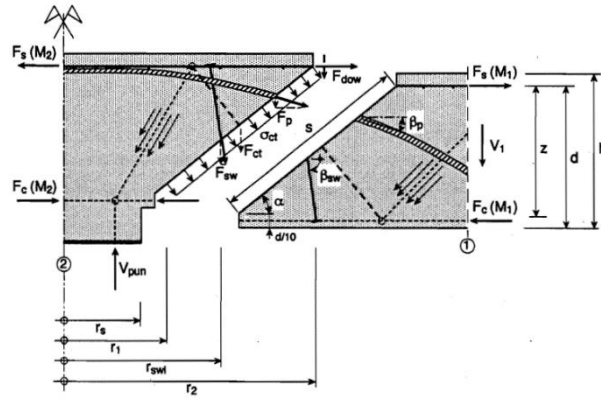
$$V_{u,s} = \kappa 4 \pi \rho f_y d r_f \left[1 + \ln \left(\frac{\delta d}{2r_u} \right) \right] \frac{1 - k_x / 3}{\delta - \eta} \text{ với } \delta = \frac{l_{slab}}{d} \quad (1.2)$$

Mô hình cơ học được đề xuất bởi tác giả mô tả cơ chế trước khi phá hoại thủng và kết quả cho độ tin cậy. Biểu thức cho điều kiện phá hoại được thiết lập từ biểu thức bán thực nghiệm, dựa trên đo đạc biến dạng trong thí nghiệm cắt thủng.

P. Menétrey (1996) [12] xây dựng biểu thức tính toán cường độ chọc thủng của sàn bê tông cốt thép từ kết quả mô phỏng số cho hiện tượng phá hoại thủng. Mô phỏng biểu thị cường độ chọc thủng có thể tính toán bằng tích phân các thành phần ứng suất kéo theo phương đứng xung quanh vết nứt tới hạn như Hình . Cường độ cắt thủng cũng biểu thị qua các tham số của cường độ chịu kéo bê tông, hàm lượng cốt thép chịu uốn, chiều dày sàn, bán kính của vết nứt thủng ban đầu. Ảnh hưởng của cốt thép chịu cắt cũng được cộng vào khả năng chịu cắt thủng. Lúc đó khả năng chịu cắt thủng của sàn được tính như sau:

$$F_{pun} = F_{ct} + F_{dow} + F_{sw} + F_p \quad (1.3)$$

Trong đó: F_{ct} lực kéo của bê tông theo phương đứng; F_{dow} sự đóng góp theo phương đứng của cốt thép chịu uốn; F_{sw} lực theo phương đứng của cốt thép chịu cắt; F_p thành phần đứng của cáp.



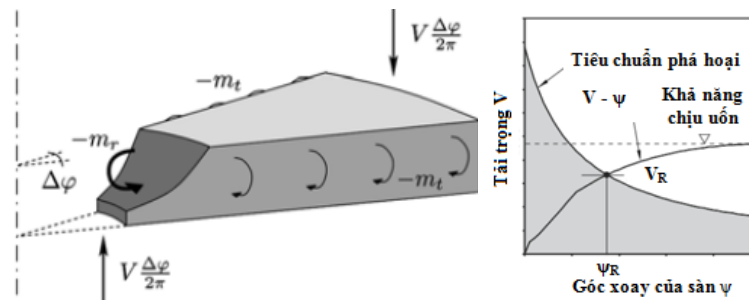
Hình 1.16. Mô hình tính khả năng chịu cắt thủng của sàn P. Menétrey (1996) [12].

Dựa trên ý tưởng của mô hình S. Kinnunen (1960), A. Muttoni và J. Schwartz (1991) [13] đã phát triển một cách tiếp cận hợp lý cho việc tính toán cường độ chịu cắt thủng cho sàn. Ý tưởng chính của tác giả là cường độ chịu cắt thủng phụ thuộc vào độ mở và thô nhám của vết nứt cắt tới hạn và cách tiếp cận này gọi là lý thuyết vết nứt cắt tới hạn (CSCT - Critical Shear Crack Theory). Tham số chính của CSCT là góc xoay, chiều cao làm việc của sàn và kích thước cốt liệu. Vì chiều cao làm việc của sàn và kích thước cốt liệu là đặc trưng của sàn và là hằng số của mỗi sàn nên cường độ chịu cắt thủng có thể được định nghĩa là hàm số phụ thuộc góc xoay của sàn như công thức (1.4).

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + \frac{15 \psi d}{d_{g0} + d_g}} \quad (1.4)$$

Trong đó: ψ là góc xoay của sàn, d là chiều cao làm việc của sàn, d_{g0} kích thước lớn nhất của cốt liệu, f_c là cường độ chịu nén của bê tông và b_0 là chu vi tới hạn lấy tại khoảng cách $0,5d$ từ vùng gối tựa.

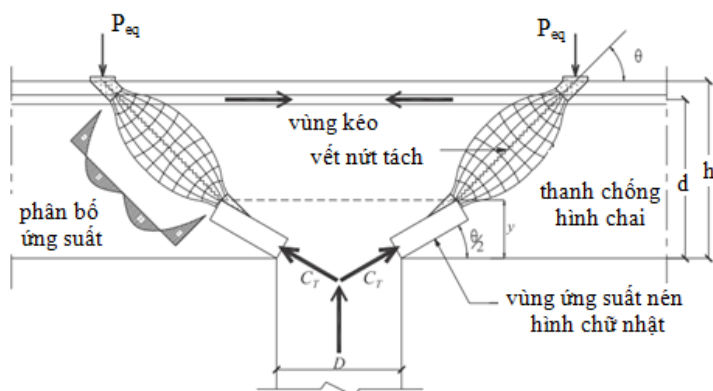
Hàm số này có thể minh họa như là đường cong phá hoại, giao điểm của tiêu chuẩn phá hoại và phản ứng tải trọng - góc xoay định nghĩa cường độ chịu cắt thủng sàn Hình 1.17.



Hình 1.17. Mô hình tính khả năng chịu cắt thủng theo CSCT [17].

Hiện nay, lý thuyết này được nghiên cứu một cách triệt để trên mọi khía cạnh như áp dụng CSCT để xác định khả năng chịu cắt thủng cho sàn không có cốt thép chịu cắt A. Muttoni (2008) [14], trường hợp sàn có bố trí cốt thép chịu cắt F. Ruiz (2009) [15], sử dụng tính toán khả năng chịu cắt thủng cho sàn bê tông ứng lực trước T. Clément (2014) [16] hay sử dụng để tính toán chọc thủng sàn có dạng hình học không đối xứng (liên kết có sự chuyển mô men từ sàn vào cột) L. Tassinari et al. (2011) [17].

H. Marzouk (2010) [18] phát triển mô hình chống giằng như để xác định khả năng chịu cắt thủng của sàn có chiều dày từ 250 mm đến 500 mm. Cách tiếp cận của mô hình là thay thế vùng nén bằng thanh chống dạng hình cổ chai với sự phân bố ứng suất nén đều trên mặt cắt và thanh kéo là sự làm việc của cốt thép sẽ nhanh chóng kiểm tra được khả năng chịu cắt thủng của sàn. Mô hình này cũng có thể đánh giá cốt thép chịu cắt để ngăn chặn phá hoại giòn trong sàn hai phương tại vùng gần tải trọng tập trung.



Hình 1.18. Mô hình giàn ảo phân tích khả năng chịu cắt thủng cho sàn [18].

1.4. Tổng quan các tiêu chuẩn tính toán

Hiện nay, các tiêu chuẩn thiết kế các nước chưa đề cập đến tính toán liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép. Qua tổng quan các nghiên cứu về liên kết thì ứng xử chủ yếu của sàn là phá hoại cắt thủng. Do đó, trong phần này sẽ tổng quan các tiêu chuẩn thiết kế về tính toán khả năng chịu cắt thủng của sàn phẳng bê tông cốt thép.

1.4.1. Tiêu chuẩn Việt Nam 5574-2018

a) Tính toán chọc thủng cho sàn khi không có cốt thép đai

TCVN 5574-2018 [19] tính toán chọc thủng cho cấu kiện bê tông không có cốt thép ngang, chịu lực tập trung được tiến hành theo điều kiện:

$$F \leq F_{b,u} \quad (1.5)$$

Trong đó:

F là lực tập trung do ngoại lực;

$F_{b,u}$ là lực tập trung giới hạn mà bê tông có thể chịu được.

Lực giới hạn $F_{b,u}$ được xác định theo công thức:

$$F_{b,u} = R_{bt} A_b \quad (1.6)$$

$$A_b = u h_0 \quad (1.7)$$

Trong đó:

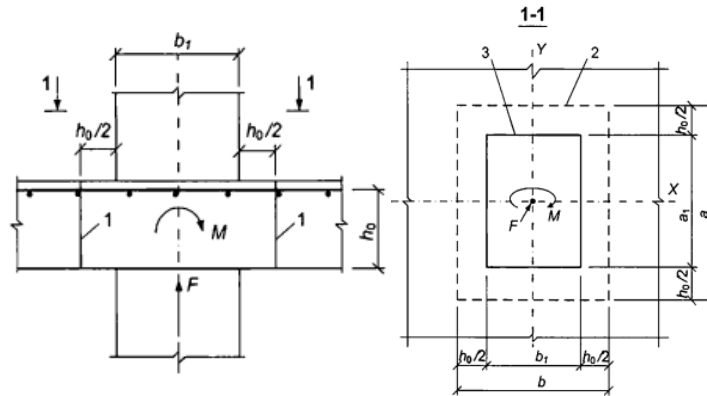
A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0,5h_0$ tính từ biên của diện truyền lực tập trung F ;

R_{bt} là cường độ chịu kéo của bê tông;

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán;

h_0 là chiều cao làm việc quy đổi của tiết diện, $h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$;

h_{0x} và h_{0y} là chiều cao làm việc của tiết diện đối với cốt thép dọc nằm theo phương các trục X và Y.



1 - Tiết diện ngang tính toán; 2 - Đường bao của tiết diện ngang tính toán; 3 - Đường bao diện truyền tải.

Hình 1.19. Sơ đồ tính toán chọc thủng của cầu kiện không có cốt thép ngang

b) Khả năng chịu cắt thủng của sàn khi sử dụng cốt thép chịu cắt

Tính toán chọc thủng cho cầu kiện có cốt thép ngang chịu lực tập trung được tiến hành theo điều kiện:

$$F \leq F_{b,u} + F_{sw,u} \quad (1.8)$$

Trong đó:

$F_{sw,u}$ là lực tới hạn do cốt thép ngang chịu khi chọc thủng;

$F_{b,u}$ là lực tới hạn do bê tông chịu, được xác định theo công thức (1.6).

Lực giới hạn $F_{sw,u}$ chịu bởi cốt thép ngang nằm vuông góc với trục dọc cấu kiện và phân bố đều dọc theo đường bao của tiết diện ngang tính toán được xác định theo công thức (1.9):

$$F_{sw,u} = 0,8 q_{sw} u \quad (1.9)$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} \quad (1.10)$$

Trong đó:

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán;

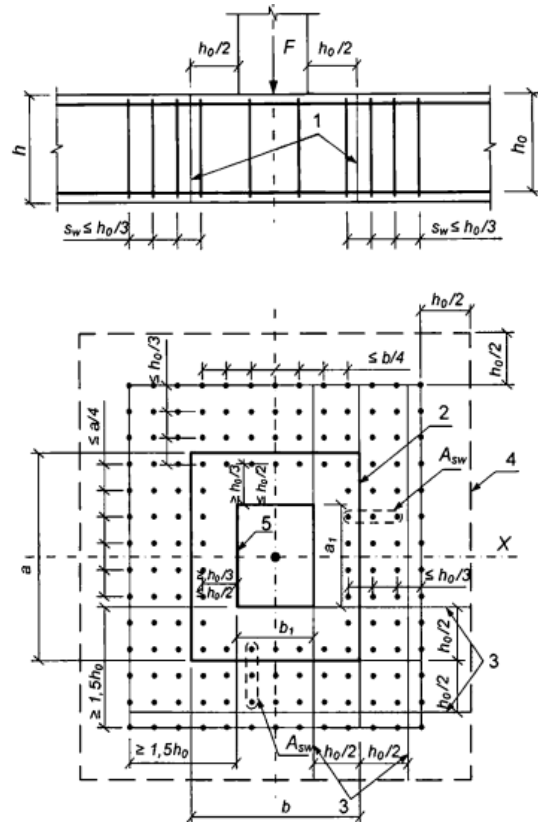
A_{sw} là diện tích tiết diện cốt thép ngang với bước s_w , nằm trong phạm vi $0,5h_0$ về hai phía đường bao của tiết diện ngang tính toán theo chu vi của nó;

R_{sw} là cường độ tính toán chịu cắt của cốt ngang.

Giá trị của tổng $(F_{b,u} + F_{sw,u})$ lấy không lớn hơn $2F_{b,u}$. Cốt thép ngang được kể vào tính toán khi $F_{sw,u}$ không nhỏ hơn $0,25F_{b,u}$.

Vùng nằm ngoài biên bố trí cốt thép ngang được tính toán chọc thủng theo công thức (1.5) với đường bao của tiết diện tính toán ở khoảng cách $0,5h_0$ tính từ biên bố trí cốt thép ngang ngoài cùng

- 1 - Tiết diện ngang tính toán;
- 2 - Đường bao của tiết diện ngang tính toán;
- 3 - Các biên của vùng mà trong đó cốt thép ngang được kể đến trong tính toán;
- 4 - Đường bao của tiết diện ngang tính toán mà cốt thép ngang không kể đến trong tính toán;
- 5 - Đường bao của diện truyền tải.



Hình 1.20. Sơ đồ tính toán chọc thủng của bản bê tông cốt thép có cốt thép ngang đặt đều nhau theo phương đứng

1.4.2. Tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318-14

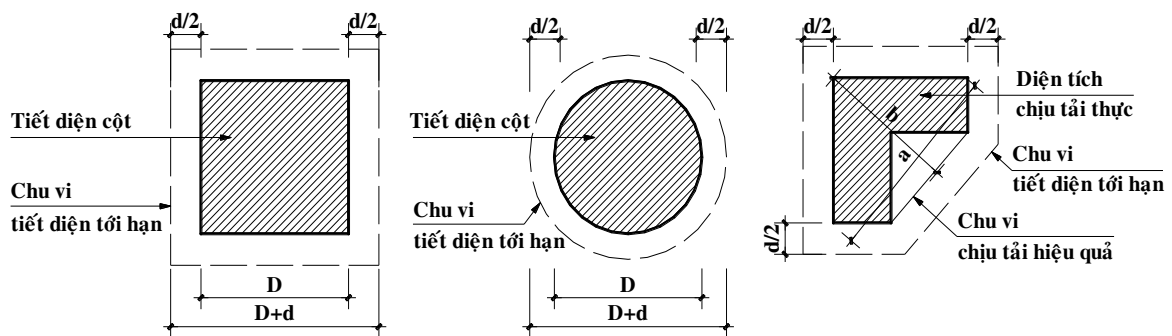
a) Cường độ chịu cắt cho bê tông sàn khi không có cốt thép đai

Đối với sàn làm việc hai phương sự phá hoại cắt có thể xảy ra do tác dụng cắt thủng bản sàn. Đặc điểm cắt thủng là các vết nứt cắt theo dạng hình côn hoặc hình tháp xung quanh cột, mũ cột hoặc bản mũ cột. Góc nghiêng của tháp chọc thủng so với mặt nằm ngang là θ phụ thuộc vào bản chất và số lượng cốt thép trong bản sàn và chúng nằm trong khoảng $\theta = 20^\circ \div 45^\circ$. Trong trường hợp bản sàn không có cốt thép đai khả năng chịu cắt của bê tông sàn được xác định là giá trị nhỏ nhất của:

$$V_c = \min \left[0,33\lambda\sqrt{f'_c}b_o d; 0,17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d; 0,083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d \right] \quad (1.11)$$

Trong đó: V_c là độ bền danh nghĩa theo lực cắt của bê tông; f'_c là cường độ khi nén của bê tông; d là chiều cao làm việc của sàn; b_o là chu vi dọc theo tiết diện tới hạn; β là tỉ số cạnh dài chia cạnh ngắn của tiết diện cột; $\alpha_s = 40$ đối với cột trong (tiết diện tới hạn trên 4 cạnh), $\alpha_s = 30$ đối với cột biên (tiết diện tới hạn trên 3 cạnh), $\alpha_s = 20$ đối với cột góc (tiết diện tới hạn trên 2 cạnh), $\lambda = 1$ cho bê tông thường.

Theo ACI 318-14 [20] chu vi tiết diện tới hạn b_o được xác định tại vị trí sao cho b_o đạt giá trị nhỏ nhất nhưng không được gần hơn $d/2$ tính từ cạnh hoặc góc của cột, vùng tải trọng tập trung hoặc những vùng sàn thay đổi tiết diện. Hình mô tả cách xác định chu vi tới hạn cho các trường hợp tiết diện chịu tải khác nhau.



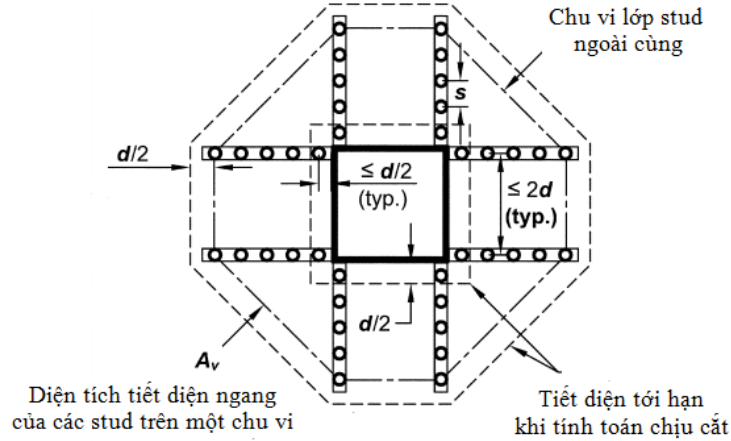
Hình 1.21. Xác định chu vi tiết diện tới hạn

b) Khả năng chịu cắt thủng của sàn khi sử dụng cốt thép chịu cắt

Khi sử dụng các stud để gia cường khả năng chịu cắt cho sàn, ACI 318-14 xác định khả năng chịu cắt thủng cho sàn trong khu vực bố trí stud gồm sự đóng góp của bê tông và cốt thép chịu cắt theo công thức (1.13).

$$V_R = \frac{1}{4} \lambda \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} + A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \frac{d}{s_w} \quad (1.12)$$

Trong đó: b_0 là chu vi dọc theo tiết diện tới hạn tại khoảng $d/2$ từ biên của vùng gối tựa, d là chiều cao làm việc của sàn, f'_c là cường độ chịu nén của bê tông, A_{sw} là diện tích tiết diện ngang của một chu vi của cốt thép chịu cắt xung quanh cột, s_w là khoảng cách giữa những chu vi của stud và f_{yw} là cường độ chảy dẻo của stud.



Hình 1.22. Bố trí stud và chu vi tiết diện tới hạn khi chịu cắt [20]

Với tiết diện tới hạn cách $d/2$ từ chu vi của lớp stud ngoài cùng, khả năng chịu cắt của sàn được xác định theo công thức (13)

$$V_R = 0,17 \Phi \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d. \quad (1.13)$$

Trong đó: b_0 là chu vi dọc theo tiết diện tới hạn tại khoảng $d/2$ từ biên của dây stud ngoài cùng. $\Phi = 0,75$

1.4.3. Tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2 (EC2 2004)

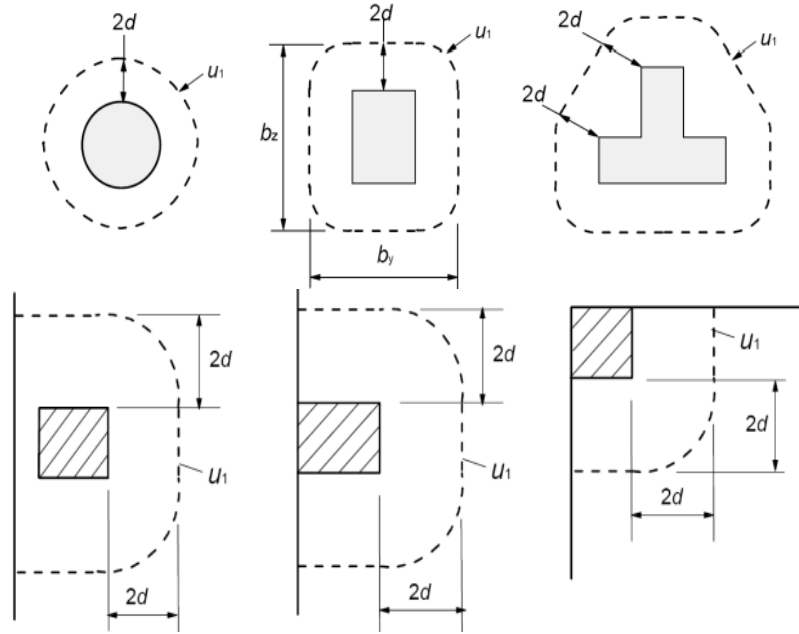
a) Sàn không có cốt thép chịu cắt

Không giống như ACI 318-14, điều khoản của EC2 (2004) [21] tính toán ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép và kích thước sàn đến cường độ chịu cắt thùng. Do đó, khả năng kháng cắt thùng được định nghĩa theo công thức :

$$V_{RC} = 0,18 b_0 d k (100 \rho f'_c)^{1/3} \geq v_{\min} b_0 d \quad (1.14)$$

Trong đó: b_0 là chu vi tại tiết diện tới hạn tại khoảng $2d$ từ biên của vùng gối tựa Hình 1.23, d là chiều cao làm việc của sàn, f'_c là cường độ chịu nén của bê tông, ρ là hàm lượng cốt thép chịu uốn được giới hạn đến lớn nhất 2%, k là hệ số tính toán cho ảnh hưởng chiều dày của sàn được định nghĩa:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad (1.15)$$



Hình 1.23. Xác định chu vi tiết diện tới hạn theo EC2 [21]

b) Sàn với cốt thép chịu cắt

Theo EC2, khả năng chịu cắt của sàn là sự đóng góp của bê tông và cốt thép chịu cắt, trong đó sự đóng góp của bê tông tương ứng là 75% của cường độ chịu cắt thủng của sàn không có cốt thép chịu cắt.

$$V_R = 0,75V_{RC} + A_{sw} f_{yw,ef} 1,5 \left(\frac{d}{s_w} \right) \quad (1.16)$$

Trong đó: A_{sw} là diện tích của một chu vi của cốt thép chịu cắt xung quanh cột, s_w là khoảng cách bán kính của những chu vi cốt thép chịu cắt, d là chiều cao làm việc của sàn, f_{yw} là cường độ chảy dẻo của cốt thép chịu cắt và $f_{yw,ef}$ là ứng suất hiệu quả trong cốt thép chịu cắt tính toán cho neo tới hạn của cốt thép chịu cắt trong sàn mảnh và $f_{yw,ef}$ được định nghĩa:

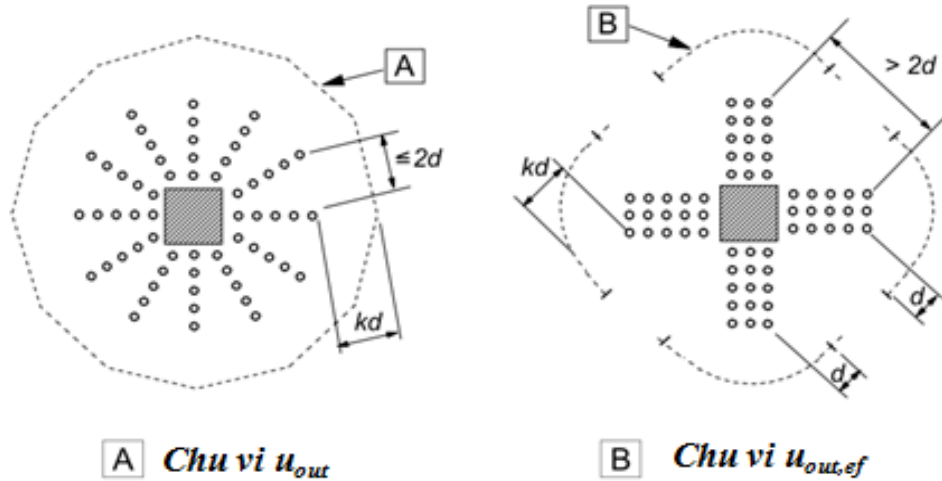
$$f_{yw,ef} = 1,15(250 + 0,25d) \leq f_{yw} \quad (1.17)$$

Cường độ chịu cắt thủng cho phá hoại bên ngoài của vùng cốt thép chịu cắt được định nghĩa tương tự như cường độ chịu cắt thủng trong sàn không có cốt thép chịu cắt. Sự khác biệt là chiều dài của chu vi tiết diện tới hạn lấy theo Hình 1.24.

Cường độ cắt thủng lớn nhất, EC2 sử dụng cách tiếp cận tương tự như tính toán cường độ thanh chống chịu nén trong dầm bê tông cốt thép. Do đó cường độ liên quan trực tiếp đến cường độ chịu nén của bê tông, chu vi cột và chiều cao làm việc. Cường độ cắt thủng lớn nhất được định nghĩa là:

$$V_R = 0,3 \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) f_c \cdot b_{0,in} \cdot d \quad (1.18)$$

Trong đó: $b_{0,in}$ là chu vi tại tiết diện tới hạn tại biên của vùng gối tựa được lấy như Hình 1.24.



Hình.1.24. Chu vi tại tiết diện tới hạn cho trường hợp có cốt thép chịu cắt

1.5. Nhận xét chương 1

Chương 1 của đề án đã tiến hành tổng quan các khía cạnh như sau:

i. Các nghiên cứu cho thấy có 3 hình thức liên kết cho cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép được sử dụng phổ biến, trong đó giải pháp sử dụng shearhead làm chi tiết liên kết là hợp lý và hiệu quả hơn.

ii. Bên cạnh đó, các nghiên cứu cũng chỉ dừng lại việc sử dụng tải trọng đúng tâm để thí nghiệm và sự phá hoại xảy ra chủ yếu là cắt thủng. Các mô hình thí nghiệm ứng xử của sàn bê tông cốt thép với cột ống thép nhồi bê tông chịu tải trọng lệch tâm chưa nhiều.

iii. Tiêu chuẩn thiết kế của các nước như ACI 318-14, Eurocode 2, TCVN 5574-2018 cũng chưa đề cập đến các quy định cấu tạo cũng như tính toán liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép. Các biện pháp gia cường khả năng chịu cắt thủng của sàn tại vị trí liên kết cũng còn ít nghiên cứu. Điều này cản trở việc sử dụng hệ kết cấu này vào thực tế kết cấu công trình.

CHƯƠNG 2: NGHIÊN CỨU TÍNH TOÁN LIÊN KẾT GIỮA SÀN PHẪNG BÊ TÔNG CỐT THÉP VỚI CỘT ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Trong hệ kết cấu kết hợp cột CFST và sàn phẳng BTCT thì liên kết đóng vai trò quan trọng đảm bảo sự liên tục giữa sàn - cột giúp cho các cấu kiện phát huy hết khả năng làm việc, bảo vệ cho công trình không bị sụp đổ. Như đã đề cập trong phần tổng quan, hiện nay việc ứng dụng hệ kết cấu này trong thực tế còn gặp khó khăn khi chưa có các tiêu chuẩn để hướng dẫn thiết kế liên kết. Với mong muốn cung cấp những hiểu biết đầy đủ hơn về cấu tạo và tính toán liên kết nhằm áp dụng hệ kết cấu này vào các công trình xây dựng dân dụng tại Việt Nam, chương 2 của đề án sẽ nghiên cứu sự làm việc của liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT sử dụng shearheads là các thép hình chữ H, I làm chi tiết liên kết cho trường hợp sàn có và không có sử dụng cốt đai gia cường, chịu tải trọng lệch tâm từ các nghiên cứu thực nghiệm. Kết quả phân tích sẽ làm rõ các chu vi phá hoại của sàn và đề nghị một chiều cao làm việc hiệu quả khi tính toán cắt thủng để sử dụng vào tính toán khả năng chịu tải của sàn phẳng tại liên kết.

2.1. Sự làm việc của liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT

Đối với những kết cấu liên hợp phức tạp, kết hợp giữa kết cấu thép và kết cấu bê tông cốt thép thì nghiên cứu thực nghiệm là phương pháp nghiên cứu đáp ứng độ tin cậy và cung cấp những ứng xử thực tế tường minh nhất. Trong phần này sẽ tiến hành phân tích thực nghiệm sự làm việc lệch tâm của liên kết cột CFST với sàn phẳng bê tông cốt thép với liên kết là thép hình chữ H từ các nghiên cứu trước để làm cơ sở cho việc xác nhận các tham số sử dụng cho việc tính toán liên kết.

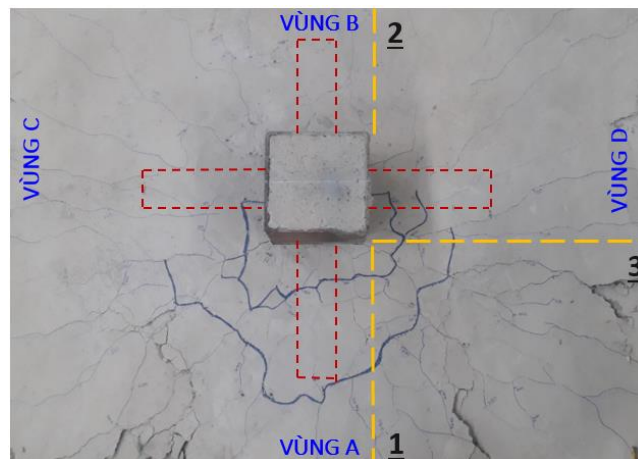
2.1.1. Phân tích thực nghiệm sự làm việc của liên kết chịu tải trọng lệch tâm khi sàn không có gia cường cốt đai

Mẫu nghiên cứu thực nghiệm của Trần Văn Tuyền [22] được mô tả gồm: Kích thước mẫu 2,7 m × 2,7 m; chiều dày sàn 200 mm; cột ống thép vuông cạnh 300 mm, chiều dày thành ống 10 mm; shearhead là thép hình số hiệu H100, dài 400 mm được xuyên qua cột và hàn tại bề mặt ngoài của cột; cốt thép sàn gồm cốt thép lớp trên theo hai phương $\phi 14a100$, cốt thép lớp dưới chọn cấu tạo $\phi 10a100$. Mẫu được thí nghiệm với tải trọng lệch tâm cột 150 mm.



Hình 2.1. Mẫu nghiên cứu thực nghiệm liên kết chịu tải lệch tâm [22]

Tải trọng thí nghiệm được sử dụng bởi kích thủy lực tại chân cột đặt lệch so với trục cột một khoảng 150 mm như Hình 2.1. Gia tải thí nghiệm thành từng cấp cho đến phá hoại, quan sát ứng xử trên bề mặt sàn cho thấy sự phá hoại có sự khác nhau giữa các vùng như Hình 2.2. Vùng A tương ứng với vị trí đặt kích thủy lực, nơi xảy ra lệch tâm lớn thì sự phá hoại xảy ra rõ rệt, phá hoại cắt thủng quan sát được có xu hướng tách sàn thành 2 phần bởi các vết nứt nghiêng để tạo thành tháp thủng. Trong khi đó vùng B không quan sát được các vết nứt ngang trên mặt sàn. Vùng C, D ứng xử tương tự nhau. Một vài ứng xử của sàn qua các cấp tải như sau:



Hình 2.2. Phân tích vết nứt mặt trên của sàn khi phá hoại

Vùng A của sàn phía đặt tải trọng lệch tâm, vết nứt ngang xuất hiện ở gần mặt cột tại cấp tải $P = 420 \text{ kN}$, vết nứt này song song với cạnh cột và cách mặt cột một khoảng 10 cm đến 17 cm, sau đó với sự tăng của tải trọng vết nứt ngang phát triển dài thêm từ các vết nứt cũ và băng qua góc cột và kéo dài đến một nửa cột ở vùng C, D, vết nứt này cách góc cột và bề mặt cột ở vùng C, D một đoạn từ 10 cm đến 12 cm. Đến cấp tải $P = 550 \text{ kN}$ thì các vết nứt này kết nối thành một đường liên tục xung quanh chu vi cột.

Với tải trọng tiếp tục tăng thì đường vết nứt ngang gần mặt cột không phát triển thêm mà trên bề mặt sàn lại xuất hiện thêm các vết nứt ngang ở vị trí bên ngoài sàn. Vết nứt xuất hiện đầu tiên tại $P = 450 \text{ kN}$ ở gần đỉnh của shearhead sau đó mở rộng và kéo dài đến vùng C, D. Vết nứt này cách mặt cột khoảng 390 mm đến 470 mm và cách góc cột khoảng 290 mm đến 330 mm. Tại mặt trên của sàn, các vết nứt trên bề mặt sàn được sự hỗ trợ của lưới thép sàn lan ra rất xa đến vùng gối tựa. Trong khi đó ở thời điểm này vùng B không thấy vết nứt ngang nào xuất hiện đến cuối quá trình thí nghiệm. Để hiểu rõ hơn sự phá hoại của mẫu, thực hiện cắt mẫu sàn sau thí nghiệm bởi 3 mặt cắt với vị trí được cho như (Hình 2.2).



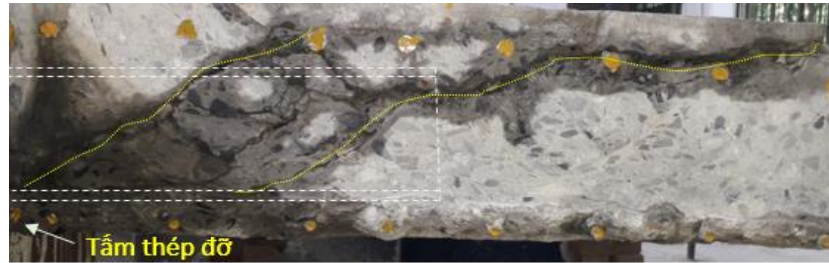
Hình 2.3. Hình ảnh mặt cắt 1-1 (vùng A) và 3-3 (vùng D)



Hình 2.4. Trạng thái nứt trên mặt cắt 1-1 (vùng A), 2-2 (vùng B)

Trên Hình 2.4 là mặt cắt 1-1 qua cạnh cột ở vùng A, nằm ở phía đặt tải lệch tâm, hình ảnh cho thấy vết nứt nghiêng bắt đầu hoặc từ tấm thép đỡ ở cạnh cột hoặc xuất phát từ cánh dưới của shearhead và phát triển lên phía trên của sàn để tạo các vết nứt ngang trên bề mặt sàn. Góc nghiêng của các vết nứt khoảng $26^{\circ} - 30^{\circ}$. Quan sát thấy giữa hai vết nứt nghiêng bê tông bị ép vỡ.

Mặt cắt 2-2 cũng đi qua cạnh cột ở vùng B đối diện với vị trí đặt tải lệch tâm. Vết nứt nghiêng cũng xảy ra ở những vị trí tương tự như trên mặt cắt 1-1. Tuy nhiên vết nứt nghiêng vẫn chưa phát triển lên bề mặt sàn và bề rộng vết nứt nhỏ hơn rất nhiều so với vùng A.



Hình 2.5. Trạng thái nứt trên mặt cắt 3-3 (Vùng C, D)

Xét mặt cắt 3-3 nằm trên vùng D đi qua mặt cột và vuông góc với mặt cắt 1-1 và 2-2. Với cách bố trí điểm đặt tải thì vùng C và D sẽ có ứng xử giống nhau và không tồn tại mô men không cân bằng. Cũng tương tự như vết nứt trên mặt cắt 1-1 vết nứt nghiêng cũng xuất phát từ tấm thép đỡ ở cạnh cột hoặc từ cánh dưới của shearhead. Vết nứt nghiêng ở gần cột có độ dốc lớn hơn và phát triển mạnh lên mặt sàn, càng ra xa mặt cột độ dốc càng giảm và vết nứt lên đến lớp thép dọc lớp trên của sàn.

Mẫu bị phá hoại hoàn toàn tại cấp tải $P = 593,3 \text{ kN}$. Vùng vết nứt phá hoại xảy ra tại vùng A, bê tông bề mặt sàn vỡ ra và tách sàn thành hai phần, chuyển vị của cột tăng rất nhanh, sàn bị nghiêng lớn, tải trọng giảm nhanh sàn bị phá hoại đột ngột. Bề mặt dưới của sàn không có vết nứt hay nén vỡ nào.

2.1.2. Phân tích thực nghiệm sự làm việc của liên kết chịu tải trọng lệch tâm khi sàn có gia cường cốt đai

Mẫu nghiên cứu thực nghiệm của Trần Anh Tú [23] được mô tả gồm: Kích thước mẫu $2,7 \text{ m} \times 2,7 \text{ m}$; chiều dày sàn 200 mm ; cột ống thép vuông cạnh 300 mm , chiều dày thành ống 10 mm ; shearhead là thép hình số hiệu $H100 \times 100$, dài 400 mm được xuyên qua cột và hàn tại bề mặt ngoài của cột; cốt thép sàn gồm cốt thép lớp trên theo hai phương $\phi 14a100$, cốt thép lớp dưới chọn cấu tạo $\phi 10a100$; cốt thép đai $\phi 10$, uốn gấp một đoạn 60 mm được bố trí xung quanh mặt cột và hai bên cánh của shearhead (Hình 2.6). Mẫu được thí nghiệm với tải trọng lệch tâm đặt cách tim cột 150 mm .

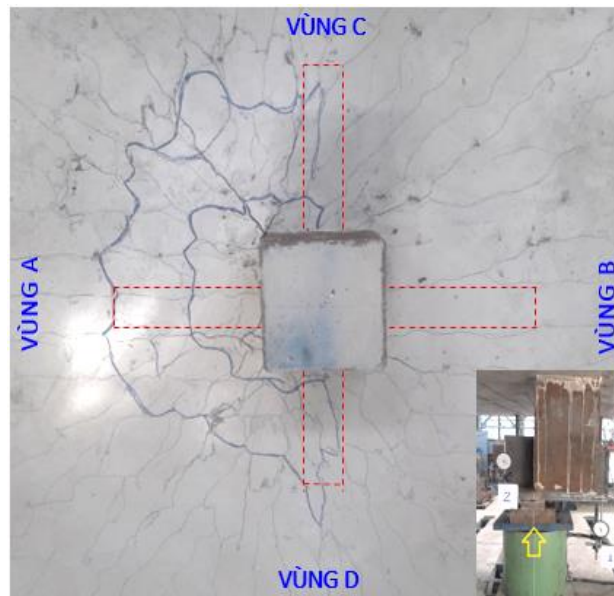


Hình 2.6. Mẫu nghiên cứu thực nghiệm liên kết chịu tải lệch tâm [23]

Thực hiện gia tải cho sàn từng cấp cho đến phá hoại, quan sát thấy sự phá hoại xảy ra trên mặt sàn được chia thành các vùng như Hình 2.7 cụ thể như sau: Vùng A nơi lệch tâm lớn sự phá hoại xảy ra rõ rệt, phá hoại cắt thủng quan sát được có xu hướng tách sàn thành 2 phần bởi các vết nứt nghiêng để tạo thành tháp thủng; Vùng B không quan sát được các vết nứt ngang trên mặt sàn. Vùng C, D ứng xử tương tự nhau. Một vài ứng xử của sàn qua các cấp tải như sau:

Vùng A của sàn phía đặt tải trọng lệch tâm, vết nứt ngang xuất hiện ở gần mặt cột tại cấp tải $P = 360 \text{ kN}$, vết nứt này song song với cạnh cột và cách mặt cột một khoảng 20 cm, sau đó với sự tăng của tải trọng vết nứt ngang phát triển dài thêm từ các vết nứt cũ và băng qua góc cột và kéo dài đến một nửa cột ở vùng C, D, vết nứt này cách góc cột và bề mặt cột ở vùng C, D một đoạn từ 10 cm đến 15 cm. Đến cấp tải $P = 420 \text{ kN}$ thì các vết nứt này kết nối thành một đường liên tục xung quanh chu vi cột. Bề rộng của vết nứt này đạt $(0,85 - 1) \text{ mm}$ khi sàn phá hoại.

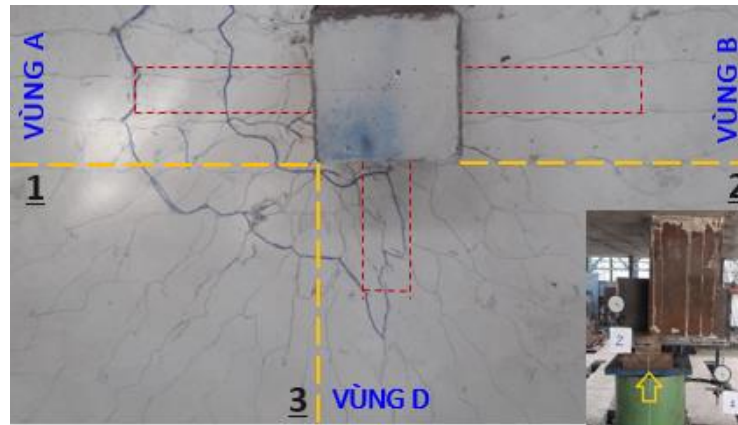
Với tải trọng tiếp tục tăng thì đường vết nứt ngang gần mặt cột không phát triển thêm mà trên bề mặt sàn lại xuất hiện thêm các vết nứt ngang ở vị trí bên ngoài sàn. Vết nứt xuất hiện đầu tiên tại $P = 450 \text{ kN}$ ở gần đỉnh của shearhead sau đó mở rộng và kéo dài đến vùng C, D. Đến cấp tải $P = 690 \text{ kN}$ đường vết nứt này liên tục. Vết nứt này cách chu vi cột khoảng 380 mm đến 420 mm.



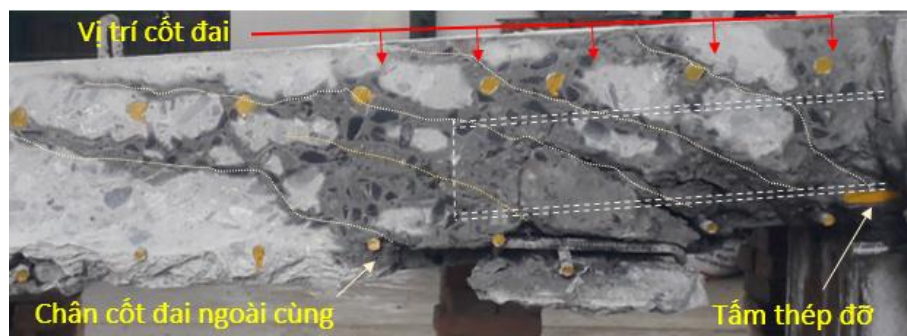
Hình 2.7. Phân tích vết nứt mặt trên của sàn khi phá hoại

Trong khi đó ở thời điểm này vùng B không thấy vết nứt ngang nào xuất hiện đến cuối quá trình thí nghiệm. Để hiểu rõ hơn sự phá hoại của mẫu, thực hiện cắt mẫu

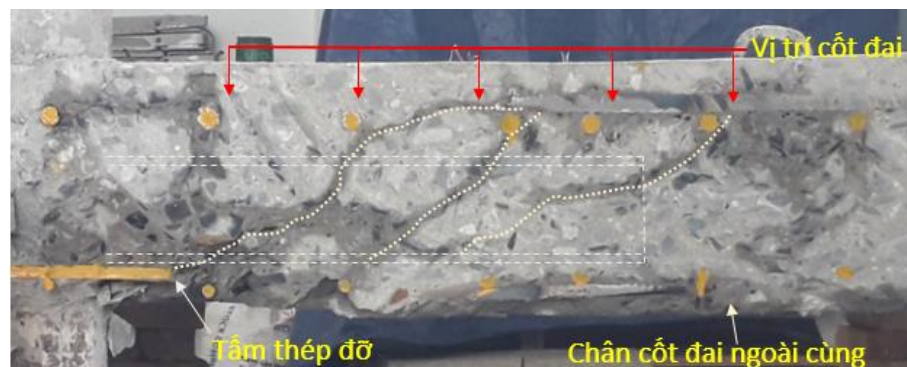
sàn sau thí nghiệm bởi 3 mặt cắt với vị trí được cho như Hình 2.8.



Hình 2.8. Kí hiệu các mặt cắt cho sàn



Hình 2.9. Trạng thái nứt trên mặt cắt 1-1 (vùng A)

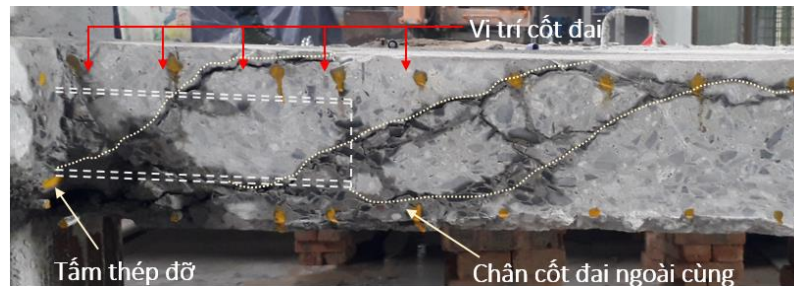


Hình 2.10. Trạng thái nứt trên mặt cắt 2-2 (vùng B)

Trên Hình 2.9 là mặt cắt 1-1 qua cạnh cột ở vùng A, nằm ở phía đặt tải lệch tâm cho thấy, có rất nhiều vết nứt nghiêng với bề rộng, chiều dài và góc nghiêng khác nhau. Vết nứt nghiêng bắt đầu hoặc từ tâm thép đỡ ở cạnh cột hoặc xuất phát từ cánh dưới của shearhead băng qua vùng bố trí cốt đai và shearhead phát triển lên phía trên của sàn để tạo các vết nứt ngang trên bề mặt sàn. Vết nứt nghiêng cũng phát triển từ chân hàng cốt đai ngoài cùng ra phía ngoài của sàn trong trường hợp này vết nứt nghiêng cắt hoàn toàn qua bê tông. Các vết nứt nghiêng ở gần cột có độ dốc lớn hơn và phát triển mạnh lên mặt sàn, càng ra xa mặt cột độ dốc càng giảm và vết nứt chỉ

đến lớp thép dọc lớp trên của sàn.

Mặt cắt 2-2 ở Hình 2.10 cũng đi qua cạnh cột ở vùng B đối diện với vị trí đặt tải lệch tâm. Tuy nhiên, các vết nứt nghiêng xuất hiện ít hơn và cũng không phát triển lên đến mặt sàn. Trong thí nghiệm này, vết nứt nghiêng mới chỉ xuất phát từ tấm thép đỡ và cánh dưới shearhead chưa thấy vết nứt nghiêng phát triển ngoài vùng cốt đai. Điều này chứng tỏ vết nứt nghiêng sẽ hình thành từ mặt cột ra ngoài. Quan sát trên mặt cắt thì bề rộng vết nứt nhỏ hơn rất nhiều so với vùng A.



Hình 2.11. Trạng thái nứt trên mặt cắt 3-3 (Vùng C,D)

Với mặt cắt 3-3 nằm trên vùng D (Hình 2.11) đi qua mặt cột và vuông góc với mặt cắt 1-1 và 2-2. Với cách bố trí điểm đặt tải thì vùng C và D sẽ có ứng xử giống nhau và không tồn tại mô men không cân bằng. Cũng tương tự như vết nứt trên mặt cắt 1-1 vết nứt nghiêng cũng xuất phát từ tấm thép đỡ ở cạnh cột hoặc từ cánh dưới của shearhead hoặc nằm ngoài vùng bố trí cốt đai. Vết nứt nghiêng ở gần cột có độ dốc lớn hơn và phát triển mạnh lên mặt sàn, càng ra xa mặt cột độ dốc càng giảm và vết nứt chỉ đến lớp thép dọc lớp trên của sàn.

Sự phá hoại sàn xảy ra tại cấp tải $P = 823 \text{ kN}$. Vùng vết nứt phá hoại xảy ra tại vùng A, bê tông bề mặt sàn vỡ ra và tách sàn thành hai phần, chuyển vị của cột tăng rất nhanh và sàn bị nghiêng lớn.

2.1.3. Phân tích kết quả thí nghiệm

Qua phân tích sự làm việc của liên kết ở hai thí nghiệm cho hai mẫu sàn có và không có cốt đai gia cường cho sàn, kết quả cho thấy:

- Với cùng cấu tạo liên kết và độ lệch tâm, mẫu có gia cường cốt đai cho sàn có khả năng chịu tải lớn hơn so với mẫu sàn không có cốt đai là 38,7% .

- Sự phá hoại ở hai mẫu thí nghiệm đều xảy ra ở sàn bê tông cốt thép và là phá hoại cắt thủng. Vùng phá hoại nằm về phía đặt tải lệch tâm. Quan sát các mặt cắt sàn ở Hình 2.3 đến Hình 2.5, Hình 2.9 đến Hình 2.11 thấy rõ các vết nứt nghiêng xảy ra dọc theo chiều dài của shearhead và chân của vết nứt đều có xu hướng bắt đầu từ

cánh dưới của shearhead tiết diện chữ H và nghiêng lên mặt trên của sàn, điều đó chứng tỏ cánh dưới đóng vai trò như gối tựa để tiếp nhận các tải trọng từ sàn và truyền vào cột. Đây là phát hiện chỉ được quan sát từ thực nghiệm và cho phép xác nhận chiều cao làm việc hiệu quả khi chịu cắt của sàn tại vùng liên kết được lấy từ cánh dưới của shearhead. Điều này cũng minh chứng cho việc đặt shearhead thấp hơn so với trọng tâm sàn là hợp lý.

- Với mẫu không gia cường cốt đai cho sàn, hai mặt phá hoại hình thành rõ nhất là vị trí gần mặt cột và ở đỉnh của shearhead. Vết nứt nghiêng tại vị trí gần mặt cột xuất hiện trước và nhanh chóng tạo thành chu vi nứt tại mặt trên của sàn khi tăng tải, tuy nhiên sự có mặt của shearhead đã tiếp nhận ứng suất cắt kìm hãm sự mở rộng ở vết nứt này, lúc đó các vết nứt nghiêng khác sẽ hình thành và sự phá hoại sẽ xảy ra trên vết nứt nghiêng có sức kháng cắt nhỏ nhất. Với thí nghiệm này thì vết nứt phá hoại xảy ra ở ngoài vùng shearhear nơi chỉ có bê tông chịu cắt. Do đó trong tính toán cần xem xét hai vị trí tới hạn này. Sức kháng nhỏ nhất trên hai mặt phá hoại sẽ là khả năng chịu cắt của liên kết.

- Trường hợp mẫu có bố trí cốt đai tại vùng liên kết, quan sát phá hoại thấy có các vết nứt nghiêng xảy ra dọc theo chiều dài của shearhead và phát triển ra cả bên ngoài vùng bố trí cốt đai. Mặt phá hoại sàn quan sát được từ thí nghiệm nằm ngoài vùng bố trí cốt đai. Xem xét chi tiết các vết nứt nghiêng trên các mặt cắt ngang của sàn sau phá hoại thấy ba vị trí cần xem đó là vết nứt gần mặt cột; vết xuất phát từ đỉnh shearhead và cắt qua lớp cốt đai; vết nứt nằm ngoài vùng bố trí cốt đai. Sức kháng cắt nhỏ nhất trên ba vị trí nứt nghiêng trên sẽ là khả năng chịu cắt của sàn tại liên kết.

Như vậy kết quả phân tích sự làm việc của sàn tại liên kết sẽ là cơ sở để có những điều chỉnh mô hình và thiết lập giải pháp tính toán cho liên kết giữa cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi liên kết chịu mô men không cân bằng trong bối cảnh các tiêu chuẩn thiết kế chưa có chỉ dẫn tính toán cụ thể.

2.1.4. Đề xuất chiều cao làm việc của sàn khi tính toán khả năng chịu cắt thủng cho sàn phẳng bê tông cốt thép tại vùng liên kết

Đối với cấu kiện BTCT không bố trí shearhead, chiều cao làm việc của tiết diện chịu uốn và chịu cắt là như nhau và được xác định từ trọng tâm của cốt thép chịu kéo đến mép bê tông vùng nén (kí hiệu là d).

Trong trường hợp sử dụng shearhead để kết nối sàn phẳng BTCT với cột CFST thì shearhead đóng vai trò như gối đỡ để lực từ sàn phẳng chuyển đến gối đỡ thông qua thanh nén không gian. Lúc đó chiều cao làm việc của tiết diện chịu uốn và cắt là khác nhau và được xác định như sau:

- Chiều cao làm việc của tiết diện chịu uốn là tương tự như sàn BTCT thường;
- Chiều cao làm việc khi chịu cắt: Như đã phân tích, cánh dưới của shearhead là gối đỡ để thanh chống truyền lực nén về. Lực nén trong thanh chống nghiêng do ứng suất cắt gây ra, do đó chiều cao làm việc khi chịu cắt sẽ được xác định từ cánh dưới của shearhead đến trọng tâm lớp cốt thép chịu uốn (kí hiệu d_v) như Hình 2.12 và được xác định theo công thức 2.1:

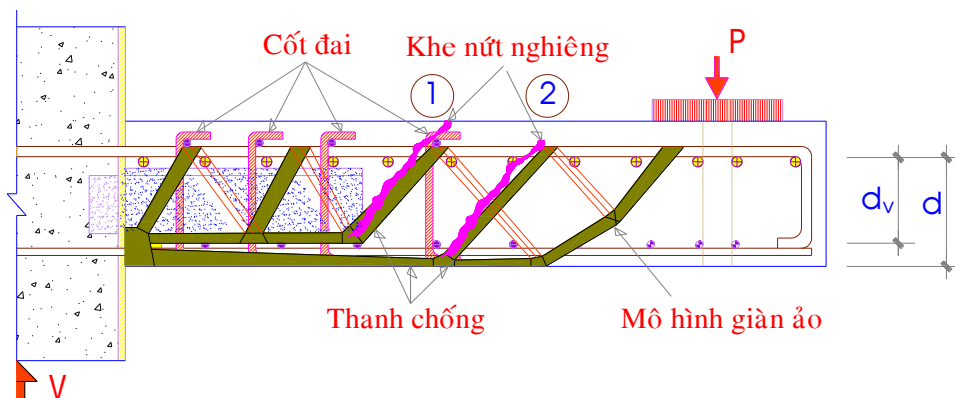
$$d_v = d - d_{fb} - t_{fb} \quad (2.1)$$

Trong đó: d_{fb} - khoảng cách từ đáy cánh dưới shearhead đến mép bê tông vùng nén

t_{fb} - chiều dày cánh dưới của shearhead



Hình 2.12. Chiều cao làm việc chịu cắt d_v xác định từ kết quả thí nghiệm



Hình 2.13. Giải thích sự hình thành khe nứt trên các tiết diện

Như vậy trong tính toán, chiều cao làm việc chịu cắt cho tiết diện phá hoại tại đỉnh của shearhead (khe nứt nghiêng 1 ở Hình 2.13) là d_v ; trong khi đó với khe nứt phát triển bên ngoài vùng cốt đai (khe nứt nghiêng 2 ở Hình 2.13), sự làm việc chịu cắt tương tự như trong kết cấu BTCT thường nên chiều cao làm việc chịu cắt là d .

2.2. Nghiên cứu giải pháp cấu tạo và tính toán cho liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép

Hiện nay, tiêu chuẩn các nước chưa đề cập đến việc tính toán liên kết giữa cột CFST với sàn phẳng BTCT. Tuy nhiên, với cách cấu tạo liên kết sử dụng shearhead là các thép hình tiết diện H hoặc I tương tự như cấu tạo mà tiêu chuẩn ACI 318-14 sử dụng để gia cường khả năng chịu cắt thủng cho liên kết cột BTCT - sàn BTCT thì đề án sẽ tham khảo cách tính toán của ACI 318-14 làm cơ sở cho việc tính toán thiết kế liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT.

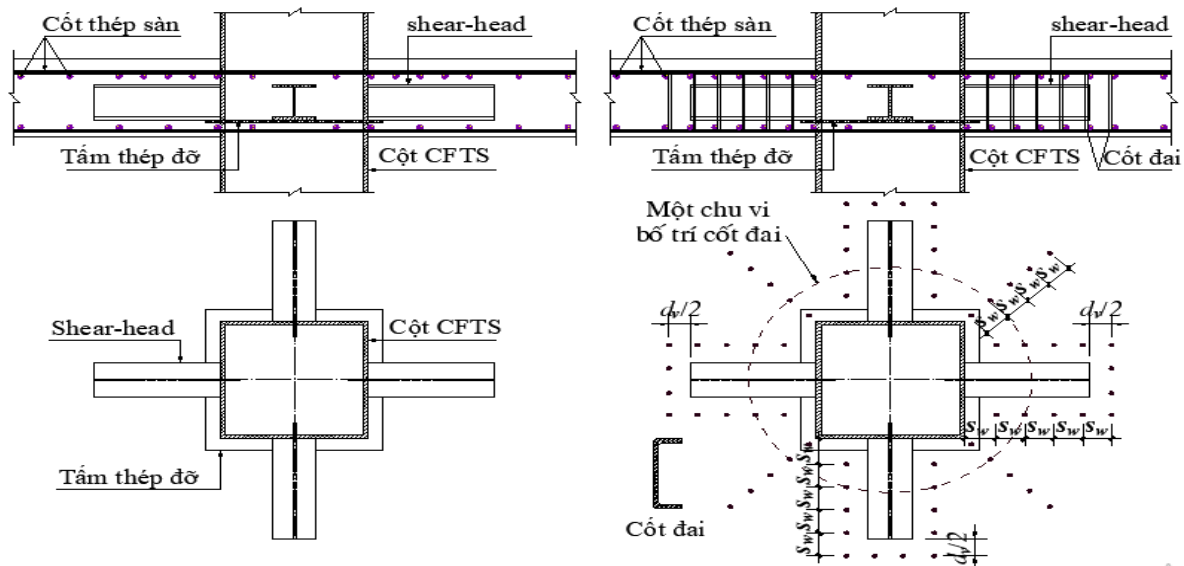
2.2.1. Giải pháp cấu tạo liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT

Sự kết hợp giữa kết cấu cột CFST với sàn phẳng BTCT được thực hiện thông qua chi tiết liên kết đó là hoặc sử dụng shearhead hoặc sử dụng các tấm thép hàn theo chu vi cột mặt dưới của sàn để đỡ tấm sàn hoặc sử dụng các stud hàn tại bề mặt cột để liên kết sàn - cột. Qua phân tích các nghiên cứu cho thấy liên kết sử dụng shearhead cho độ tin cậy và dễ dàng cho việc mở rộng vùng liên kết hơn. Hình thức hợp lý của shearhead là sử dụng thép hình tiết diện chữ I hay chữ H. Vì với đặc điểm của thép hình chữ H hoặc I có cánh dưới mở rộng được xem như điểm tựa để tiếp nhận tải trọng từ sàn truyền vào cột, đồng thời các thép hình này được nhúng vào trong bê tông sàn có tác dụng như mũ đầu cột tham gia chịu cắt cùng bê tông và nó cũng được bảo vệ dưới tác động môi trường làm thấm mỹ hơn cho liên kết. Do đó, trong đề án này sẽ sử dụng shearhead để làm chi tiết liên kết của cột CFST với sàn phẳng BTCT. Liên kết này sẽ tham khảo nghiên cứu của [4] với giải pháp cấu tạo có và không có gia cường cốt đai cho sàn tại vùng liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT như Hình 2.14

Trong Hình 2.14, các shearhead là thép hình chữ H hoặc I được đặt trong sàn có tác dụng như mũ đầu cột. Sự có mặt của shearhead đảm bảo tính liên tục giữa sàn và cột CFST, góp phần làm tăng khả năng chịu cắt cho sàn. Phần bụng thép chữ H hoặc I được ngàm vào bên trong cột và hàn tại mặt cột đảm bảo độ tin cậy của liên kết, đồng thời phần này xem như một chốt gia cường hỗ trợ cho sự làm việc đồng thời của lõi bê tông và vỏ ống thép.

Tấm thép đỡ được bố trí phía dưới của cánh dưới tiết diện thép hình H hoặc I, được hàn theo chu vi cột nhằm tạo điểm tựa để tiếp nhận tải trọng từ sàn vào cột tại các vị trí góc của cột.

Cốt đai dạng chữ C sử dụng cốt thép thanh có gờ, bố trí theo suốt chiều dày của sàn với móc neo tiêu chuẩn theo quy định của ACI 318-14, dùng để gia cường khả năng chịu cắt cho sàn, cải thiện các ứng xử của sàn sau phá hoại. Giải pháp cốt đai bố trí theo ACI 318-14 như sau: cốt đai có hình dạng chữ C, được tạo hình từ thép thanh uốn móc 2 đầu với chiều dài móc neo lớn hơn 6 lần đường kính cốt đai; Vị trí và khoảng cách bố trí cốt đai: bố trí xung quanh các cánh và đỉnh shearhead một khoảng $d_v/2$ (d_v là chiều cao làm việc chịu cắt của sàn). Lớp cốt đai đầu tiên bố trí cách mặt cột một đoạn $d_v/2$, các chu vi cốt đai tiếp theo cách khoảng nhỏ hơn hoặc bằng $3d_v/4$.



a) Sàn phẳng không có cốt đai

b) Sàn phẳng có bố trí cốt đai

Hình 2.14. Cấu tạo liên kết cột CFST với sàn phẳng bê tông cốt thép có và không có cốt đai gia cường

Cốt thép sàn được xuyên qua cột bởi các lỗ khoan sẵn trên mặt cột, nhằm đảm bảo sự liên tục giữa sàn và cột như kết cấu bê tông cốt thép thường. Để thuận tiện cho đổ bê tông lõi cột, các cốt thép này nên được bố trí sao cho đủ tạo khoảng trống cho ống đổ bê tông di chuyển trong lõi ống thép khi thi công.

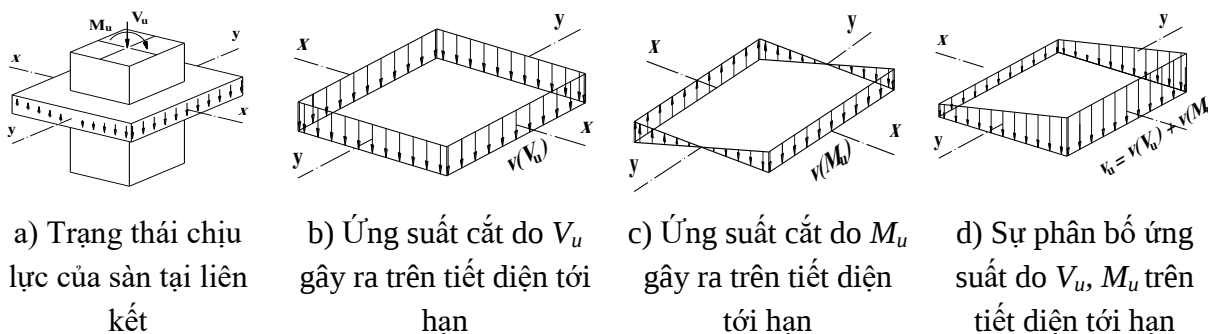
2.2.2. Giải pháp tính toán liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT khi chịu mô men không cân bằng

a) Sự làm việc của sàn phẳng BTCT tại liên kết với cột CFST khi chịu mô men không cân bằng

Đối với sàn phẳng BTCT ứng xử quan trọng của sàn tại vị trí liên kết sàn - cột là chọc thủng. Khả năng chịu cắt thủng của sàn phẳng BTCT không bố trí cốt đai thường là tức thời và đặc trưng bởi sự phân tách hai khối bê tông bởi bề mặt hình côn. Trước khi phá hoại lực được chuyển từ sàn phẳng đến cột thông qua thanh nén không

gian phát triển từ chân cột (với các góc nghiêng biến thiên từ 20^0 - 45^0) đến cốt thép chịu kéo của sàn và khi ứng suất kéo chính lớn, những vết nứt nghiêng trong thanh chống được kích hoạt và cuối cùng dẫn đến phá hoại. Trường hợp kết hợp cột CFST với sàn phẳng BTCT thì ứng xử của sàn tại liên kết qua quan sát thực nghiệm đã chỉ ra rằng sự chuyển lực cắt và phá hoại cắt phát triển một cách tương tự như trong sàn BTCT thông thường. Nghĩa là các shearhead hoạt động như một gối tựa hay “cột lớn” (cột có kích thước bằng cột CFST cộng với chiều dài đoạn vươn của shearhead) và lúc đó sự chuyển lực từ shearhead vào những phần tử bê tông được huy động thông qua thanh chống nghiêng được đỡ bởi cánh dưới của shearhead. Sự phá hoại cắt xảy ra do sự mở rộng của vết nứt cắt chủ đạo phát triển từ cánh dưới của shearhead và tấm thép đỡ tại vị trí góc cột.

Trong thực tế những trường hợp khi mặt bằng sàn với lưới cột bố trí không đối xứng hoặc tải trọng không đối xứng thì bên cạnh lực cắt tại liên kết sẽ chịu thêm mô men không cân bằng tại vị trí sàn - cột. Dưới tác dụng đồng thời của lực cắt V_u và mô men không cân bằng M_u thì ứng suất cắt trên tiết diện nghiêng sẽ bị ảnh hưởng bởi mô men không cân bằng, tác động này sẽ làm gia tăng ứng suất cắt về phía đặt tải lệch và giảm ứng suất cắt ở phía đối diện. Khi ứng suất cắt này vượt quá khả năng chịu cắt của bê tông thì sàn sẽ xuất hiện các vết nứt nghiêng. Trong trường hợp sàn có bố trí cốt đai thì cốt đai sẽ tiếp nhận ứng suất cắt giúp hạn chế vết nứt gia tăng sức kháng cắt trên mặt nứt nghiêng, lúc này vết nứt nghiêng sẽ hình thành và phát triển tại vị trí khác. Khác với sàn phẳng BTCT không có shearhead vết nứt nghiêng chỉ xảy ra ở vùng quanh chu vi cột thì với trường hợp sử dụng shearhead, khi độ cứng đảm bảo thì nó sẽ làm việc như gối tựa giúp chuyển các vết nứt nghiêng ra xa khỏi mặt cột. Do đó sẽ quan sát được nhiều vết nứt nghiêng dọc theo chiều dài của shearhead.



Hình 2.15. Minh họa sự phân bố ứng suất cắt trên chu vi tới hạn khi chịu tác dụng đồng thời của lực cắt V_u và mô men không cân bằng M_u

b) Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn khi liên kết chịu mô men không cân bằng

Đối với kết cấu kết hợp cột CFST với sàn phẳng BTCT, tải trọng trên sàn được truyền vào cột CFST thông qua chi tiết liên kết. Với việc bố trí shearhead được hàn với ống thép và nhúng vào trong sàn thì chu vi tiết diện tới hạn sẽ thay đổi so với sàn bê tông cốt thép thông thường. Bên cạnh đó, xét sự làm việc thực tế của liên kết, tại vị trí cột-sàn sẽ tồn tại cả lực cắt và mô men không cân bằng. Theo tiêu chuẩn ACI 318-14, ứng suất cắt tác động lên các tiết diện tới hạn do lực cắt V_u và mô men không cân bằng M_u được xác định theo biểu thức:

$$v_u \leq \phi v_n \quad (2.2)$$

trong đó: v_u là ứng suất cắt trong sàn do lực cắt V_u và mô men không cân bằng M_u tại liên kết sàn-cột được tính theo công thức (2.3);

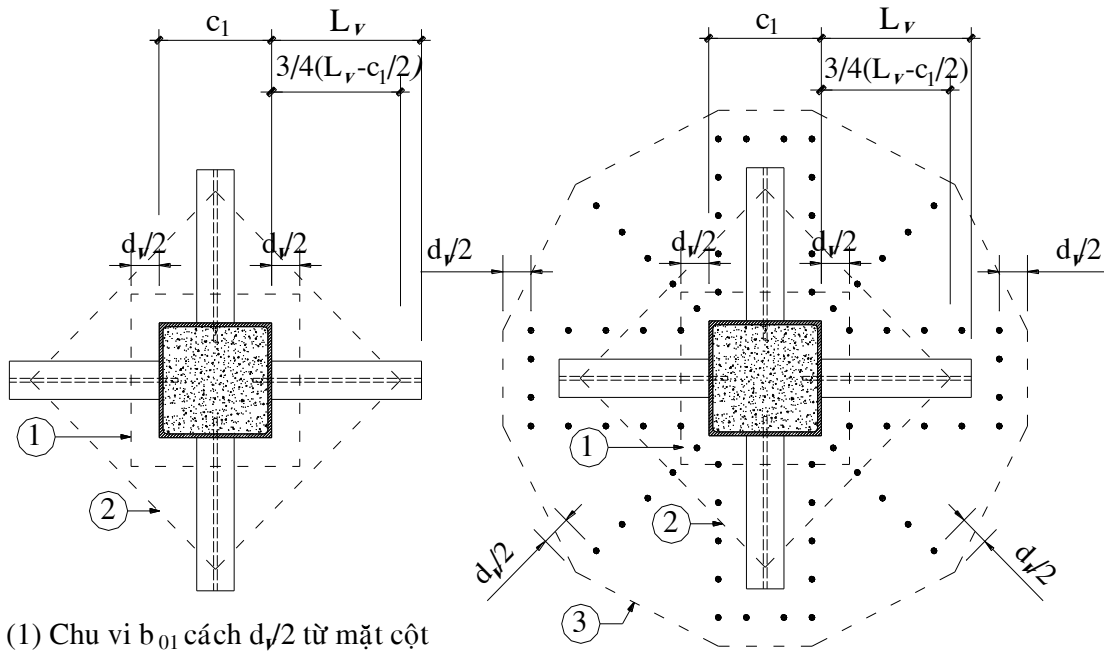
$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} M_{ux} y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} \quad (2.3)$$

J_x, J_y là mô men quán tính của tiết diện tới hạn lấy đối với trục qua trọng tâm của diện tích tiết diện tới hạn; $A_c = b_o d_v$ là diện tích tiết diện tới hạn; b_o là chu vi tiết diện tới hạn; x, y là khoảng cách từ trục trọng tâm diện tích tiết diện tới hạn đến các vị trí biên của chu vi tới hạn theo phương x, y ; M_{ux}, M_{uy} là mô men không cân bằng của dải sàn qua đầu cột theo phương x và phương y ; V_u là lực cắt tính toán tại liên kết; d_v là chiều cao làm việc hiệu quả chịu cắt của sàn, được lấy từ trọng tâm của cốt thép chịu kéo đến cánh dưới của shearhead; γ_{vx}, γ_{vy} là hệ số chuyển lực cắt do mô men không cân bằng M_{ux}, M_{uy} gây ra trên chu vi tới hạn; v_n là khả năng chịu cắt trên các tiết diện tới hạn của sàn với $\phi = 0,75$ khi tính toán cắt thủng cho sàn. Tùy thuộc vào cấu tạo của chi tiết liên kết và vị trí của tiết diện tới hạn mà giá trị ứng suất cắt v_n có giá trị khác nhau. Xét các trường hợp:

Trường hợp liên kết sử dụng shearhead và không bố trí cốt đai: Dựa vào kết quả phân tích từ thí nghiệm thì tiết diện tới hạn được xét tại hai vị trí: (1) cách chu vi cột một đoạn $d_v/2$ và (2) chu vi tới hạn cách mặt cột một khoảng bằng $3/4$ chiều dài vưng của shearhead (Hình 2.16a). Giá trị v_n trên các tiết diện tới hạn được lấy như sau:

$$+ \text{Chu vi tới hạn cách mặt cột } d_v/2: v_n = 0,58\sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

+ Chu vi tới hạn cách mặt cột $3/4$ chiều dài shearhead: $v_n = 0,33\sqrt{f'_c}$ (2.5)



- (1) Chu vi b_{01} cách $d/2$ từ mặt cột
 (2) Chu vi b_{02} cắt qua đỉnh shearhead; (3) Chu vi b_{03} ngoài vùng bố trí cốt đai

a) Sàn phẳng không có cốt đai

b) Sàn phẳng có bố trí cốt đai

Hình 2.16. Tiết diện tới hạn cho trường hợp liên kết sử dụng shearhead có và không có gia cường cốt đai cho sàn

Trường hợp liên kết sử dụng shearhead và gia cường cốt đai cho sàn: Phân tích kết quả thực nghiệm ở mục 2.1.3. thì tiết diện tới hạn được xét tại các vị trí: (1) cách chu vi cột một đoạn $d/2$; (2) chu vi tới hạn cách mặt cột một khoảng bằng $3/4$ chiều dài vươn của shearhead và (3) chu vi tới hạn nằm ngoài vùng bố trí cốt đai (Hình 2.16b). Giá trị v_n trên các tiết diện tới hạn được lấy như sau:

+ Chu vi tới hạn cách mặt cột $d/2$: $v_n = 0,58\sqrt{f'_c} + \frac{A_{sw}f_{yw}}{b_o s_w}$ (2.6)

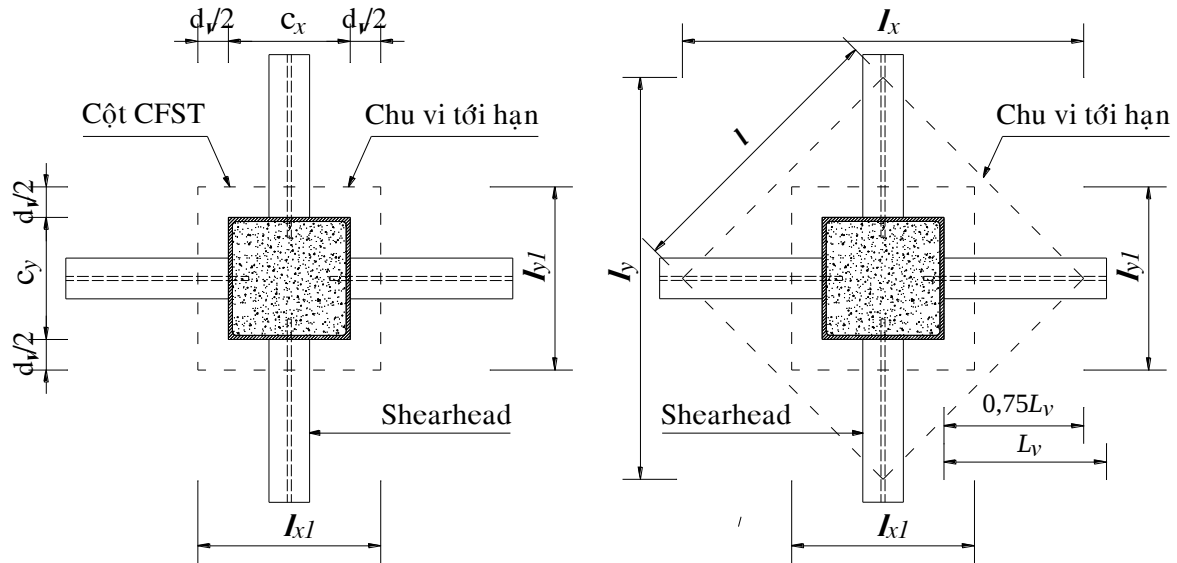
+ Chu vi tới hạn cách mặt cột $3/4 L_v$: $v_n = 0,33\sqrt{f'_c} + \frac{A_{sw}f_{yw}}{b_o s_w}$ (2.7)

+ Chu vi tới hạn bên ngoài vùng cốt đai: $v_n = 0,33\sqrt{f'_c}$ (2.8)

Trong các công thức trên thì A_{sw} là diện tích của một chu vi cốt đai (Hình 2.14b); f_{yw} là cường độ chảy dẻo của cốt thép đai (MPa); s_w là khoảng cách giữa các chu vi cốt đai; b_o là chu vi của tiết diện tới hạn cho từng trường hợp cụ thể (Hình

2.16), f'_c là cường độ chịu nén của bê tông sàn.

Trong công thức (2.3) cần xác định các giá trị của γ_{vx} , γ_{vy} và J_x , J_y cho từng tiết diện tới hạn. Các giá trị này có thể tính theo công thức ở Bảng 2.1 cho các tiết diện tới hạn minh họa ở Hình 2.17.



Hình 2.17. Chu vi tới hạn khi sử dụng shearhead để liên kết cột CFST - sàn phẳng

BTCT

Bảng 2.1. Xác định các giá trị của γ_{vx} , γ_{vy} và J_x , J_y cho từng tiết diện tới hạn

	Tiết diện tới hạn cách $d_v/2$ từ mặt cột (Hình 2.17a)	Tiết diện tới hạn cách mặt cột $3/4$ chiều dài shearhead (Hình 2.17b)
Hệ số chuyển mô men không cân bằng thành lực cắt [20]	$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_{y1}}{l_{x1}}}}$ $\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_{x1}}{l_{y1}}}}$	$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_y}{l_x}}}$ $\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_x}{l_y}}}$
Mô men quán tính của tiết diện tới hạn [24]	$A_c = b_o d_v = 2(l_{x1} + l_{y1})d_v$ $J_x = d_v \left[\frac{l_{y1}^3}{6} + \frac{l_{x1}l_{y1}^2}{2} \right] + \frac{l_{y1}d_v^3}{6}$ $J_y = d_v \left[\frac{l_{x1}^3}{6} + \frac{l_{y1}l_{x1}^2}{2} \right] + \frac{l_{x1}d_v^3}{6}$	$A_c = b_o d_v = d_v \sum l_{ij}$ $J_x = d_v \sum \left[\frac{l_{ij}}{3} (y_i^2 + y_i y_j + y_j^2) \right]$ $J_y = d_v \sum \left[\frac{l_{ij}}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right]$
(x_i, y_i) và (x_j, y_j) là tọa độ điểm đầu và điểm cuối của mỗi đoạn thẳng l_{ij} của chu vi tới hạn như trên Hình 2.17 với gốc tọa độ lấy tại trọng tâm của tiết diện tới hạn.		

c) *Tính toán khả năng chịu uốn của shearhead*

Shearhead là các dầm thép hình tiết diện I hoặc H được chế tạo sẵn và hàn vào bề mặt cột ống thép để làm chi tiết liên kết giữa cột với sàn phẳng bê tông cốt thép. Theo quy phạm ACI 318-14, để shearhead phát huy tác dụng chịu cắt và làm gối tựa cho sàn thì tỷ số độ cứng α_v của shearhead với phần bê tông xung quanh phải đảm bảo $\alpha_v \geq 0,15$ và cánh chịu nén của shearhead phải đặt cách đáy bản sàn một khoảng không lớn hơn 0,3 chiều cao làm việc của sàn ($0,3d_v$). Tỷ số độ cứng α_v được xác định theo công thức:

$$\alpha_v = \frac{E_s I_s}{E_c I_c} \quad (2.9)$$

trong đó: E_s, I_s là mô đun đàn hồi và mô men quán tính của shearhead; E_c, I_c là mô đun đàn hồi và mô men quán tính của phần tiết diện bê tông bao quanh shearhead. Tiết diện bê tông để xác định I_c được xác định bằng $(c + d_v)$, với c là chiều rộng của cột CFST đo theo phương vuông góc với shearhead.

Nếu lực cắt tổng cộng tại gối tựa là V_u và số shearhead là η , lực cắt trong mỗi shearhead sẽ là $\alpha_v V_u / \eta$ và mô men dèo M_p của shearhead tại mặt cột tính theo quy phạm ACI 318-14 là:

$$M_p = \frac{V_u}{2\Phi\eta} \left[h_v + \alpha_v \left(l_v - \frac{c}{2} \right) \right] \quad (2.10)$$

trong đó: $\Phi = 0,9$ tính cho kết cấu chịu uốn.

Khi tính toán và thiết kế bản sàn có shearhead, mô men trong dải cột sẽ được giảm đi do khả năng chịu mô men của shearhead. Tuy nhiên, trong thực tế để đảm bảo an toàn cho sàn khi chịu uốn nên bỏ qua khả năng chịu mô men của shearhead.

d) *Tính đường hàn liên kết shearhead vào cột CFST*

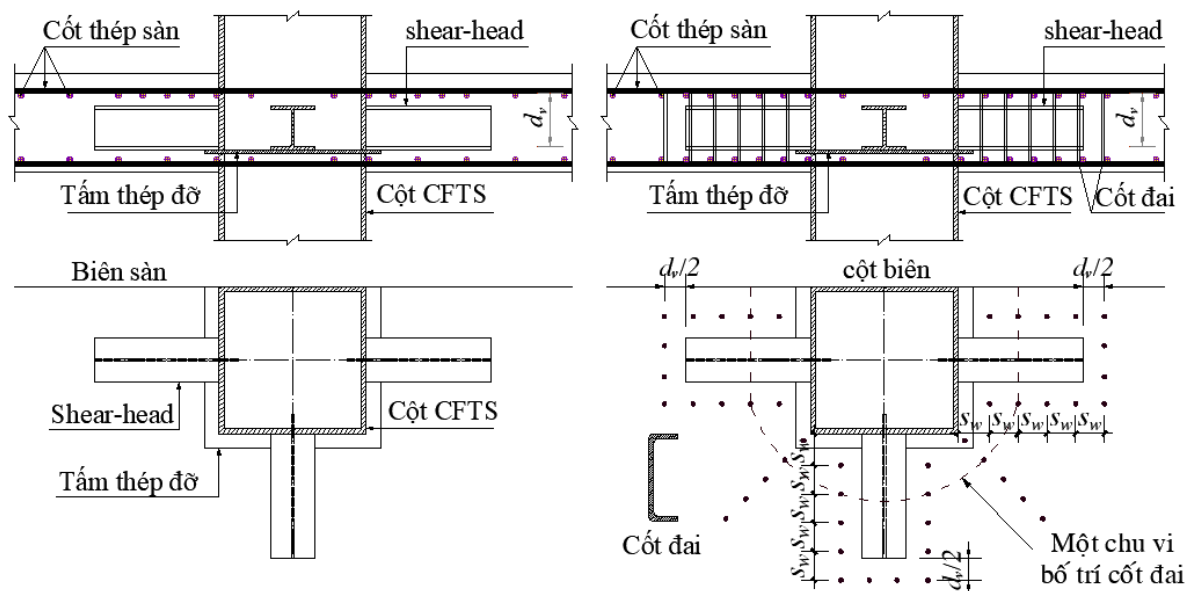
Đường hàn liên kết shearhead vào mặt cột sẽ được tính toán để chịu toàn bộ lực cắt và mô men của shearhead truyền vào mặt cột. Nếu lực cắt tổng cộng tại gối tựa là V_u và số shearhead là η thì lực cắt truyền vào một shearhead sẽ là V_p . Lúc đó đường hàn sẽ chịu tổ hợp lực gồm:

$$V_p = \frac{V_u}{\eta}; M_p = \frac{V_u}{2\Phi\eta} \left[h_v + \alpha_v \left(l_v - \frac{c}{2} \right) \right] \quad (2.11)$$

Việc tính toán đường hàn được thực hiện theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép hiện hành. Đường hàn được tính toán để chịu tác dụng đồng thời của lực cắt V_p , mô men M_p và được kiểm tra bền theo ứng suất cho phép.

2.3. Giải pháp tính toán liên kết cột biên CFST với sàn phẳng BTCT

Đối với cột biên, do sự không đối xứng về mặt hình học nên trong liên kết ngoài chịu tải trọng đứng nó luôn chịu mô men không cân bằng chuyển vào cột. Mô men không cân bằng sẽ làm tăng tác động của lực cắt trên tiết diện tới hạn cũng như làm thay đổi hình dạng của tiết diện tới hạn. Hiện nay các nghiên cứu thực nghiệm cho liên kết ở vị trí biên này rất ít, khó thực hiện và kết quả thực nghiệm còn chưa thỏa đáng khi khó xác định được trạng thái phá hoại cuối cùng của sàn tại vị trí liên kết là phá hoại uốn hay phá hoại cắt thủng. Các tiêu chuẩn thiết kế cũng chưa đề cập đến hướng dẫn tính toán và cấu tạo liên kết giữa sàn phẳng BTCT với cột CFST sử dụng shearhead. Với trạng thái chịu lực gồm lực cắt V_u và mô men không cân bằng M_u tương tự như với vị trí cột giữa khi chịu mô men không cân bằng, mục này sẽ trình bày tính toán khả năng chịu cắt thủng cho sàn ở vị trí cột biên dựa vào các tính toán được trình bày ở mục 2.2 và tham khảo thêm tiêu chuẩn ACI 318-14.



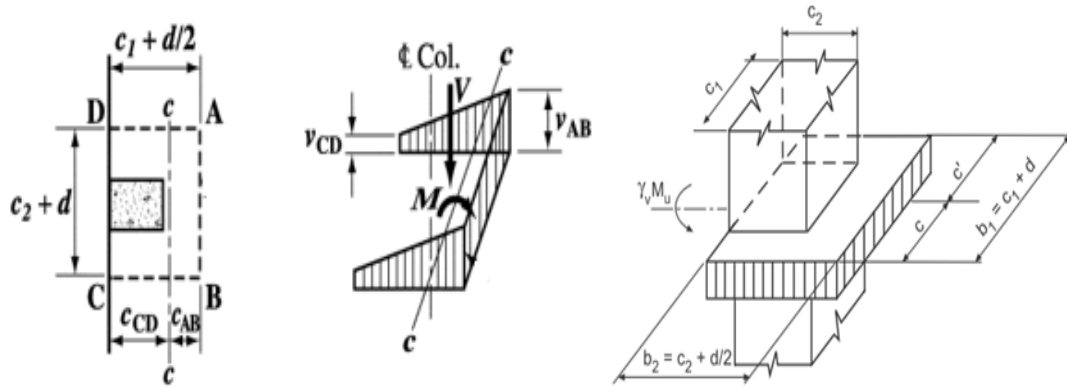
a) Sàn phẳng không có cốt đai b) Sàn phẳng có bố trí cốt đai

Hình 2.18. Cấu tạo liên kết cột biên CFST với sàn phẳng BTCT

Về mặt cấu tạo, liên kết cũng bao gồm shearhead tiết diện H với bụng thép hình được ngàm vào lõi ống thép và hàn tại mặt ngoài ống, tấm thép đỡ bên dưới thép hình H được hàn theo chu vi cột, cốt thép sàn bố trí xuyên cột và cốt đai gia cường cho sàn như Hình 2.18.

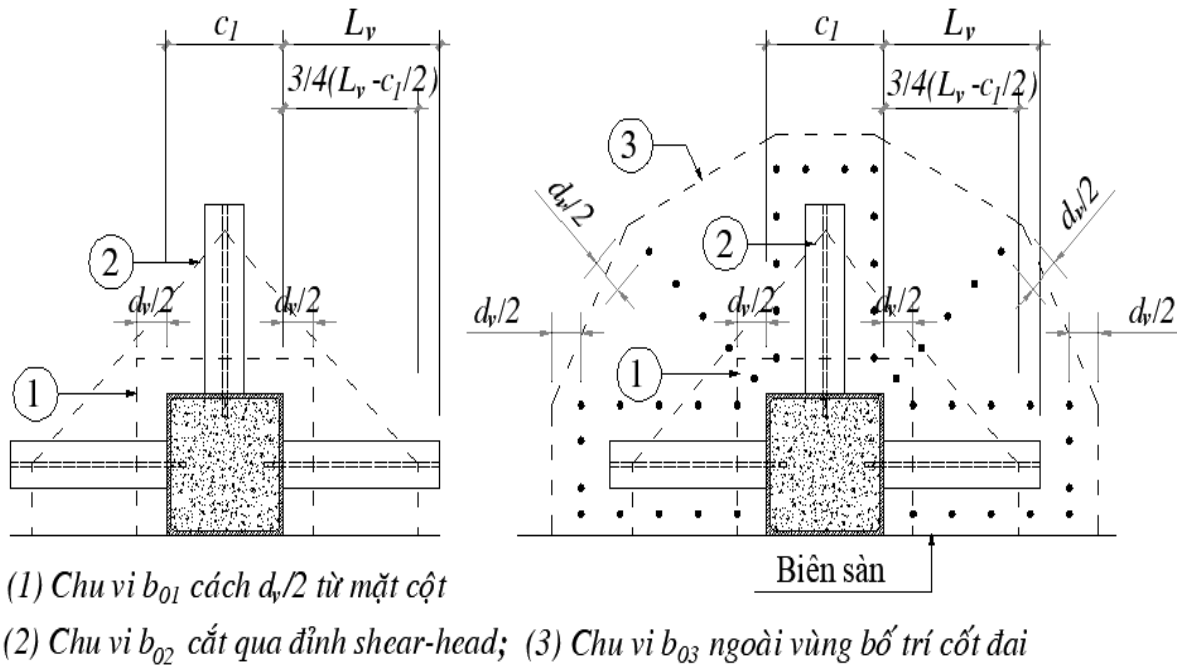
Về mặt tính toán, sàn ở vị trí cột biên cũng được kiểm tra khả năng chịu cắt trên các tiết diện tới hạn tương tự như cột giữa cho trường hợp chịu mô men không cân bằng. Việc kiểm tra ứng suất cắt tác động lên các tiết diện tới hạn do lực cắt V_u và mô

men không cân bằng M_u được xác định theo biểu thức (2.2), với giá trị ứng suất cắt tính theo công thức (2.3). Với trường hợp liên kết sử dụng shearhead và không bố trí cốt đai ứng suất trên các tiết diện tới hạn phải thỏa mãn công thức (2.4) và (2.5). Trường hợp sàn có gia cường cốt đai tại vùng liên kết, ứng suất cắt kiểm tra trên ba mặt tới hạn tương ứng với ứng suất cho phép cho bởi công thức (2.6), (2.7) và (2.8).



Hình 2.19. Minh họa sự phân bố ứng suất cắt trên tiết diện tới hạn cách mặt cột $d/2$

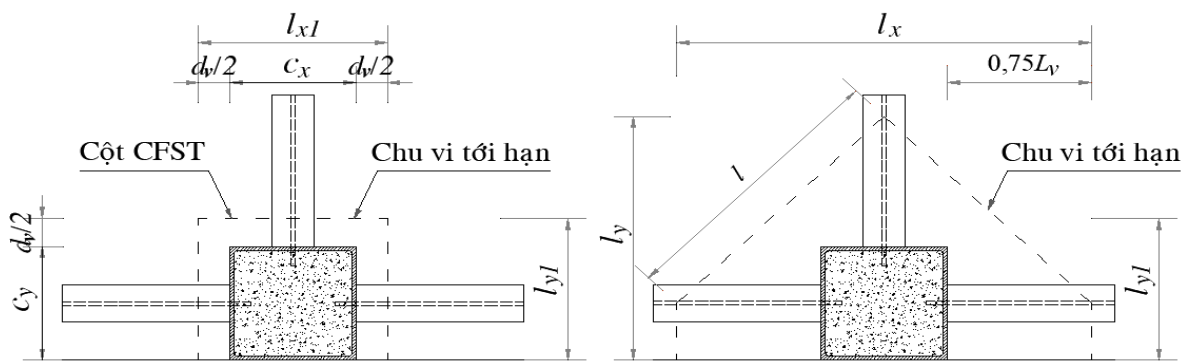
Như vậy để xác định được ứng suất trên các mặt tới hạn cần xác định được vị trí và các thông số hình học của tiết diện tới hạn. Dựa vào kết quả phân tích thực nghiệm và tham khảo tiêu chuẩn ACI 318-14 thì chu vi tới hạn cho trường hợp sàn có và không có gia cường cốt đai được lấy như Hình 2.20 với giá trị cho ở Bảng 2.2.



Hình 2.20. Chu vi tới hạn cho sàn tại cột biên

Bảng 2.2. Xác định các giá trị của γ_{vx} , γ_{vy} cho từng tiết diện tới hạn

	Tiết diện tới hạn cách $d_v/2$ từ mặt cột (Hình 2.21a)	Tiết diện tới hạn cách mặt cột 3/4 chiều dài shearhead (Hình 2.21b)
Hệ số chuyển mô men không cân bằng thành lực cắt [20]	$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_{y1}}{l_{x1}}}};$ $\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_{x1}}{l_{y1}}}}$	$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_y}{l_x}}};$ $\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{l_x}{l_y}}}$



Hình 2.21. Xác định kích thước hình học cho các chu vi tới hạn

Về kích thước shearhead, tiết diện thép hình H phải đủ độ cứng để nó đóng vai trò như gối tựa cho sàn. Theo quy phạm ACI 318-14, để shearhead phát huy tác dụng chịu cắt và làm gối tựa cho sàn thì tỷ số độ cứng α_v của shearhead với phần bê tông xung quanh phải đảm bảo $\alpha_v \geq 0,15$. Giá trị α_v được tính theo công thức (2.9)

Đường hàn để kết nối shearhead với ống thép được tính toán để chịu toàn bộ lực cắt và mô men của shearhead truyền vào mặt cột. Nếu lực cắt tổng cộng tại gối tựa là V_u và số shearhead là η thì lực cắt truyền vào một shearhead sẽ là V_p . Lúc đó đường hàn sẽ chịu tổ hợp lực theo công thức (2.10).

2.3. Nhận xét chương 2

i. Nghiên cứu sự làm việc của sàn qua các nghiên cứu thực nghiệm giữa sàn phẳng BTCT với cột CFST khi chịu mô men không cân bằng. Kết quả cho thấy sự phá hoại ở hai mẫu thí nghiệm đều xảy ra ở sàn bê tông cốt thép và là phá hoại cắt thủng, vùng phá hoại nằm về phía đặt tải lệch tâm.

ii. Kết quả phân tích sự phá hoại mẫu thí nghiệm đã đề xuất chiều cao làm việc khi tính toán khả năng chịu cắt thủng cho sàn phẳng bê tông cốt thép tại vùng liên kết

với cột CFST. Giá trị này được xác định từ cánh dưới của shearhead đến trọng tâm lớp cốt thép chịu uốn.

iii. Xác nhận được các vị trí của các chu vi tới hạn khi chịu cắt của sàn trong trường hợp sàn có và không có gia cường cốt đai vùng liên kết. Đây là cơ sở để có những điều chỉnh mô hình và thiết lập giải pháp tính toán cho liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi liên kết chịu mô men không cân bằng.

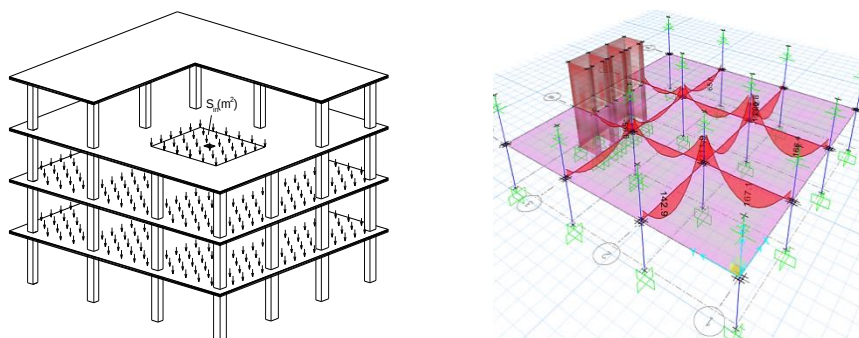
iv. Kết hợp phân tích thực nghiệm và tham khảo tiêu chuẩn ACI 318-14 để xây dựng giải pháp tính toán cho liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi chịu mô men không cân bằng cho cột giữa và cột biên.

CHƯƠNG 3: ỨNG DỤNG TÍNH TOÁN LIÊN KẾT GIỮA SÀN PHẪNG BÊ TÔNG CỐT THÉP VỚI CỘT ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Trong chương này sẽ thực hiện các ví dụ tính toán liên kết cột giữa, cột biên CFST với sàn phẳng bê tông cốt thép xét trường hợp liên kết chịu mô men không cân bằng khi có và không có cốt đai gia cường cho sàn. Các ví dụ tính toán sẽ cụ thể hóa các giải pháp tính toán đã được trình bày trong chương 2. Đây là đóng góp quan trọng khi cung cấp những hướng dẫn cụ thể tính toán liên kết cho người thiết kế nhằm áp dụng hệ kết cấu này vào các công trình xây dựng tại Việt Nam.

3.1. Thiết kế liên kết sàn BTCT với cột giữa CFST khi liên kết chịu mô men không cân bằng và không gia cường cốt đai cho sàn

Xét hệ sàn như Hình 3.1 với kích thước nhịp sàn theo hai phương là $6\text{ m} \times 6\text{ m}$, chiều cao tầng 3,3 m. Chiều dày sàn phẳng không có dầm biên chọn theo điều kiện hạn chế độ võng của sàn theo ACI 318-14 là $h_s = l_n/33$, chọn $h_s = 200\text{ mm}$. Ống thép cột tiết diện vuông cạnh 300 mm, chiều dày thành ống 10 mm. Sử dụng bê tông có cường độ chịu nén $f'_c = 30\text{ MPa}$, cốt thép dọc dùng loại CB400V. Tải trọng tác dụng lên sàn gồm tĩnh tải $g_s\text{ (kN/m}^2\text{)}$ và hoạt tải $p_s\text{ (kN/m}^2\text{)}$. Xem sàn chịu tải trọng đứng, tải trọng ngang do kết cấu vách chịu. Giá trị mô men không cân bằng tại vị trí cột được tạo bằng cách xếp hoạt tải cách nhịp. Thực hiện phân tích sàn bằng phần mềm SAFE để xác định nội lực trên dải sàn có bề rộng $b = 6\text{ m}$ với kết quả được tóm tắt như sau: $V_u = 460\text{ kN}$; $M_{y,tr} = -211,9\text{ kNm}$; $M_{y,ph} = -197,1\text{ kNm}$; $M_{y,tr} - M_{y,ph} = 14,8\text{ kNm}$, $M_x = -197,2\text{ kNm}$.



Hình 3.1. Mô hình phân tích sàn và phân tích nội lực sàn bằng phần mềm SAFE

a) Thông số đầu vào

Vật liệu: bê tông $f'_c = 30\text{ MPa}$, $E_c = 27 \times 10^3\text{ MPa}$; thép CB400V có $f_y = 350\text{ MPa}$, $E_s = 21 \times 10^4\text{ MPa}$; thép hình H và ống thép có $f_y = 220\text{ MPa}$, $E_{sh} = E_s = 21 \times 10^4$

MPa

Chọn chiều dày sàn $h_s = 200$ mm, chiều cao làm việc của tiết diện $d_v = 150$ mm

Chọn số shearhead trên mỗi mặt của cột $\eta = 1$.

b) Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách $d_v/2$ từ mặt cột

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 14,8$ kNm và lực cắt $V_u = 460$ kN

Tính: $l_{x1} = c_x + d_v = 450$ mm; $l_{y1} = c_y + d_v = 450$ mm

$$A_c = b_o d_v = 2(l_{x1} + l_{y1})d_v = 2 \cdot 900 \cdot 150 = 27 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$J_y = d_v \left[\frac{l_{x1}^3}{6} + \frac{l_{y1} l_{x1}^2}{2} \right] + \frac{l_{x1} d_v^3}{6} = 9,37 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_{x1}}{l_{y1}}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{450}{450}}} = 0,4$$

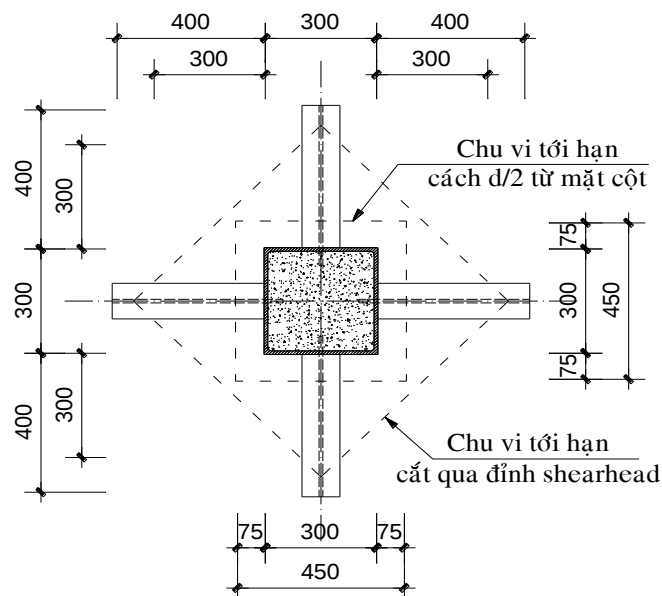
Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{460 \cdot 10^3}{27 \cdot 10^4} + \frac{0,4 \cdot 14,8 \cdot 10^6 \cdot (150 + 75)}{9,37 \cdot 10^9} = 1,84 \text{ MPa}$$

Tính: $v_n = 0,58 \sqrt{f'_c} = 3,18 \text{ MPa}$

Kiểm tra: $\phi v_n = 2,38 \text{ MPa} > v_u = 1,84 \text{ MPa}$. Sàn không bị phá hoại cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $d_v/2$.

c) Kiểm tra ứng suất cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $3/4$ chiều dài shearhead



Hình 3.2. Xác định tiết diện tới hạn cho sàn

Giả thiết chọn được shearhead đảm bảo độ cứng để làm chi tiết liên kết. Theo ACI 318-14 thì $\alpha_v \geq 0,15$.

Chọn chiều dài đoạn vươn của shearhead tính từ mặt cột $l_v = 400 \text{ mm}$.

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 14,8 \text{ kNm}$ và lực cắt $V_u = 460 \text{ kN}$

$$\text{Tính: } l_x = c_x + 2\left(\frac{3}{4}l_v\right) = 900 \text{ mm}; l_y = c_y + 2\left(\frac{3}{4}l_v\right) = 900 \text{ mm}$$

$$A_c = d_v \sum l_i = 150 \cdot (4 \cdot 636) = 38,16 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$J_y = d_v \sum \left[\frac{l}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] = 2,58 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Ứng suất cắt lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{460 \cdot 10^3}{38,16 \cdot 10^4} + \frac{0,4 \cdot 14,8 \cdot 10^6 \cdot (300 + 150)}{2,58 \cdot 10^{10}} = 1,30 \text{ MPa}$$

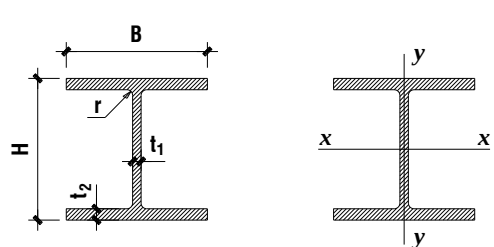
$$\text{Tính: } v_n = 0,33 \sqrt{f'_c} = 1,807 \text{ MPa}$$

Kiểm tra: $\phi v_n = 1,35 \text{ MPa} > v_u = 1,30 \text{ MPa}$. Đảm bảo khả năng chịu cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột 3/4 chiều dài shearhead.

d) Thiết kế shearhead

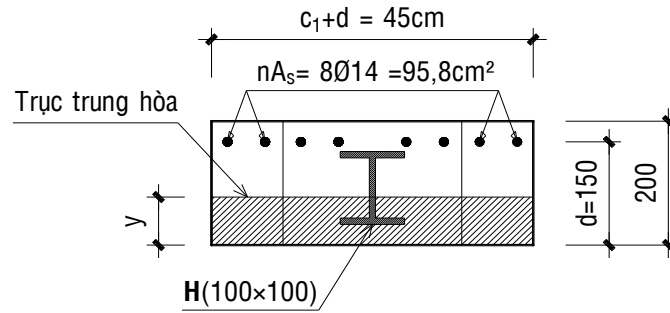
Chọn thép hình chữ H số hiệu H100 có các đặc trưng hình học của tiết diện cho trong Bảng 3.1:

Bảng 3.1. Thông số hình học của thép hình H100

H100	$t_1(\text{mm})$	$t_2(\text{mm})$	$r \text{ (mm)}$	$A(\text{cm}^2)$	$I_x(\text{cm}^4)$	$I_y \text{ (cm}^4)$	$W_x(\text{cm}^3)$	$W_y(\text{cm}^3)$
	6	8	10	21,9	383	134	77	27
A	diện tích mặt cắt ngang của H100							
I_x, I_y	mô men quán tính của tiết diện lấy đối với trục x, y							
W_x, W_y	mô men kháng uốn của tiết diện lấy đối với trục x, y							

Với giá trị mô men âm tại vị trí cột, tính toán được cốt thép dọc là $\phi 14a100$ (tính toán cốt thép dọc theo ACI 318-14 [25])

Xác định tỷ số độ cứng của shearhead:



Hình 3.3. Tiết diện tính toán ảnh hưởng độ cứng của thép hình H
Tiết diện của cốt thép quy đổi sang bê tông:

+ Tỷ số: $n = E_s / E_c = 7,78$

+ Cốt thép sàn: $nA_s = 7,78 \cdot 12,31 = 95,8 \text{ cm}^2$

+ Thép shearhead H: $nA = 7,78 \cdot 21,9 = 170,4 \text{ cm}^2$

Xác định vị trí trục trung hòa (không tính phần bê tông chịu kéo bị nứt)

$$y = \frac{95,8 \cdot 15 + 170,4 \cdot 8,5 + 45 \cdot y^2 / 2}{95,8 + 170,4 + 45y} = \frac{2885,4 + 22,5y^2}{266,2 + 45y} \Rightarrow y = 6,9 \text{ cm}$$

Mô men quán tính của tiết diện có vết nứt:

$$I_c = \frac{45 \cdot 6,9^3}{12} + 45 \cdot 6,9 \cdot \left(\frac{6,9}{2} \right)^2 + 95,8 \cdot (15 - 6,9)^2 + 383 + 170,4 \cdot (8,5 - 6,9)^2$$

$$= 12032,3 \text{ cm}^4$$

Độ cứng của dải bản sàn tính toán:

$$E_c I_c = 27 \cdot 10^4 \cdot 12032,3 = 3,25 \cdot 10^9 \text{ daNcm}^2$$

Tỷ số độ cứng:

$$\alpha_v = \frac{E_s I_s}{E_c I_c} = \frac{21 \cdot 10^5 \cdot 383}{3,25 \cdot 10^9} = 0,247 > 0,15$$

Giá trị này lớn hơn 0,15 nên mỗi shearhead sẽ phát huy khả năng chịu cắt.

Xác định mô men dẻo theo giá trị $\alpha_v = 0,247$

$$M_p = \frac{V_u}{2\Phi\eta} \left[h_v + \alpha_v \left(l_v - \frac{c}{2} \right) \right] = \frac{460 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,9 \cdot 4} [100 + 0,247 \cdot 400] = 12,7 \text{ kNm}$$

Kiểm tra khả năng chịu mô men của thép shearhead tại vị trí mặt cột.

$$M_{sp} = W_x \cdot f_y = 77 \cdot 2200 = 16,94 \text{ kNm} > M_p = 12,7 \text{ kNm}$$

e) Tính toán kiểm tra đường hàn

Nội lực để tính toán đường hàn shearhead vào bề mặt ống thép gồm mô men dẻo $M_{sp} = 12,7 \text{ kNm}$ và lực cắt tính $V = V_u/4 = 115 \text{ kN}$.

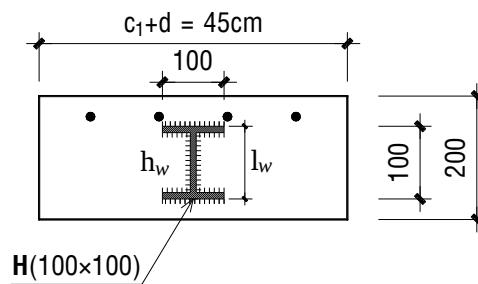
Chọn que hàn N42 theo tiêu chuẩn TCVN 3223-1994 có cường độ chịu kéo đứt tiêu chuẩn và cường độ tính toán của đường hàn là $f_{wf} = 180MPa$.

Sử dụng phương pháp hàn tay có hệ số chiều sâu nóng chảy của đường hàn ứng với các tiết diện 1 và 2: $\beta_f = 0,7$, $\beta_s = 1,0$, $f_{ws} = 0,45 f_u = 153MPa$

$$(\beta f_w)_{\min} = \min(\beta_f f_{wf}, \beta_s f_{ws}) = 126MPa \text{ phá hoại qua tiết diện đường hàn}$$

Chọn chiều cao đường hàn $h_f = 6 \text{ mm}$

Căn cứ vào việc bố trí shear-head xác định được tổng chiều dài đường hàn của một tấm thép hàn vào mặt cột $\sum l_w = 396mm$



Hình 3.4. Xác định chiều cao đường hàn tấm thép vào cột

Diện tích và mô men kháng của đường hàn tính theo tiết diện đường hàn;

$$A_{wf} = \beta_f h_f \sum l_w = 0,7 \times 6 \times 396 = 1663,2mm^2;$$

$$W_{wf} = \beta_f h_f \frac{\sum l_w^2}{6} = 0,7 \times 6 \times \frac{396^2}{6} = 109771mm^3$$

Diện tích và mô men kháng tính theo tiết diện qua thép cơ bản;

$$A_{ws} = \beta_s h_f \sum l_w = 1,0 \times 6 \times 396 = 2376mm^2;$$

$$W_{ws} = \beta_s h_f \frac{\sum l_w^2}{6} = 1,0 \times 6 \times \frac{396^2}{6} = 156816mm^3$$

So sánh ta thấy sự phá hoại xảy ra qua tiết diện đường hàn

Kiểm tra khả năng chịu lực (M_p, V_u) đồng thời theo công thức:

$$\begin{aligned} \tau_{td} &= \sqrt{\left(\frac{M_p}{W_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{V_1}{A_{wf}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{12,7 \cdot 10^6}{109771}\right)^2 + \left(\frac{115 \cdot 10^3}{1663,2}\right)^2} \\ &= 134,8 \leq \gamma_c f_{wf} = 180MPa \end{aligned}$$

$\Rightarrow$ đường hàn đảm bảo yêu cầu chịu lực

Bảng 3.2. Tóm tắt kết quả tính toán liên kết sàn BTCT với cột giữa CFST khi liên kết chịu mô men không cân bằng và không gia cường cốt đai cho sàn

Tính toán lý thuyết											Thực nghiệm
Tải trọng tính toán	Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột ống thép $d_v/2$				Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột khoảng $3d_v/4$				Kiểm tra shear-head	Kiểm tra đường hàn	Tải trọng thí nghiệm
M_u, V_u	A_c	J_y	v_u	ϕv_n	A_c	J_y	v_u	ϕv_n	M_p	τ_{td}	P
kNm, kN	mm^2	mm^4	MPa	MPa	mm^2	mm^4	MPa	MPa	kNm	MPa	kN
14,8 460	27 $\cdot 10^4$	9,37 $\cdot 10^9$	1,84	2,38	38,2 $\cdot 10^4$	25,8 $\cdot 10^9$	1,30	1,35	12,7	134,8	593,3
Kiểm tra	$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$M_p < M_{sp}$	$\tau_{td} < \gamma_c f_{ws}$	$P/V_u = 1,28$

Nhận xét:

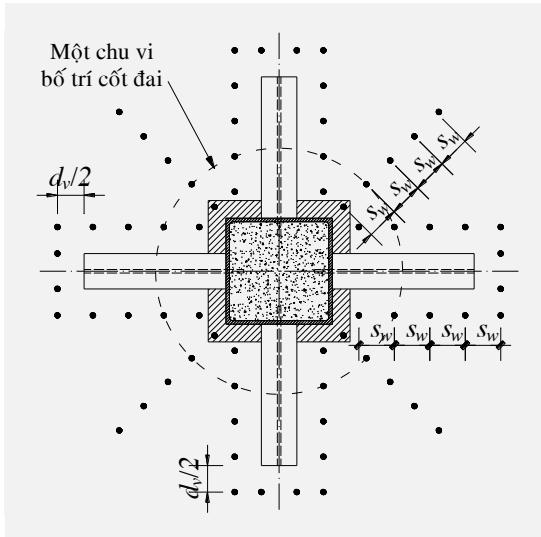
Qua tính toán ở trên cho thấy, với sự có mặt của shearhead đã làm tăng khả năng chịu cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $d_v/2$ ($v_n = 3,18$ MPa) so với tiết diện ở đỉnh shearhead khi xem chỉ có bê tông chịu cắt ($v_n = 1,807$ MPa). Kết quả tính đã phản ánh phù hợp với ứng xử của sàn khi thí nghiệm đó là vết nứt nghiêng xuất hiện và phát triển ở gần mặt cột, tuy nhiên sau đó tăng tải và đến trạng thái phá hoại thì mặt phá hoại xảy ra ở đỉnh shearhead với vết nứt nghiêng chỉ cắt qua bê tông.

Kết quả tính toán cho thấy sàn chịu được lực cắt $V_u = 460$ kN, khi tải đặt lệch tâm so với trục cột 150 mm. Với kết quả thí nghiệm $P = 593,3$ kN, thì sự sai khác chênh lệch nhau 28% và thiên về tính toán an toàn.

3.2. Thiết kế liên kết cột giữa CFST với sàn phẳng BTCT có gia cường cốt đai khi liên kết chịu mô men không cân bằng

Xét hệ sàn như Hình , với các thông số đầu vào tương tự như đã cho ở mục 3.1. Bằng cách thay đổi giá trị tải trọng và cách sắp xếp hoạt tải trên sàn, thực hiện phân tích được kết quả nội lực tại vị trí liên kết cột sàn như sau: $V_u = 640$ kN; $M_{y,tr} = -273$ kNm; $M_{y,ph} = -255$ kNm; $M_{y,tr} - M_{y,ph} = 18$ kNm, $M_x = -247$ kNm. Sử dụng giải pháp gia cường cốt đai cho sàn, hãy kiểm tra khả năng chịu cắt thủng của sàn trên các chu vi tới hạn.

a) Bố trí cốt đai cho sàn tại vùng liên kết



Hình dạng đai: đai chữ C

Đường kính đai: $\phi 10$

Chiều dài móc neo $\geq 6\phi \rightarrow$ chọn 60 mm

Khoảng cách đai: $s_w \leq 0,75d_v \rightarrow s_w = 100$ mm

Đai đầu tiên cách mặt cột: $d_v/2 = 75$ mm

Khoảng cách đai bố trí 2 bên cánh và đỉnh của shearhead: $d_v/2 = 75$ mm

Một chu vi cốt đai, 12 đai, $A_{sw} = 942$ mm²

Cốt đai dùng thép CB300V: $f_{sw} = 300$ MPa

b) Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông sàn tại tiết diện cách $d_v/2$ từ mặt cột

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 18$ kNm và lực cắt $V_u = 640$ kN

Tính: $l_{x1} = c_x + d_v = 450$ mm; $l_{y1} = c_y + d_v = 450$ mm; $b_{o1} = 4 \cdot 450 = 1800$ mm

$$A_c = b_o d_v = 2(l_{x1} + l_{y1})d_v = 2 \cdot 900 \cdot 150 = 27 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$J_y = d_v \left[\frac{l_{x1}^3}{6} + \frac{l_{y1} l_{x1}^2}{2} \right] + \frac{l_{x1} d_v^3}{6} = 9,37 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_{x1}}{l_{y1}}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{450}{450}}} = 0,4$$

Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{640 \cdot 10^3}{27 \cdot 10^4} + \frac{0,4 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot (150 + 75)}{9,37 \cdot 10^9} = 2,54 \text{ MPa}$$

$$\text{Tính: } v_n = \left(0,58 \sqrt{f_c'} + \frac{A_{sw} f_{yw}}{b_{o1} d} \right) = \left(0,58 \sqrt{30} + \frac{942 \cdot 300}{1800 \cdot 150} \right) = 4,23 \text{ MPa}$$

Kiểm tra: $\phi v_n = 3,17 \text{ MPa} > v_u = 2,54 \text{ MPa}$, sàn không bị phá hoại cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $d_v/2$

c) Kiểm tra ứng suất cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $3/4$ chiều dài shearhead

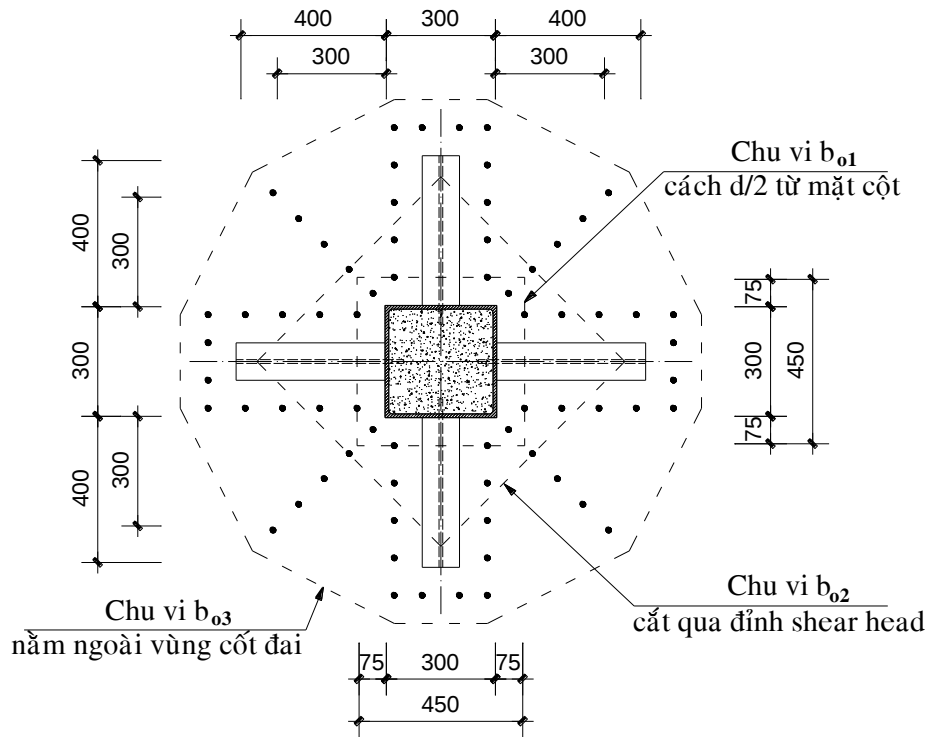
Chọn shearhead với tỷ số độ cứng $\alpha_v \geq 0,15$, chiều dài đoạn shearhead từ mặt cột $l_v = 400$ mm.

$$\text{Tính: } l_x = c_x + 2 \left(\frac{3}{4} l_v \right) = 900 \text{ mm}; l_y = c_y + 2 \left(\frac{3}{4} l_v \right) = 900 \text{ mm}; b_{o1} = 2545 \text{ mm}$$

$$A_c = d_v \sum l_i = 150 \cdot (4 \cdot 636) = 38,16 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$J_y = d_v \sum \left[\frac{l}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] = 2,58 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_x}{l_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{900}{900}}} = 0,4$$



Hình 3.5. Xác định tiết diện tới hạn cho sàn

Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{640 \cdot 10^3}{38,16 \cdot 10^4} + \frac{0,4 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot (300 + 150)}{2,58 \cdot 10^{10}} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\text{Tính: } v_n = \left(0,33 \sqrt{f'_c} + \frac{A_{sw} f_{yw}}{b_{01} d_v} \right) = \left(0,33 \sqrt{30} + \frac{942 \cdot 300}{2545 \cdot 150} \right) = 2,55 \text{ MPa}$$

Kiểm tra: $\phi v_n = 1,91 \text{ MPa} > v_u = 1,80 \text{ MPa}$. Đảm bảo khả năng chịu cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột 3/4 chiều dài shearhead.

d) Kiểm tra ứng suất cắt của sàn tại tiết diện tới hạn nằm ngoài vùng bố trí cốt đai

$$\text{Tính: } l_x = l_y = c_x + 2l_v + 2d_v = 300 + 2 \cdot 400 + 300 = 1400 \text{ mm}; b_o = 4384 \text{ mm}$$

$$A_c = d_v \sum l_i = 150 \cdot 4383 = 65,76 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$J_y = d_v \sum \left[\frac{l}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] = 15,7 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{I_x}{I_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1250}{1250}}} = 0,4$$

Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{640 \cdot 10^3}{65,76 \cdot 10^4} + \frac{0,4 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot 700}{15,7 \cdot 10^{10}} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\text{Tính: } v_n = 0,33 \sqrt{f'_c} = 0,33 \cdot \sqrt{30} = 1,807 \text{ MPa}$$

Kiểm tra: $\phi v_n = 1,35 \text{ MPa} > v_u = 1,01 \text{ MPa}$. thỏa mãn yêu cầu chịu ứng suất cắt.

Bảng 3.3. Tóm tắt kết quả tính toán liên kết sàn BTCT với cột giữa CFST khi liên kết chịu mô men không cân bằng có gia cường cốt đai cho sàn

Tính toán lý thuyết													Thực nghiệm
Tải trọng tính toán	Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột ống thép $d\sqrt{2}$				Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột khoảng $3d\sqrt{4}$				Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn nằm ngoài vùng bố trí cốt đai				Tải trọng thí nghiệm
M_u, V_u	A_c	J_y	v_u	ϕv_n	A_c	J_y	v_u	ϕv_n	A_c	J_y	v_u	ϕv_n	P
kNm, kN	mm^2	mm^4	MPa	MPa	mm^2	mm^4	MPa	MPa	mm^2	mm^4	MPa	MPa	kN
18,0 640	27 $\cdot 10^4$	9,37 $\cdot 10^9$	2,54	3,17	38,2 $\cdot 10^4$	25,8 $\cdot 10^9$	1,80	1,91	65,8 $\cdot 10^4$	157 $\cdot 10^9$	1,01	1,35	823
Kiểm tra	$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$P/V_u = 1,28$

Nhận xét:

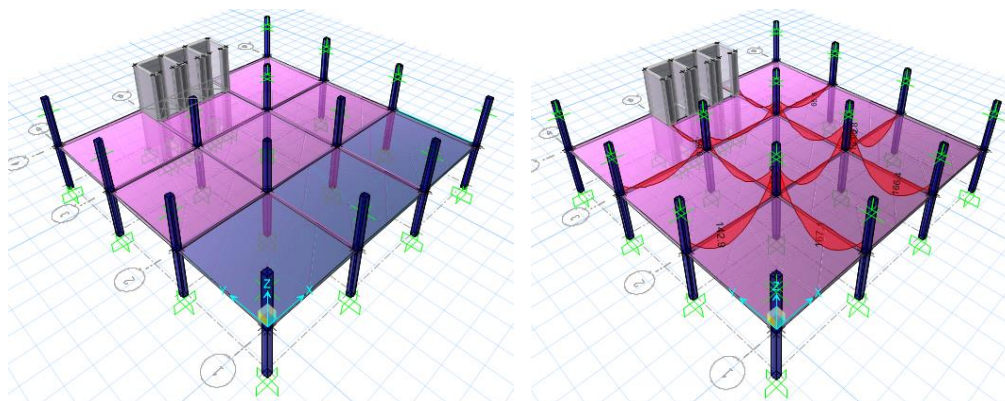
Qua kết quả tính toán cho thấy với sự có mặt của cốt đai làm tăng đáng kể khả năng chịu cắt của sàn. Cốt đai và shearhead đã kìm hãm sự mở rộng vết nứt cắt giữ cho sàn không bị phá hoại trên các vết nứt nghiêng cắt qua shearhead và cốt đai. Lúc này ứng suất trên các vết nứt nghiêng khác sẽ tăng lên và khi vượt quá khả năng chịu cắt của sàn thì sự phá hoại sẽ xảy ra trên tiết diện này. Kết quả thí nghiệm của Trần Anh Tú [23] phù hợp với kết quả tính toán trên khi các vết nứt nghiêng cắt qua shearhead và cốt đai bị kìm hãm và sự phá hoại xảy ra trên tiết diện nằm ngoài vùng bố trí cốt đai nơi chỉ có mỗi bê tông chịu cắt.

Kết quả tính toán cho thấy khi sàn có gia cường cốt đai thì chịu được lực cắt $V_u = 640 \text{ kN}$. Trong khi đó tải trọng phá hoại từ thực nghiệm là $P = 823 \text{ kN}$, chênh lệch nhau 28,5% và thiên về tính toán an toàn.

Từ kết quả tính toán và thực nghiệm cho thấy, với cùng một cấu tạo liên kết, khi có cốt đai gia cường thì khả năng chịu cắt của sàn tăng đáng kể, khoảng 38%. Như vậy, với sự có mặt của cốt đai gia cường cho phép giảm chiều dài của shearhead so với trường hợp sàn không bố trí cốt đai.

3.3. Thiết kế liên kết giữa cột biên CFST với sàn phẳng BTCT

Xét hệ sàn như Hình 3.6 với kích thước nhịp sàn theo hai phương là $6\text{ m} \times 6\text{ m}$, chiều cao tầng 3,3 m. Chiều dày sàn phẳng chọn $h_s = 200\text{ mm}$. Ống thép cột tiết diện vuông cạnh 300 mm, chiều dày thành ống 10 mm. Sử dụng bê tông có cường độ chịu nén $f'_c = 30\text{ MPa}$, cốt thép dọc dùng loại CB400V, cốt thép đai dùng loại CB300V. Tải trọng tác dụng lên sàn gồm tĩnh tải $g_s\text{ (kN/m}^2\text{)}$ và hoạt tải $p_s\text{ (kN/m}^2\text{)}$. Xem sàn chịu tải trọng đứng, tải trọng ngang do kết cấu vách chịu. Thực hiện phân tích sàn bằng phần mềm SAFE để xác định nội lực tại cột biên trên dải sàn có bề rộng $b = 6\text{ m}$ với kết quả như sau: $V_u = 220\text{ kN}$; mô men không cân bằng $M_y = M_u = -50\text{ kNm}$. Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn với trường hợp có và không có bố trí cốt đai cho sàn.



Hình 3.6. Mô hình xác định nội lực cho sàn tại vị trí cột biên

Cho biết các tham số đầu vào:

Vật liệu: bê tông $f'_c = 30\text{ MPa}$, $E_c = 27 \times 10^3\text{ MPa}$; thép CB400V có $f_y = 350\text{ MPa}$, $E_s = 21 \times 10^4\text{ MPa}$; thép hình H và ống thép có $f_y = 220\text{ MPa}$, $E_{sh} = E_{sh} = 21 \times 10^4\text{ MPa}$

Chọn chiều dày sàn $h_s = 200\text{ mm}$, chiều cao làm việc của tiết diện $d_v = 150\text{ mm}$

Chọn số shearhead trên mỗi mặt của cột $\eta = 1$, bố trí trên 3 mặt của cột

3.3.1. Trường hợp sàn không gia cường cốt đai

a) Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách $d_v/2$ từ mặt cột

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 50\text{ kNm}$ và lực cắt $V_u = 220\text{ kN}$

Tính: $l_{x1} = c_x + d_v = 450 \text{ mm}$; $l_{y1} = c_y + d_v/2 = 375 \text{ mm}$

$$A_c = b_o d_v = (l_{x1} + 2l_{y1}) d_v = 18 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Trọng tâm của chu vi chịu cắt so với biên của sàn:

$$y = \frac{\sum A_y}{A} = \frac{2(375 \cdot 150)375 / 2 + 450 \cdot 150 \cdot 375}{2(375 \cdot 150) + 450 \cdot 150} = 257,8 \text{ mm}$$

$$J_y = \frac{450 \cdot 150^3}{12} + \frac{2 \cdot 150 \cdot 375^3}{12} + 450 \cdot 150 \cdot (375 - 257,8)^2 + 2 \cdot 375 \cdot 150 \left(257,8 - \frac{375}{2} \right)^2 = 2,93 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_{x1}}{l_{y1}}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{450}{375}}} = 0,422$$

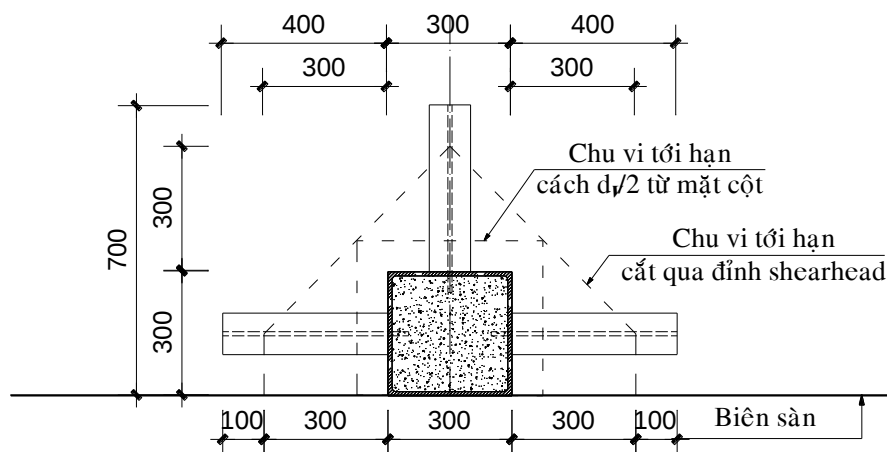
Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_v} = \frac{220 \cdot 10^3}{18 \cdot 10^4} + \frac{0,422 \cdot 50 \cdot 10^6 \cdot 117,2}{2,93 \cdot 10^9} = 2,07 \text{ MPa}$$

Tính: $v_n = 0,58\sqrt{f'_c} = 3,18 \text{ MPa}$

Kiểm tra: $\phi v_n = 2,38 \text{ MPa} > v_u = 2,07 \text{ MPa}$. Sàn không bị phá hoại cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $d_v/2$.

b) Kiểm tra ứng suất cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách mặt cột 3/4 chiều dài shearhead:



Hình 3.7. Xác định chu vi tới hạn cho sàn cốt biên

Giả thiết chọn shearhead đảm bảo độ cứng để làm chi tiết liên kết, $\alpha_v \geq 0,15$.

Chọn chiều dài đoạn vươn của shearhead tính từ mặt cột $l_v = 400 \text{ mm}$.

Tính: $l_x = c_x + 2\left(\frac{3}{4}l_v\right) = 900 \text{ mm}; l_y = c_y + \left(\frac{3}{4}l_v\right) = 600 \text{ mm}$

$$A_c = d_v \sum l_i = 23,58 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Trọng tâm của chu vi chịu cắt so với biên của sàn:

$$y = \frac{\sum A_y}{A} \approx 428,6 \text{ mm}$$

$$J_y = d_v \sum \left[\frac{l}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] = 9,5 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_x}{l_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{900}{600}}} = 0,449$$

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 50 \text{ kNm}$ và lực cắt $V_u = 220 \text{ kN}$

Ứng suất cắt lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{220 \cdot 10^3}{23,58 \cdot 10^4} + \frac{0,449 \cdot 50 \cdot 10^6 \cdot 171,4}{9,5 \cdot 10^9} = 1,339 \text{ MPa}$$

Tính: $v_n = 0,33 \sqrt{f'_c} = 1,807 \text{ MPa}$

Kiểm tra: $\phi v_n = 1,35 \text{ MPa} > v_u = 1,339 \text{ MPa}$. Đảm bảo khả năng chịu cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột 3/4 chiều dài shearhead.

3.3.2. Trường hợp sàn có gia cường cốt đai tại vùng liên kết

Cấu tạo cốt đai cho vùng liên kết: hình dạng: đai chữ C; đường kính đai: $\phi 10$; chiều dài móc neo $\geq 6\phi \rightarrow$ chọn 60 mm; khoảng cách đai: $s_w \leq 0,75d_v \rightarrow s_w = 100 \text{ mm}$; đai đầu tiên cách mặt cột: $d_v/2 = 75 \text{ mm}$; khoảng cách đai bố trí 2 bên cánh và đỉnh của shearhead: $d_v/2 = 75 \text{ mm}$; một chu vi cốt đai, 6 đai, $A_{sw} = 471 \text{ mm}^2$; cốt đai dùng thép CB300V: $f_{sw} = 300 \text{ MPa}$.

a) Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách $d_v/2$ từ mặt cột

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 50 \text{ kNm}$ và lực cắt $V_u = 220 \text{ kN}$

Tính: $l_{x1} = c_x + d_v = 450 \text{ mm}; l_{y1} = c_y + d_v/2 = 375 \text{ mm}$

$$A_c = b_o d_v = (l_{x1} + 2l_{y1}) d_v = 18 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Trọng tâm của chu vi chịu cắt so với biên của sàn:

$$y = \frac{\sum A_y}{A} = \frac{2(375 \cdot 150)375/2 + 450 \cdot 150 \cdot 375}{2(375 \cdot 150) + 450 \cdot 150} = 257,8 \text{ mm}$$

$$J_y = 2,93 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_{x1}}{l_{y1}}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{450}{375}}} = 0,422$$

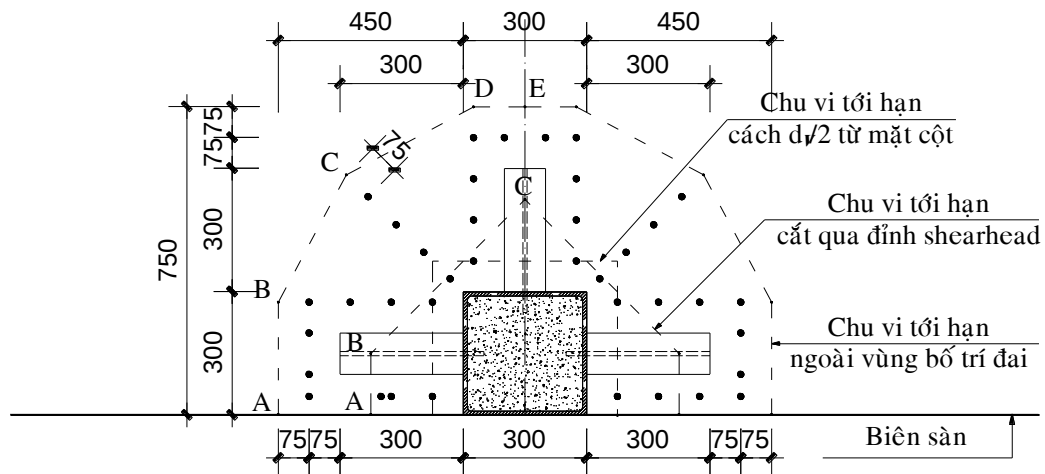
Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{220 \cdot 10^3}{18 \cdot 10^4} + \frac{0,422 \cdot 50 \cdot 10^6 \cdot 117,2}{2,93 \cdot 10^9} = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\text{Tính: } v_n = \left(0,58\sqrt{f'_c} + \frac{A_{sw} f_{yw}}{b_{01}d} \right) = \left(0,58\sqrt{30} + \frac{471 \cdot 300}{1800 \cdot 150} \right) = 3,7 \text{ MPa}$$

Kiểm tra: $\phi v_n = 2,775 \text{ MPa} > v_u = 2,07 \text{ MPa}$. Sàn không bị phá hoại cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $d_v/2$.

b) Kiểm tra ứng suất cắt của sàn tại tiết diện tới hạn cách mặt cột $3/4$ chiều dài shearhead:



Hình 3.8. Xác định chu vi tới hạn cho sàn cột biên, có gia cường cốt đai

Giả thiết chọn shearhead đảm bảo độ cứng để làm chi tiết liên kết, $\alpha_v \geq 0,15$.

Chọn chiều dài đoạn vươn của shearhead tính từ mặt cột $l_v = 300 \text{ mm}$.

Tính: $l_x = 750 \text{ mm}; l_y = 750 \text{ mm}; b_{02} = 1360 \text{ mm}; l_y = 750 \text{ mm}$

$$A_c = d_v \sum l_i = 2,04 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Trọng tâm của chu vi chịu cắt so với biên của sàn:

$$y = \frac{\sum A_y}{A} \approx 371,9mm$$

$$J_y = d_v \sum \left[\frac{l}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] = 6,1 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Tọa độ các điểm nằm trên chu vi tới hạn đi qua đỉnh của shear head

Tọa độ	x_i	y_i	x_j	y_j	$L_i(mm)$
A,B	-375	-372	-375	-222	150
B,C	-375	-222	0	153	530

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_x}{l_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{900}{600}}} = 0,449$$

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 50 \text{ kNm}$ và lực cắt $V_u = 220 \text{ kN}$

Ứng suất cắt lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{220 \cdot 10^3}{2,04 \cdot 10^5} + \frac{0,443 \cdot 50 \cdot 10^6 \cdot 153,1}{6,1 \cdot 10^9} = 1,634 \text{ MPa}$$

$$\text{Tính: } v_n = \left(0,33 \sqrt{f'_c} + \frac{A_{sw} f_{yw}}{b_{01} d_v} \right) = \left(0,33 \sqrt{30} + \frac{471,2 \cdot 300}{1360 \cdot 150} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Kiểm tra: $\phi v_n = 1,875 \text{ MPa} > v_u = 1,634 \text{ MPa}$. Đảm bảo khả năng chịu cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột 3/4 chiều dài shearhead.

c) Kiểm tra ứng suất cắt của sàn tại tiết diện tới hạn ngoài vùng bố trí cốt đai

$$\text{Tính: } l_x = 1200 \text{ mm}; l_y = 750 \text{ mm}; b_o = 2200 \text{ mm}$$

$$A_c = d_v \sum l_i = 150 \cdot 2200 = 33 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Trọng tâm của chu vi chịu cắt so với biên của sàn: $y = \left(\sum A_y / A \right) \approx 483 \text{ mm}$

Tọa độ	x_i	y_i	x_j	y_j	$L_i(mm)$
A,B	-600	-483	-600	-208	275
B,C	-600	-208	-435	102	351
C,D	-435	102	-125	267	351
D,E	-125	267	0	267	125

$$J_y = d_v \sum \left[\frac{l}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] = 9 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_x}{l_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1200}{750}}} = 0,457$$

Nội lực gồm mô men không cân bằng $M_u = 50 \text{ kNm}$ và lực cắt $V_u = 220 \text{ kN}$

Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tới hạn:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y} = \frac{220 \cdot 10^3}{33 \cdot 10^4} + \frac{0,457 \cdot 50 \cdot 10^6 \cdot 267}{9 \cdot 10^9} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\text{Tính: } v_n = 0,33\sqrt{f'_c} = 0,33 \cdot \sqrt{30} = 1,807 \text{ MPa}$$

Kiểm tra: $\phi v_n = 1,35 \text{ MPa} > v_u = 1,34 \text{ MPa}$. thỏa mãn yêu cầu chịu ứng suất cắt

Bảng 3.4. Tóm tắt kết quả tính toán liên kết sàn BTCT với cột biên CFST khi sàn có và không có gia cường cốt đai cho sàn

Trường hợp khảo sát	Tải trọng tính toán	Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột ống thép $d_v/2$				Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn cách mặt cột khoảng $3d_v/4$				Kiểm tra ứng suất cắt tại tiết diện tới hạn nằm ngoài vùng bố trí cốt đai			
Kí hiệu	M_u, V_u	A_c	J_y	v_u	ϕv_n	A_c	J_y	v_u	ϕv_n	A_c	J_y	v_u	ϕv_n
Đơn vị	kNm, kN	mm^2	mm^4	MPa	MPa	mm^2	mm^4	MPa	MPa	mm^2	mm^4	MPa	MPa
TH sàn không gia cường cốt đai	50,0 220	18 $\cdot 10^4$	2,93 $\cdot 10^9$	2,07	2,38	23,6 $\cdot 10^4$	9,5 $\cdot 10^9$	1,34	1,35				
	Kiểm tra	$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$							
	Ghi chú: Chiều dài shearhead $L_v = 400\text{ mm}$												
TH sàn có gia cường cốt đai	50,0 220	18 $\cdot 10^4$	2,93 $\cdot 10^9$	2,07	2,78	20,4 $\cdot 10^4$	6,1 $\cdot 10^9$	1,63	1,88	33 $\cdot 10^4$	9,0 $\cdot 10^9$	1,34	1,35
	Kiểm tra	$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$				$v_u < \phi v_n \rightarrow ĐẠT$			
	Ghi chú: Chiều dài shearhead $L_v = 300\text{ mm}$												

Nhận xét:

Từ kết quả tính toán cho thấy, khi có cốt đai gia cường cho sàn thì khả năng chịu cắt của sàn tăng, khoảng 17% ở tiết diện tới hạn cách mặt cột $d_v/2$.

Với sự có mặt của cốt đai gia cường, kết quả tính toán cho thấy, nếu cùng một giá trị tải trọng tác dụng thì cho phép giảm chiều dài của shearhead so với trường hợp sàn không bố trí cốt đai. Điều này có ý nghĩa quan trọng trong việc bố trí liên kết, vì nếu không có cốt đai thì shearhead sẽ vượt quá dài so với mặt cột khi đó độ cứng của nó không đủ để tham gia chịu cắt cho sàn.

3.4. Nhận xét chương 3

i. Trong chương này đã áp dụng các đề xuất và giải pháp tính toán ở chương 2 để tính toán cụ thể cho liên kết giữa sàn phẳng BTCT với cột giữa, cột biên CFST khi liên kết chịu mô men không cân bằng trong trường hợp có gia cường cốt đai cho sàn.

ii. Kết quả tính toán so sánh với thực nghiệm cho thấy giải pháp cấu tạo và tính toán là hợp lý và thiên về an toàn. Trường hợp sàn có cốt đai gia cường thì khả năng

chịu cắt của sàn tăng đáng kể và với sự có mặt của cốt đai gia cường cho phép giảm chiều dài của shearhead so với trường hợp sàn không bố trí cốt đai.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. Kết luận

Với đề tài mang định hướng ứng dụng, đề án đã nghiên cứu giải pháp tính toán cho liên kết ở vị trí cột giữa và cột biên ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi chịu mô men không cân bằng với kết quả đạt được như sau:

i) Nghiên cứu sự làm việc của sàn tại liên kết qua các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy sự phá hoại đều xảy ra ở sàn bê tông cốt thép và là phá hoại cắt thủng, vùng phá hoại nằm về phía đặt tải lệch tâm. Bên cạnh đó, kết quả thực nghiệm cũng xác nhận các vị trí của các tiết diện tới hạn khi chịu cắt của sàn trong trường hợp sàn có và không có gia cường cốt đai. Đây là cơ sở để có những điều chỉnh mô hình và thiết lập giải pháp tính toán cho liên kết giữa cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi liên kết chịu mô men không cân bằng.

ii) Đề xuất chiều cao làm việc khi tính toán khả năng chịu cắt thủng cho sàn phẳng bê tông cốt thép tại vùng liên kết với cột CFST. Giá trị này được xác định từ cánh dưới của shearhead đến trọng tâm lớp cốt thép chịu uốn.

iii) Kết quả thực nghiệm và tham khảo tiêu chuẩn ACI 318-14 đã xây dựng giải pháp cấu tạo, tính toán cho liên kết cột CFST với sàn phẳng BTCT khi chịu mô men không cân bằng cho cột giữa, cột biên. Các tính toán áp dụng cho liên kết cột giữa, cột biên chịu mô men không cân bằng có và không có cốt đai gia cường được so sánh với thực nghiệm cho thấy giải pháp cấu tạo và tính toán là hợp lý thiên về an toàn.

iv) Kết quả tính toán cũng xác nhận trường hợp sàn có cốt đai gia cường thì khả năng chịu cắt của sàn tăng đáng kể và với sự có mặt của cốt đai gia cường cho phép giảm chiều dài của shearhead so với trường hợp sàn không bố trí cốt đai. Do đó, trong thiết kế liên kết khuyến nghị sử dụng cốt đai kết hợp với shearhead để gia cường khả năng chịu cắt cho sàn.

2. Kiến nghị

Qua nội dung nghiên cứu của đề án, một vài khía cạnh khác cần giải quyết tiếp tục để có thể ứng dụng hệ kết cấu vào thực tiễn như sau:

Cần nghiên cứu thêm thực nghiệm cho mẫu cột biên, cột góc để làm rõ hơn ứng xử với kết quả tính toán; xây dựng thêm giải pháp tính toán cho cột góc.

Mô phỏng số để đánh giá nhiều hơn nữa các tác động của các tham số khác đến khả năng chịu lực của liên kết, để từ đó có thêm các khuyến nghị về cấu tạo liên kết.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Dao Ngoc the Luc, Truong Quang Hai, Truong Hoai Chinh, and Dao Ngoc The Vinh, "Connection of Reinforced Concrete Flat Slab and Concrete Filled Steel Tube Column: Proposed Structures, Experiment, Simulation and an Analytical Prediction Model for Shear Strength," *International Journal of Engineering and Advanced Technology (IJEAT)*, vol. 9, pp. 779-786, 2019.
- [2] Dao Ngoc The Luc, Truong Quang Hai, Truong Hoai Chinh, Dao Ngoc The Vinh "An Experimental Research on Connection of Boundary Concrete Filled Steel Tube Columns and Reinforced Concrete Slab," *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)* vol. 9, pp. 3525-3531, 2019.
- [3] Đinh Thị Như Thảo, "Ứng xử kháng chọc thủng của liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép," Luận án Tiến sĩ, Đại học Đà Nẵng, 2019.
- [4] Trương Quang Hải, "Nghiên cứu ứng xử liên kết sàn bê tông cốt thép với cột ống thép nhồi bê tông," Luận án Tiến sĩ, Đại học Bách Khoa – Đại học Đà Nẵng, 2021.
- [5] Lưu Thanh Bình, Ngô Hữu Cường, Takayuki Namba, Kei Nakagawa, Koji Oki, and Nguyễn Minh Long, "Khảo sát thực nghiệm ứng xử chọc thủng của liên kết sàn bê tông ứng suất trước – cột CFT sử dụng chi tiết liên kết dạng bản," *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng, ĐHXDHN*, vol. 16(2V), pp. 14-29, 2022.
- [6] Hiroki Satoh and Kazushi Shimazaki, "Experimental research on load resistance performance of cft column/flat plate connection," *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [7] Cheol-Ho Lee, Jin-Won Kim, Jin-Gyu Song, "Punching shear strength and post-punching behavior of CFT column to RC flat plate connections," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, pp. 418-428, 2008.
- [8] Y. Su and Y. Tian, "Experimental study of RC slab-CFT column connections under seismic deformations," in *Challenges, Opportunities and Solutions in*

- Structural Engineering and Construction*, Las Vegas, USA, pp. 315-320, 2009.
- [9] Young K. Ju, Yong Chul Kim, and Jaeho Ryu, "Finite element analysis of concrete filled tube column to flat plate slab joint," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 90, pp. 297-307, 2013.
 - [10] J. L. Yu and Y. Wang, "Punching Shear Behavior and Design of an Innovative Connection from Steel Tubular Column to Flat Concrete Slab," *Journal of Structural Engineering (United States)*, vol. 144, 2018.
 - [11] Sven Kinnunen and Henrik Stefan Erik Nylander, *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*, vol. 158. Göteborg: Elanders Boktryckeri Aktiebolag, 1960.
 - [12] Menetrey Philippe, "Analytical Computation of the Punching Strength of Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, vol. 93, pp. 503-511, 1996.
 - [13] Aurelio Muttoni and Joseph Schwartz, "Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement," vol. 62, 1991.
 - [14] Aurelio Muttoni, "Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement," *ACI Structural Journal*, vol. 105, pp. 440-450, 2008.
 - [15] Miguel Fernandez Ruiz and Muttoni Aurelio, "Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement," *ACI Structural Journal*, vol. 106, pp. 485-494, 2009.
 - [16] Thibault Clément, António Pinho Ramos, Miguel Fernández Ruiz, and Aurelio Muttoni, "Influence of prestressing on the punching strength of post-tensioned slabs," *Engineering Structures*, vol. 72, pp. 56-69, 2014.
 - [17] Luca Tassinari, Miguel Fernández Ruiz, Aurelio Muttoni, and Juan Sagaseta, "Non-axis-symmetrical punching shear around internal columns of RC slabs without transverse reinforcement," *Magazine of Concrete Research*, vol. 63, pp. 441-457, 2011.
 - [18] H. Marzouk, E. Rizk, and R. Tiller, "Design of shear reinforcement for thick plates using a strut-and-tie model," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 37, pp. 181-194, 2010.
 - [19] TCVN 5574-2018, *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*, 2018.

- [20] ACI 318-14, *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)*. American Concrete Institute, 2014.
- [21] Eurocode 2, *Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004.
- [22] Trần Văn Tuyên, "Nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của sàn tại liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi chịu tải trọng không cân bằng," Luận văn thạc sĩ, Trường Đại học Xây dựng Miền Trung, 2024.
- [23] Trần Anh Tú, "Nghiên cứu thực nghiệm sự làm việc của liên kết giữa cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép có gia cường cốt đai khi chịu tải trọng không cân bằng," Luận văn thạc sĩ, Trường Đại học Xây dựng Miền Trung, 2024.
- [24] R. B. Gayed and A. Ghali., "Seismic design of concrete slabs for punching shear: a critical review of Canadian standard CSA A23.3-04," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 35, pp. 588-599, 2008.
- [25] Nguyễn Trung Hòa, *Kết cấu bê tông cốt thép theo quy phạm Hoa Kỳ*. Hà Nội: Nhà xuất bản Xây Dựng, 2003.