VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

ĐOÀN TNCS HỒ CHÍ MINH BỘ XÂY DỰNG

TUYỂN TẬP BÁO CÁO
HỘI NGHỊ KHOA HỌC CÁN BỘ TRẺ
LẦN THỨ XVI

PHẦN 2.
KẾT CẤU - CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ THI CÔNG VÁN KHUÔN TRƯỢT VÀ LỰA CHỌN GIẢI PHÁP VÁN KHUÔN BẦU ĐÀI TRONG THI CÔNG THÁP NƯỚC KHẨN CẤP

APPLICATION OF SLIDING FORMWORK CONSTRUCTION TECHNOLOGY AND CHOOSING SOLUTIONS OF ROOF FORMWORK IN EMERGENCY WATER TOWER CONSTRUCTION

ThS. Nguyễn Văn Nội
Công ty TNHH Artelia Việt Nam, Email: noinguyenvan90@gmail.com

TÓM TẮT: Tháp nước là một dạng cấu trúc chứa bồn nước lớn trên cao được phát triển rộng rãi từ thế kỷ 19 nhằm cung cấp nước cho các hệ thống nước công cộng, sinh hoạt và sản xuất. Tại Việt Nam các Tháp nước được người Pháp xây dựng vào cuối thế kỷ 19 đầu thế kỷ 20 như Tháp nước trong khuôn viên Tổng công ty cấp nước Sài Gòn, Tháp nước hàng Đậu, Tháp nước Phan Thiết, Tháp nước Nhà Tròn Bà Rịa [10]… Tuy nhiên, hiện nay Tháp nước chỉ được xây dựng và sử dụng chủ yếu trong các nhà máy, các khu công nghiệp với mục đích dự trữ, cung cấp nước trong hoạt động sản xuất và phòng cháy chữa cháy. Trong bài viết này, tác giả giới thiệu chi tiết kết cấu Tháp nước khẩn cấp đã được cải tiến, cùng với việc ứng dụng công nghệ thi công ván khuôn trượt và các biện pháp, công nghệ hiện đại trong thi công Tháp nước, phù hợp với sự phát triển của xây dựng.

TỪ KHÓA: tháp nước khẩn cấp, công nghệ thi công, ván khuôn trượt.

ABSTRACT: *A Water Tower is a widely developed type of structure containing large overhead water tanks since the 19th century to provide water for public, domestic and production water systems. In Vietnam, the Water Towers were built by the French in the late 19th and early 20th centuries like the Water Tower on campus of Saigon Water Corporation, Hang Dau Water Tower, Phan Thiet Water Tower, Roundabout House Ba Ria Water Tower… However, at present, Water Tower is only built and used mainly in factories, industrial zones for the purpose of storing and supplying water in production and fire prevention activities. In this article, the author introduces in detail the improved Emergency Water Tower structure along with the application of sliding formwork construction technology and modern methods, technologies in water tower construction, in line with the development of construction.*

KEYWORDS: *emergency water tower, construction technology, sliding formwork.*

1. GIỚI THIỆU KẾT CẤU CỦA THÁP NƯỚC VÀ TRÌNH TỰ THI CÔNG

Kết cấu Tháp nước ở trong bài viết này với kết cấu chính là bê tông cốt thép toàn khối với chiều cao trên 50.0m, bao gồm kết cấu phần móng, phần thân và phần bầu đài có thể tích chứa tối đa 500m^3 nước [1].

1.1. Giới thiệu kết cấu Tháp nước khẩn cấp

a. Kết cấu phần móng

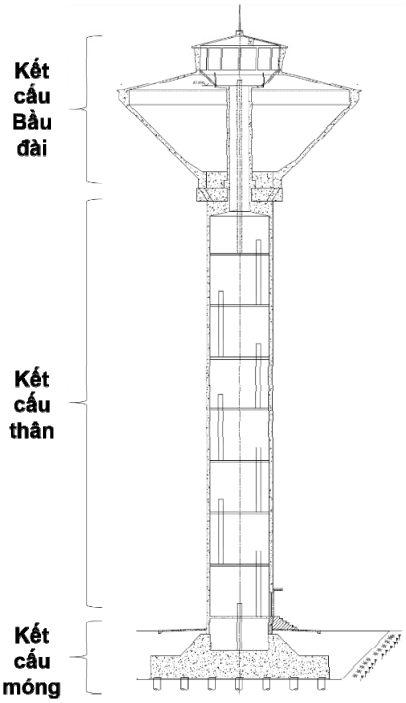
Móng là phần kết cấu chịu toàn bộ tải trọng của toàn bộ tháp nước, nên được thiết kế với đường kính ngoài D14000mm đặt trên hệ cọc ly tâm dự ứng lực D500 hoặc D600.

b. Kết cấu phần thân

Thân Tháp nước là kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) hình dạng trụ tròn với chiều cao 48m, bán kính ngoài 2100m, bán kính trong 1850mm. Trên thân bầu đài bố trí cửa vào tại cao độ mặt đất tự nhiên, các ô cửa dọc suốt chiều cao thân và các cầu thang, sàn, hệ thống đường ống phía trong lõi thân tháp nước.

c. Kết cấu phần mái bầu đài

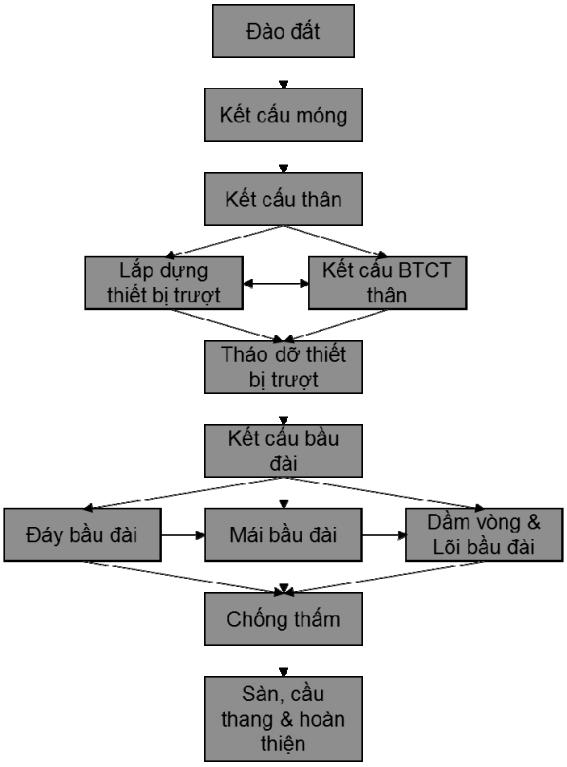
Bầu đài Tháp nước là kết cấu BTCT hình chóp cụt với thể tích 500m^3, đường kính lớn nhất 15750mm, chiều cao 8,775m, bao gồm phần mái và phần lõi. Bầu đài được liên kết với phần thân Tháp nước bởi dầm vòng và các bulong, bản mã đặt chờ trong bê tông. Bầu đài được xử lý chống thấm theo yêu cầu của thiết kế.



Hình 1. Tổng quan tháp nước

1.2. Trình tự thi công Tháp nước khẩn cấp

Dựa trên kết cấu Tháp nước khẩn cấp như đã phân tích ở trên, chúng ta có thể phác họa và lập sơ đồ trình tự thi công Tháp nước theo hình 2. Việc phân tích ứng dụng các biện pháp, công nghệ thi công chủ yếu sẽ tập trung ở giai đoạn thi công ván khuôn trượt ở thân Tháp nước và giai đoạn thi công kết cấu bầu đài.



Hình 2. Trình tự thi công tháp nước

2. CÔNG NGHỆ THI CÔNG CỐP PHA TRƯỢT TRONG THI CÔNG THÂN THÁP NƯỚC

Cốp pha trượt là 1 hệ ván khuôn hoàn chỉnh bao gồm các cấu kiện chính như thiết bị nâng kích thủy lực, đà trượt, cốp pha, sàn thao tác… được cơ giới hóa, có tính linh động cao và di chuyển trượt liên tục dọc thân vách kết cấu trong suốt quá trình thi công, đổ bê tông.

Công nghệ thi công cốp pha trượt ngày càng được áp dụng phổ biến trong thi công BTCT vách lõi thang máy trong các công trình nhà cao tầng, vách tường chắn, thân ống khói, thân tháp nước... nhờ những ưu điểm nổi bật của nó so với các công nghệ thi công cổ điển khác [9].

Ưu điểm: Hệ cốp pha trượt có thể được bố trí trong các cấu kiện hình dạng phức tạp, nhờ khả năng linh động của nó. Thời gian thi công nhanh do quá trình đổ bê tông được liên tục.

Nhược điểm: Thiết bị thi công phức tạp đòi hỏi nhân lực phải có kinh nghiệm tay nghề cao. Công tác tổ chức, quản lý thi công phải chặt chẽ đảm bảo an toàn thi công. Chi phí, giá thành cao so với việc thi công bằng cốp pha thông thường.

Quy trình thi công cốp pha trượt gồm các công tác:

2.1. Công tác chuẩn bị

Xác định lưới tọa độ, tim trục và cote cao độ của hạng mục, định vị vị trí kết cấu vách thân.

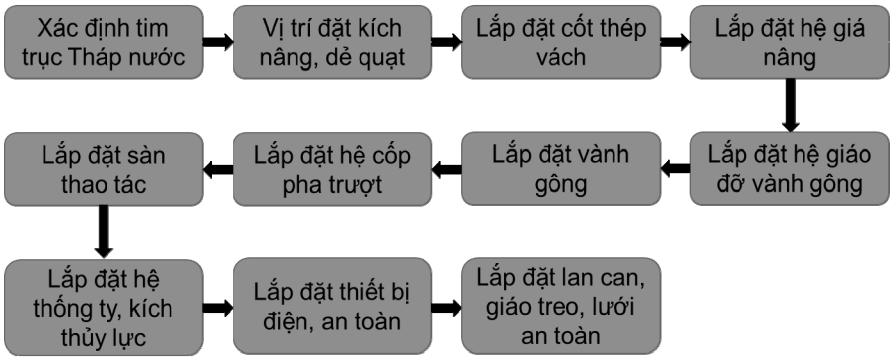
Bố trí hệ thống cung cấp điện, cáp điện, tời điện.

Bố trí hệ thống chiếu sáng 24/24h và đèn tín hiệu, hệ thống chống sét và thông tin liên lạc.

Kiểm tra thép chờ từ phần móng, độ phẳng của lớp bê tông mặt đế tường thân Tháp nước trên bề mặt móng. Sau đó, tạo độ phẳng theo chu vi phần chân cốp pha trượt bằng vữa xi măng mác cao hoặc bằng các giá đỡ chân cốp pha thép.

Chuẩn bị, lắp đặt hoàn chỉnh và kiểm định, thử tải đưa vào sử dụng các thiết bị phục vụ thi công.

2.2. Công tác lắp đặt thiết bị mâm sàn thao tác, thiết bị trượt



Hình 3. Trình tự lắp dựng cốp pha trượt

Việc lựa chọn số lượng kích thủy lực, sức chịu tải của kích và hệ kết cấu mâm sàn thao tác phải được tính toán trước khi thi công.

Cốp pha trượt phải được lắp đặt đúng vị trí theo chu vi của vách thân Tháp nước, đảm bảo bề dày tường vách theo thiết kế.

Kiểm tra hệ thống áp lực, tình trạng làm việc của kích.

Lắp đặt thi công mâm sàn phải đảm bảo tuân thủ theo tiêu chuẩn TCVN 9342:2012 [9].

Sau khi lắp đặt hệ trượt mâm sàn, sẽ tiến hành lắp dựng hệ thống vận chuyển vật liệu lên cao chuyên dụng, vận thăng lồng.

Hình 4. Lắp dựng cốp pha trượt

2.3. Công tác thi công trượt tường thân tháp nước

Thi công trượt tường thân Tháp nước phải tuân thủ các quy định trong tiêu chuẩn TCVN 9342:2012, TCVN 4453:1995, hồ sơ thiết kế được phê duyệt và bao gồm các công tác sau [6] [9]:

a. Công tác lắp dựng cốt thép

Lắp đặt cốt thép tiến hành đồng thời với việc đổ bê tông. Cốt thép được lắp đặt liên tục trong suốt quá trình đổ bê tông, yêu cầu phải luôn có ít nhất 1 lớp cốt thép đã lắp dựng hoàn chỉnh nằm phía trên bề mặt cốp pha.

b. Công tác lắp đặt các chi tiết chôn sẵn, các lỗ chờ

Cần định vị vị trí của các cấu kiện (bu lông, bản mã…) chôn ngầm trong bê tông, các vị trí hộc chờ. Công tác lắp đặt cấu kiện cần hoàn thành trước khi mép dưới của cấu kiện cách miệng cốp pha 5-10cm.

c. Công tác đổ bê tông

Quá trình đổ bê tông bằng cốp pha trượt cần tiến hành theo 2 giai đoạn nối tiếp nhau.

Giai đoạn 1 (khi chưa nâng cốp pha): Đổ bê tông giai đoạn 1 cần thực hiện theo từng lớp, mỗi lớp từ 20 đến 30cm cho đến khi đạt cao độ từ 70 đến 80cm kể từ chân cốp pha. Thời gian thực hiện giai đoạn này nên khống chế trong khoảng 4 giờ đến 4 giờ 30 phút.

Giai đoạn 2 (kể từ khi bắt đầu nâng cốp pha cho đến khi trượt và đổ bê tông tới cao trình thiết kế): Bê tông cần đổ đều và kín vòng theo từng lớp, mỗi lớp từ 20 đến 30cm. Mặt trên của mỗi lớp bê tông nên khống chế để luôn ở trên cùng một cao độ.

d. Công tác nâng trượt, vận hành kích nâng

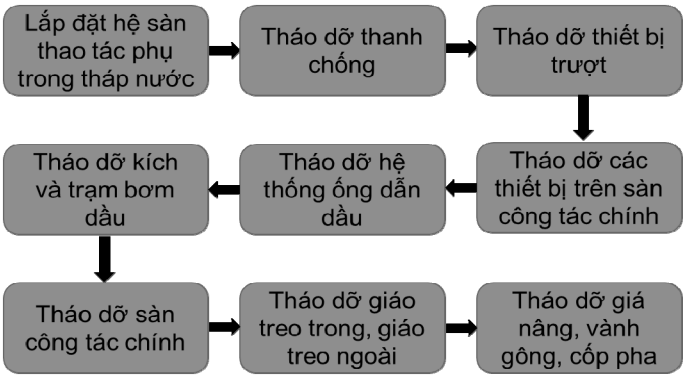
Sau khi thực hiện bước nâng đầu tiên cần tiến hành chọn chế độ trượt và tốc độ trượt hợp lý. Tốc độ trượt có ảnh hưởng lớn đến chất lượng công trình và phụ thuộc vào các yếu tố: Sự phát triển cường độ ban đầu của bê tông, nhiệt độ môi trường, chiều cao của cốp pha trượt.

Để theo dõi các kích có lên đều hay không thì các ty kích phải dùng sơn vạch các cote chuẩn. Cứ 0,25m chiều cao lại vạch cote 1 lần. Việc điều chỉnh cho các kích lên đều nhau cần dùng đến hệ thống đòn bẩy của kích thủy lực kết hợp với máy bơm dầu thủy lực.

Chiều dày đổ bê tông, các sai số cho phép phải được giới hạn trong TCVN 9342:2012 [9].

2.4. Công tác tháo dỡ thiết bị trượt

Sau khi trượt tường Tháp nước đến cao độ thiết kế và bê tông đạt cường độ yêu cầu thì tiến hành tháo dỡ hệ thiết bị trượt theo trình tự sau:



Hình 5. Trình tự tháo dỡ thiết bị trượt

2.5. Các sự cố thường gặp trong quá trình thi công cốp pha trượt thân tháp nước

Sàn công tác mất cân bằng do hành trình của các kích không đều nhau; tải trọng tác dụng lên các kích không đều nhau; hoặc một số kích không hoạt động.

Tường thân tháp nước bị nghiêng, do cốp pha bị biến dạng lệch hoặc cốp pha lên không đều.

Ty kích bị uốn cong, do tốc độ trượt quá lớn, bê tông ra khỏi cốp pha quá sớm chưa đạt cường độ để giữ ty kích trên đoạn uốn tự do.

Ty kích chịu quá tải, cốp pha bị bê tông bám dính do tốc độ trượt quá chậm; hoặc bị kẹt các chi tiết chôn sẵn của công trình vào cốp pha.

Kích không xả dầu, quá tải động cơ, dầu thủy lực bị nóng.

Bê tông sau khi ra khỏi cốp pha bị rỗ, xốp hoặc xuất hiện các vết nứt ngang.

Bê tông không thể tách khỏi cốp pha, bị chảy ra ngoài ở phần phía dưới cốp pha.

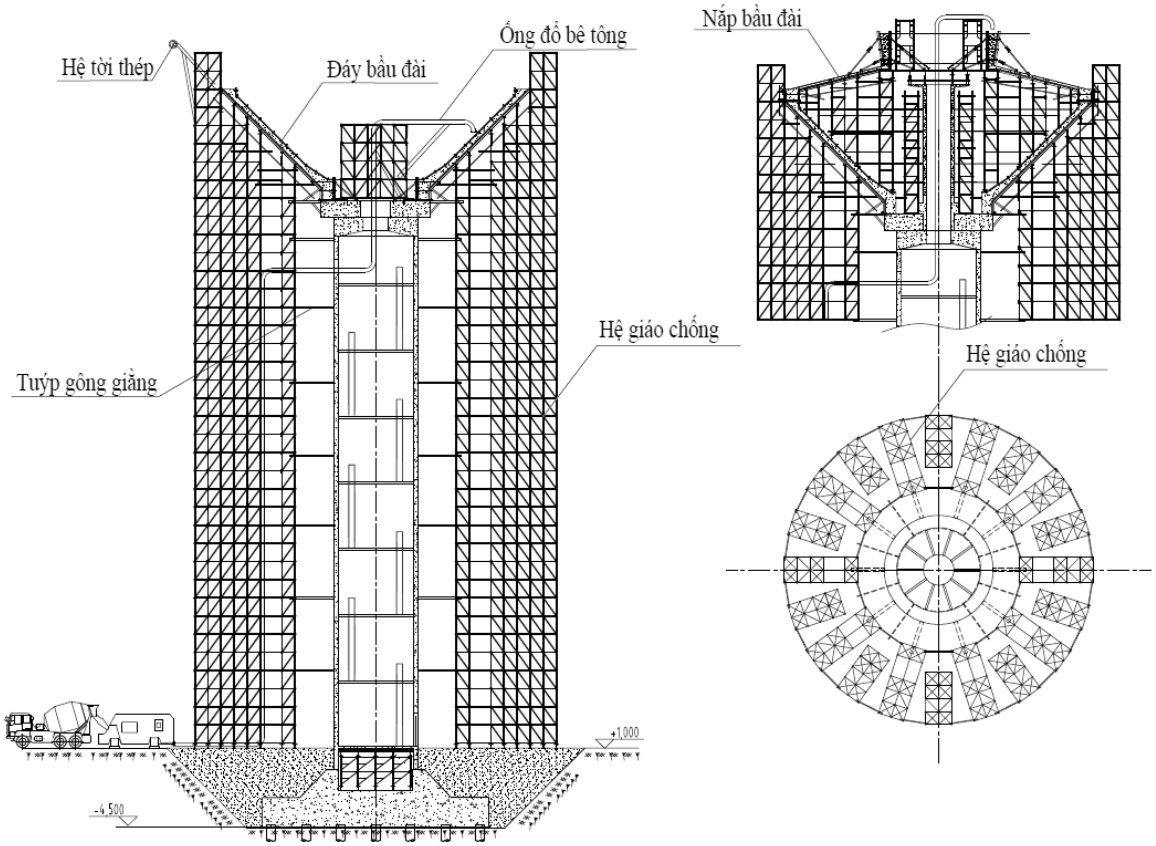
Cốt thép hở ra ngoài bê tông, không có biện pháp đảm bảo chiều dày bê tông bảo vệ cho cốt thép và giữ cho khoảng cách giữa các cốt thép trong lúc trượt.

3. LỰA CHỌN CÁC PHƯƠNG ÁN KỸ THUẬT THI CÔNG BẦU ĐÀI THÁP NƯỚC

Với hình dạng kết cấu đặc trưng của bầu đài Tháp nước hình chóp ở trên cao độ +50.0m, sẽ gây khó khăn trong công tác thi công. Vì vậy, trước khi thi công cần phải thiết kế, tính toán và lựa chọn các phương án thi công nhằm đảm bảo yêu cầu kỹ thuật, chất lượng và tiến độ thời gian thi công. Dưới đây là các phương án kỹ thuật trong thi công bầu đài Tháp nước khẩn cấp đã được áp dụng thành công.

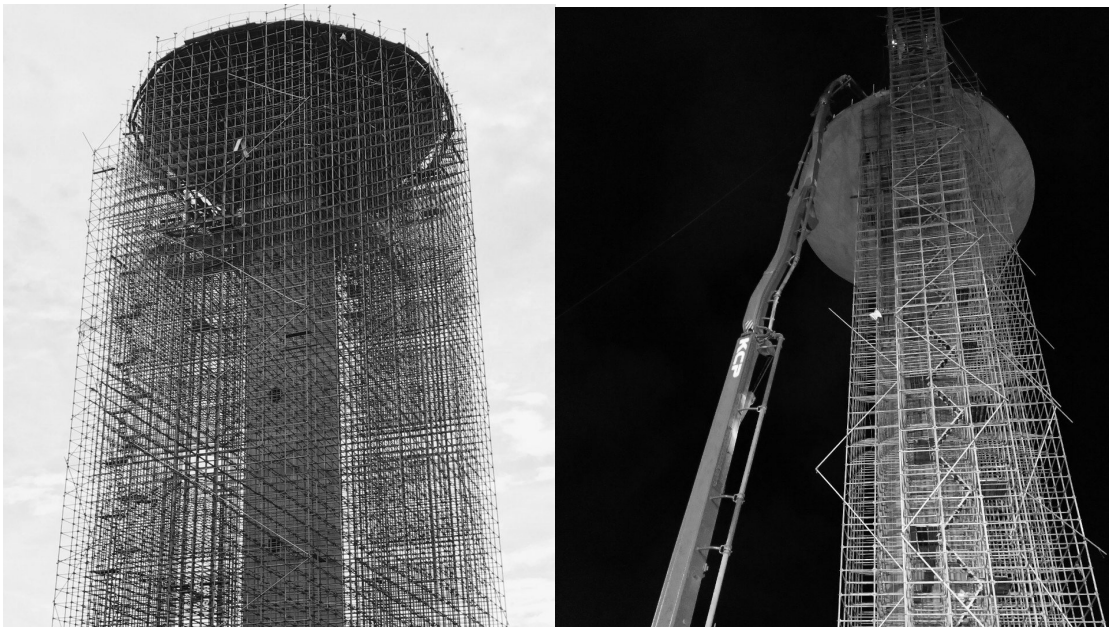
3.1. Phương án 1: Sử dụng hệ cốp pha, giáo chống từ dưới mặt đất lên đến cao độ bầu đài

Đây là một phương án, giải pháp truyền thống, không quá phức tạp và không yêu cầu nhiều đến các yếu tố kỹ thuật trong thi công. Khối BTCT bầu đài được thi công trực tiếp tại cao độ thiết kế phía trên thân Tháp nước bằng cách sử dụng hệ cốp pha, giáo chống biện pháp từ dưới mặt đất lên. Tuy nhiên, với chiều cao và số lượng tầng giáo lớn cho nên cần phải tính toán thiết kế dựa trên các tải trọng của toàn bộ kết cấu bầu đài, tải trọng gió để bố trí, lựa chọn số lượng, chủng loại và kích thước giáo chống, cốp pha hợp lý [4].



Hình 6. Bố trí hệ giáo chống thi công bầu đài và mái đỡ

Trước khi lắp đặt hệ giáo chống sẽ tiến hành đổ 1 lớp bê tông dày 100mm làm nền xung quanh móng tại vị trí lắp đặt giáo. Giáo chống sử dụng hệ giáo ống chịu được tải trọng cao, với đường kính D60 và liên kết chặt chẽ với nhau bởi các tay giằng. Bên cạnh đó để đảm bảo sự ổn định, chắc chắn của hệ giáo chống sẽ đồng thời bổ sung các ống thép giằng chéo và neo toàn bộ vào thân tháp nước.



Hình 7. Lắp đặt hệ cốp pha, giáo chống khi thi công bầu đài tháp nước

a. Trình tự thi công:

Lắp dựng hệ giáo chống từ mặt đất tự nhiên đến cao độ dầm vòng, đáy bầu đài. Hệ giáo chống bố trí xung quanh Tháp nước theo chu vi bầu đài, liên kết với nhau bằng tuýp giằng và liên kết với thân tháp nước.

Thi công kết cấu BTCT dầm vòng liên kết đáy bầu đài với thân tháp nước.

Thi công cốp pha cốt thép và đổ bê tông đáy bầu đài.

Lắp dựng cốp pha cốt thép, thi công kết cấu phần lõi và nắp trên bầu đài.

Hoàn thiện, chống thấm bầu Tháp nước và tháo dỡ hệ giáo chống.

b. Một số sự cố gặp phải trong quá trình thi công:

Ở phương án thi công này, với việc lắp đặt hệ chống từ dưới mặt đất lên khi thi công bầu đài sẽ gây ra một số sự cố như:

Hệ giáo chống bị rung lắc nếu không đảm bảo đủ các gông giằng liên kết giáo chống với nhau và neo vào thân tháp nước.

Sự cố khi lắp đặt thi công sàn thao tác, thiếu các biện pháp bảo an toàn trên cao.

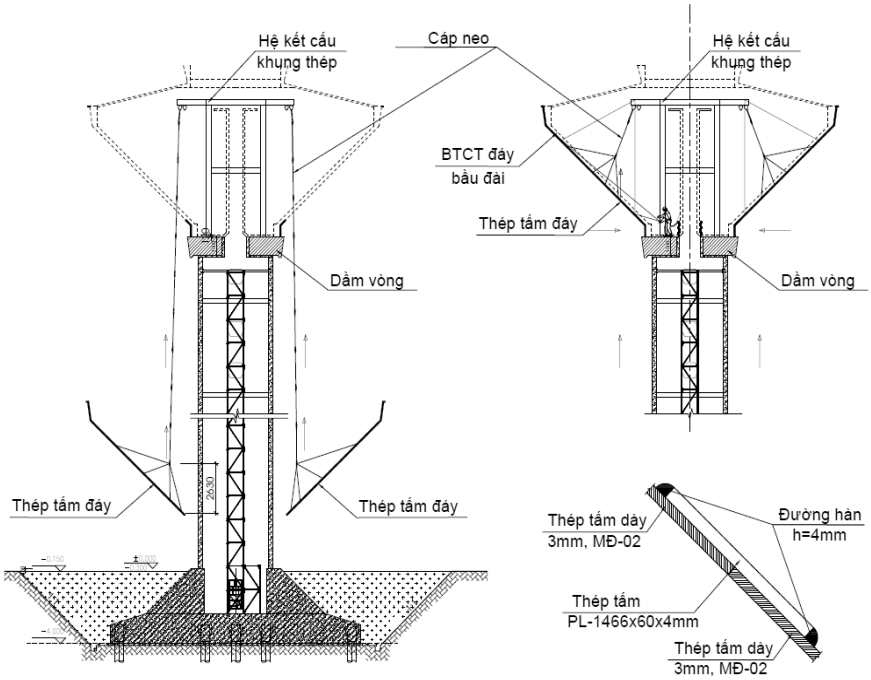
Sự cố khi ghép tấm cốp pha mặt dưới của bầu đài. Không đảm bảo đúng hình dáng kích thước của bầu đài.

3.2. Phương án 2: Sử dụng các mô đun thép tấm làm cốp pha mặt đáy bầu đài

Kết cấu cốp pha bầu Tháp nước hình nón cụt ngược là sử dụng hệ cốp pha bằng thép tấm dày 3mm, được tổ hợp từ 12 tấm thép liên kết với nhau. Các tấm thép này bố trí dưới mặt đáy chu vi đáy bầu đài và được neo giữ định hình vị trí bởi các cáp sợi cáp neo vào hệ kết cấu khung

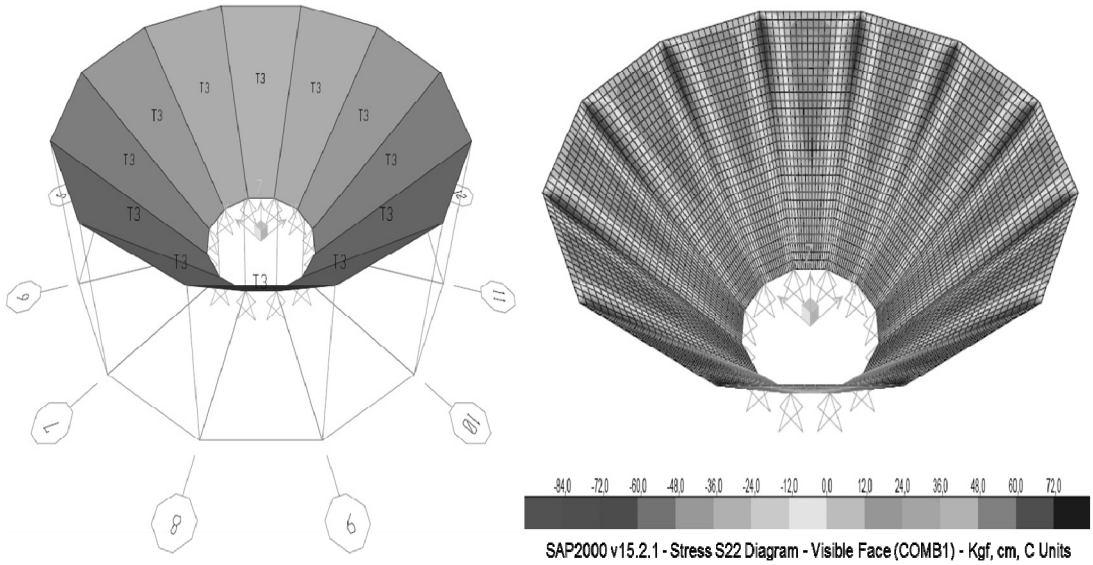
thép hình lắp dựng phía trên dầm vòng thân tháp nước. Hệ kết cấu cốp pha này sẽ thay thế hệ giáo chống từ dưới mặt đất sử dụng trong phương án 1 và được giữ lại sau khi đổ bê tông đáy bầu đài [3].

Hình 8. Lắp dựng các mô đun thép tấm trước khi kéo lên cao độ đáy bầu đài tháp nước



Hình 9. Mô phỏng trình tự thi công ván khuôn bầu đài

Tính toán kiểm tra khả năng chịu lực cốp pha bầu Tháp nước an toàn 500m^3 sử dụng phần mềm Sap2000 V15. Trong đó, các tấm thép bản làm cốp pha được mô tả bằng phương pháp phần tử Slab. Liên kết giữa cốp pha với chân đế là liên kết khớp cố định. Dựa trên phần mềm tính toán sẽ xuất các kết quả để kiểm tra chuyển vị cốp pha và kiểm tra bu lông liên kết giữa các tấm kết cấu cốp pha bao gồm kiểm tra khả năng chịu kéo, khả năng chịu cắt [5].



Hình 10. Sơ đồ tính toán khả năng chịu lực của hệ cốp pha thép tấm

a. Trình tự thi công kết cấu bầu đài Tháp nước:

Sau khi thi công xong kết cấu BTCT dầm vòng trên đỉnh thân tháp nước, tháo dỡ hệ cốp pha trượt thân thì tiến hành lắp dựng hệ sàn thao tác lan can an toàn phía trên dầm vòng.

Lắp dựng hệ kết cấu khung thép hình, cáp tời neo phía trên đỉnh dầm vòng.

Lắp dựng các tấm mô đun thép tấm đã được gia công chế tạo sẵn tại chân Tháp nước theo hình dạng kết cấu bầu đài. Bố trí các liên kết, mối hàn, bu long, gân thép liên kết khung cốp pha.

Tiến hành kéo cốp pha thép tấm lên cao độ thiết kế của bầu đài. Neo giữ cố định hệ cốp pha.

Thi công cốt thép, cốp pha mặt trên và đổ bê tông đáy bầu đài.

Tháo dỡ kết cấu khung thép hình.

Thi công kết cấu BTCT vách lõi và nắp trên bầu đài.

Hoàn thiện, chống thấm bầu Tháp nước và tháo dỡ hệ giáo chống nắp.

b. Một số sự cố gặp phải trong quá trình thi công:

Việc kéo và lắp dựng các tấm thép làm ván khuôn trong quá trình thi công có thể phát sinh một số sự cố như:

Hệ khung thép tấm va chạm vào thành thân tháp nước, các sợi cáp kéo không căng đều dẫn đến hư hỏng.

Sự cố trong quá trình định vị vị trí và neo giữ hệ cốp pha thép đúng vị trí thiết kế.

Sự cố khi đổ đầm bê tông gây rung lắc, ảnh hưởng đến vị trí cốp pha và chất lượng bê tông sau khi đổ.

3.3. Phương án 3: Sử dụng kích thủy lực kéo kết cấu BTCT toàn khối bầu đài Tháp nước

Kết cấu BTCT toàn khối của bầu đài Tháp nước bao gồm phần đáy và mái đỡ sẽ được thi công đổ bê tông dưới mặt đất. Sau khi bê tông đạt cường độ sẽ tiến hành kéo lên trên theo cao độ thiết kế bằng kích kéo thủy lực, các bó cáp kéo dự ứng lực và hệ kết cấu khung thép hình được lắp dựng phía trên đỉnh thân bầu đài [2].

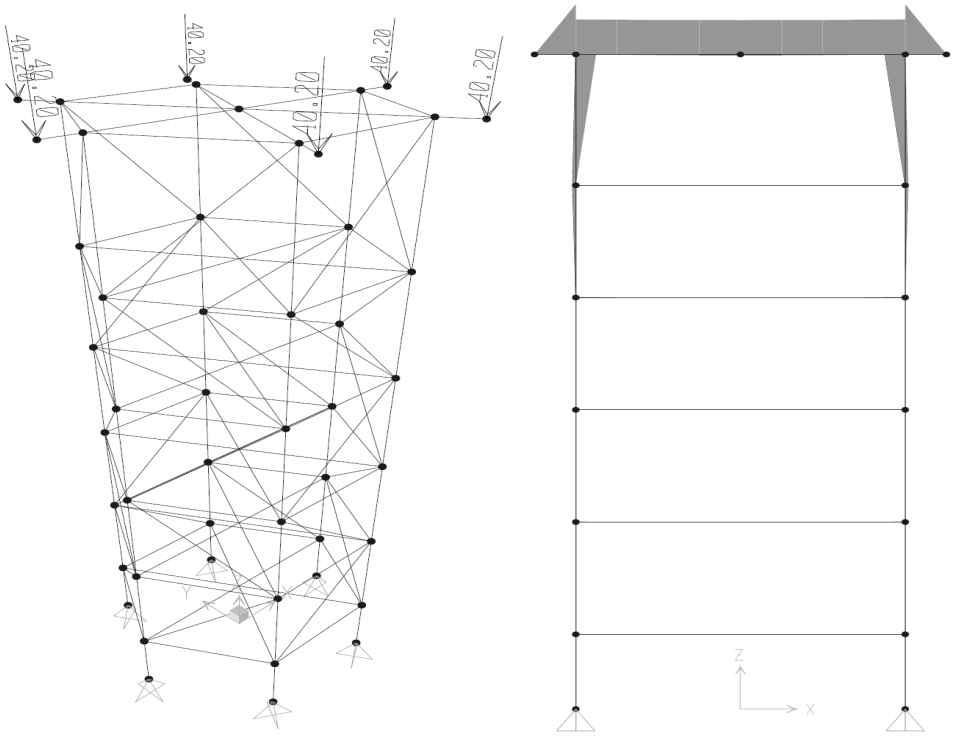
Hình 11. Thi công và kéo bầu đài tháp nước

Do đặc thù của phương án này là sử dụng phương pháp kéo thủy lực nên cần phải tính toán hệ kết cấu dùng để kích, kéo bầu đài bằng phần mềm SAP 2000 dựa trên các tải trọng bản thân bầu đài, tải trọng khung kết cấu thép, hoạt tải và tải trọng gió liên quan [5] [7].

Tính toán bố trí kích kéo thủy lực.

Tính toán, thiết kế khung kết cấu thép đặt kích kéo.

Tính toán khả năng chịu lực của bầu đài, dầm vách đỉnh thân Tháp nước khi kéo cáp: Kiểm tra khả năng chịu phá hoại của dầm vách BTCT phía trên đỉnh thân Tháp nước và chi tiết bu lông liên kết trong bê tông.



Hình 12. Mô hình, biểu đồ Momen mô phỏng và phân tích nội lực hệ khung kết cấu thép

a. Trình tự thi công và lắp dựng kết cấu bầu đài Tháp nước:

Chuẩn bị mặt bằng thi công bầu đài bê tông cốt thép tại cao độ mặt đất tự nhiên cote 0.00m.

Lắp đặt khung kết cấu thép trên đỉnh trụ tháp, sàn cos +48.3m.

Lắp đặt thiết bị kích kéo thủy lực, cáp ứng lực.

Kéo bầu đài lên vị trí lắp cos +49.3m.

Thi công dầm vòng liên kết và đỡ bầu đài BTCT.

Tháo dỡ kết cấu thép kéo rút, thi công vách lõi phía trong và sàn mái đậy bầu đài.

Hoàn thiện và chống thấm bầu đài.

b. Một số sự cố gặp phải trong quá trình thi công:

Với phương án này, thì một số sự cố sẽ phát sinh nhiều hơn và thường xảy ra ở giai đoạn kéo bầu đài như:

Dầm vòng liên kết đỡ bầu đài bị khuyết tật gây ảnh hưởng đến hệ khung kết cấu thép trong quá trình kéo.

Các thiết bị kéo như kích, đồng hồ áp lực, máy bơm dầu làm việc không đồng đều; tải trọng tác dụng lên chúng không đồng nhất.

Đường ống thuỷ lực và các đầu nối bị rò rỉ không kín khít.

Các kích đặt sai vị trí hoặc không chắc chắn và mất cân bằng.

Tim lỗ, tim kích và tim neo khi bắt đầu căng kéo không nằm trên một đường thẳng.

Các nêm, neo bị nứt, vỡ, biến dạng hay có dấu hiệu bất thường. Các sợi cáp bị xoắn vào nhau khi lắp nêm neo.

Trong quá trình kéo, một số sợi cáp không căng đều, bị chùng. Độ dài của cáp kéo lên không đồng đều.

Bầu đài va vào thành thân tháp nước do bị lệch bánh xe dẫn hướng.

4. SO SÁNH CHỈ TIÊU KINH TẾ KỸ THUẬT GIỮA PHƯƠNG ÁN THI CÔNG BẦU ĐÀI

Trong công nghệ thi công thân Tháp nước thì chi phí biện pháp thi công phần móng và thân của cả 3 phương án nêu trên đều không chênh lệch nhau nhiều, do đều áp dụng công nghệ thi công trượt thân Tháp nước. Tuy nhiên, sự chênh lệch và sai khác về chi phí thể hiện rõ trong phần thi công bầu đài và mái đỡ Tháp nước giữa 3 phương án.

Dưới đây là bảng so sánh chi phí biện pháp thi công của cả 3 phương án nhằm đem lại hướng nhìn tổng quát hơn:

Bảng 1. Bảng so sánh chi phí biện pháp thi công

Phương án thi công	Công tác thi công bầu đài	Đơn vị	Giá trị (VNĐ)	Tổng giá trị (VNĐ)
Phương án 1	Cốp pha bầu đài và mái đỡ	m^2	2.119.000.000	2.603.000.000
	Chi phí khấu hao trang thiết bị đà giáo, tấm sàn, ván lót, thiết bị kéo tời. Chi phí huy động, giải thể thiết bị.	Trọn gói	484.000.000	
Phương án 2	Công cốp pha bầu đài và mái đỡ	m^2	148.500.000	1.256.500.000
	Chi phí khấu hao trang thiết bị đà giáo, mô đun tấm thép, ván lót cho thiết bị nâng hạ kích thủy lực. Chi phí huy động, giải thể thiết bị.	Trọn gói	1.108.000.000	
Phương án 3	Công cốp pha bầu đài và mái đỡ	m^2	244.500.000	1.554.500.000
	Chi phí kéo rút bầu đài (Biện pháp, kéo rút, liên kết…). Chi phí huy động, giải thể thiết bị.	Trọn gói	1.310.000.000	

Trong phương án 1: Do sử dụng hệ cốp pha, giáo chống từ dưới mặt đất lên đến cao độ bầu đài ở cote 50m nên đơn giá/1m^2 trong thi công cốp pha bầu đài và mái đỡ rất lớn so với phương án 2,3. Đây là 1 phương án truyền thống, sẽ ít được sử dụng trong hiện nay vì chi phí thi công cao và thời gian thi công lâu hơn.

Trong phương án 2,3: Sự chênh lệch chi phí so với phương án 1, còn được thể hiện ở chi phí thiết bị máy móc phục vụ công tác kéo thủy lực kéo các mô đun tấm thép (ở phương án 2), kéo rút bầu đài (ở phương án 3). Cả 2 phương án này đều đòi hỏi đơn vị thi công có nhiều kinh nghiệm nên thời gian thi công sẽ được rút ngắn đồng thời chi phí cũng thấp hơn.

5. KẾT LUẬN

Với những đặc điểm kết cấu, hình dạng, kích thước của Tháp nước mà có thể áp dụng xen kẽ hoặc nhiều công nghệ mới. Đồng thời đưa ra các giải pháp kết cấu phù hợp với từng giai đoạn thi công. Mỗi phương án, giải pháp thi công đều có những ưu khuyết điểm riêng. Tuy nhiên, tùy thuộc vào năng lực thiết bị thi công, công nghệ thi công có thể áp dụng của đơn vị thi công và yêu cầu tiến độ, giá trị để lựa chọn phương án phù hợp với tình hình thực tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] *Hồ sơ thiết kế thi công Tháp nước khẩn cấp 500m^3*, Hòa Phát Dung Quất

[2] *Hồ sơ Tháp nước khẩn cấp 500m^3*, thực hiện bởi Công ty Cổ phần đầu tư và phát triển nhà số 6 Hà Nội

[3] *Hồ sơ Tháp nước khẩn cấp 500m^3*, thực hiện bởi Công ty Cổ phần xây dựng Phục Hưng 3

[4] *Hồ sơ Tháp nước khẩn cấp 500m³*, thực hiện bởi Công ty Cổ phần xây dựng số 9

[5] TCVN 2737:1995. *Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Xây dựng, Việt Nam

[6] TCVN 4453:1995. *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép toàn khối - Quy phạm thi công và nghiệm thu*. Bộ Xây dựng, Việt Nam

[7] TCVN 5575:2012. *Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế. Bộ Xây dựng*, Việt Nam

[8] TCVN 5574:2012. *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép, tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Xây dựng, Việt Nam

[9] TCVN 9342:2012. *Công trình bê tông cốt thép toàn khối xây dựng bằng cốp pha trượt - Thi công và nghiệm thu*. Bộ Xây dựng, Việt Nam

[10] Wikipedia. *Tháp nước*, https://vi.wikipedia.org/wiki/Th%C3%A1p_n%C6%B0%E1%BB%9Bc, truy cập ngày 12/01/2020

TÍNH TOÁN CỘT ĐIỆN DẠNG THÁP THÉP RỖNG THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM VÀ HOA KỲ

CALCULATION ELECTRIC LATTICE TOWER AS VIETNAM AND AMERICAN STANDARDS

KS. Nguyễn Ngọc Huy[1], KS Tống Sĩ Biển[2], KS Quách Thanh Phúc[3]
[1,2,3]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: nguyenngochuy1004@gmail.com

TÓM TẮT: Nghiên cứu phương pháp tính toán cột điện dạng tháp thép rỗng theo các tiêu chuẩn Việt Nam và Hoa Kỳ (trong bài báo sử dụng tiêu chuẩn ASCE/SEI 10-15) và so sánh chúng với nhau đồng thời thiết lập quy trình tính toán theo hai hệ thống tiêu chuẩn Việt Nam và Hoa Kỳ;

TỪ KHOÁ: Cột điện thép.

ABSTRACT: *Research guideline for lattice steel transmission towers according to Vietnam and American standards (in the article using ASCE/SEI 10-15 standards) and comparing them together and establishing the calculation procedure for lattice tower following of Vietnam and American standards;*

KEYWORDS: *lattice tower.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Nhu cầu về điện ở Việt Nam đang ngày càng tăng cao, trung bình tăng khoảng 8% -10% mỗi năm, nhanh hơn tốc độ phát triển kinh tế trung bình. Đi kèm với đó là việc phải xây dựng các hệ thống đường dây tải điện và trạm biến áp để đảm bảo việc truyền tải điện. Công tác thiết kế để đảm bảo chất lượng của hệ thống truyền tải điện là một trong những ưu tiên hàng đầu nhằm đáp ứng chất lượng đòi hỏi ngày càng nâng cao, đi kèm với sự phát triển của điện lực.Vì vậy việc đưa ra các giải pháp thiết kế cho các khoảng vượt phải được tính toán để đáp ứng được sự thuận tiện về giao thông đường thủy đồng thời đảm bảo khả năng chịu lực trong quá trình sử dụng. Hiện nay việc thiết kế cột được thực hiện theo các tiêu chuẩn khác nhau như: tiêu chuẩn Việt Nam, tiêu chuẩn Hoa Kỳ, Châu Âu, Ấn Độ… Trong các hệ thống tiêu chuẩn trên thì tiêu chuẩn Hoa Kỳ đã được nhiều nước trên thế giới công nhận và sử dụng, vì vậy tác giả đã lựa chọn tiêu chuẩn Hoa Kỳ để nghiên cứu và áp dụng tính toán theo số liệu, điều kiện tự nhiên của Việt Nam. Nội dung nghiên cứu được trình bày trong bài báo như sau: tính toán cột điện bằng thép vượt sông với tải trọng tác động lên cột theo tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 2737:1995, quy phạm 11 TCN -18-06, sử dụng tải trọng/nội lực trong cột này để thiết kế cột thép vượt sông theo tiêu chuẩn TCVN 5575:2012 và ASCE/SEI 10-15.

Hình 1. Hình ảnh minh họa cột truyền tải điện

2. TẢI TRỌNG VÀ TỔ HỢP TẢI TRỌNG

Tải trọng tác động lên tháp được phân thành 2 loại: tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời. Tải trọng thường xuyên là các tải trọng tác dụng không biến đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình, bao gồm trọng lượng của kết cấu chịu lực và kết cấu bao che. Tải trọng tạm thời khác về bản chất đối với tải trọng thường xuyên: chúng thay đổi và không biết trước. Tải trọng tạm thời không những thay đổi theo thời gian mà còn thay đổi cả điểm đặt. Sự thay đổi này có thể ngắn, có thể dài nên thực tế ta không biết trước được như tải trọng tĩnh. Tải trọng tạm thời bao gồm tải trọng tạm thời dài hạn (khối lượng của thiết bị cố định..), tải trọng tạm thời ngắn hạn (khối lượng người, vật liệu sửa chữa, tải trọng gió), tải trọng đặc biệt (tải trọng động đất, tải trọng do nổ và thiết bị trục trặc hư hỏng tạm thời (dây dẫn bị đứt)). Trong đó, tải trọng tính theo tiêu chuẩn Việt Nam gồm TCVN 2737:1995 và quy phạm 11 TCN -18-06, tải trọng tính theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ gồm ASCE/SEI 7-16 và ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.74 - Guidelines for Electrical Tranmission Line Structural Loading, giữa hai hệ thống tiêu chuẩn này có nhiều nội dung khác nhau về mặt tính toán, trong đó có 2 nội dung khác biệt lớn cần quan tâm đó là tải trọng gió và tổ hợp.

Giữa tiêu chuẩn Việt Nam và Hoa Kỳ có sự khác nhau về các điểm sau: dạng địa hình, thời gian lấy trung bình và chu kỳ lặp của vận tốc gió. Tải trọng gió tính theo tiêu chuẩn Việt Nam được xác định theo TCVN 2737:1995 với vận tốc gió trong khoảng thời gian 3s tại cao độ 10 m so với mặt đất tự nhiên với chu kỳ lặp 20 năm tương ứng với địa hình dạng B (theo TCVN 2737:1995), trong khi đó tải trọng gió tính theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ được xác định theo ASCE/SEI 7-16 với vận tốc gió trong khoảng thời gian 3s tại cao độ 10 m so với mặt đất tự nhiên với chu kỳ lặp 50 năm tương ứng với địa hình dạng C (theo ASCE/SEI 7-16). Khi vận dụng tiêu chuẩn để tính toán theo Hoa Kỳ vào Việt Nam thì chúng ta phải quy đổi tương đương vận tốc gió từ chu kỳ lặp 20 năm sang chu kỳ lặp 50 năm từ QCVN 02:2009/BXD. Với tiêu chuẩn Việt Nam được chia làm thành phần tải trọng tĩnh và tải trọng động của tải trọng gió, trong khi đối với tiêu chuẩn Hoa Kỳ thì hai thành phần trên được gộp chung lại và thành phần xung vận tốc gió được thể hiện qua hệ số gió giật (Gust factor). Vấn đề thứ hai đó chính là tổ hợp tải trọng giữa hai hệ thống tiêu chuẩn, căn cứ theo Quy phạm trang bị điện phần II - Hệ thống đường dây dẫn điện 11 TCN-19-2006 và tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737:1995 về tải trọng và tác động. Các tổ hợp tải trọng tính toán tháp thép bao gồm:

- Cột làm việc bình thường, áp lực gió lớn nhất, gió vuông góc với hướng tuyến.
- Cột làm việc bình thường, áp lực gió lớn nhất, gió theo phương hợp với hướng tuyến 45^o.
- Sự cố đứt dây chống sét, áp lực gió lớn nhất, gió vuông góc với hướng tuyến.
- Sự cố đứt 01 hoặc các dây dẫn trong cùng 1 pha (với bất kỳ số dây trên cột là bao nhiêu), áp lực gió lớn nhất, gió vuông góc với hướng tuyến.
- Sự cố đứt 01 dây chống sét, áp lực gió lớn nhất, gió theo phương hợp với hướng tuyến 45^o.
- Sự cố đứt 01 hoặc các dây dẫn trong cùng 1 pha (với bất kỳ số dây trên cột là bao nhiêu), áp lực gió lớn nhất, gió theo phương hợp với hướng tuyến 45^o.
- Tổ hợp tải trọng theo điều kiện lắp ráp đối với cột néo.

Trong khi đó, tổ hợp tải trọng theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ [6] được xác định như sau: kết cấu được thiết kế phải có đủ độ bền và độ ổn định để độ bền tính toán lớn hơn nội lực tính toán trong các chế độ làm việc dưới đây:

- Chế độ làm việc bình thường:

$$\phi R_n > \text{hệ quả của } (DL + W)$$

- Chế độ làm việc sự cố:

$$\phi R_n > \text{hệ quả của } (DL + FC)$$

- Chế độ lắp đặt, bảo dưỡng:

$$\phi R_n > \text{hệ quả của } (DL + \gamma_{cm} CM)$$

trong đó:

ϕ : hệ số sức kháng;

R_n : độ bền danh nghĩa của cấu kiện;

DL : tải trọng bản thân kết cấu và thiết bị, không bao gồm dây;

W : tải trọng gió tác dụng lên cột, bao gồm cả tải trọng gió tác dụng lên dây và truyền vào cột;

FC : tải trọng sự cố;

CM : tải trọng lắp đặt, bảo dưỡng;

γ_{cm} : hệ số vượt tải của tải trọng lắp đặt, bảo dưỡng.

Do sự khác biệt về mặt nội dung tính toán giữa hai hệ thống tiêu chuẩn nên trong khuôn khổ của bài báo này tác giả xin phép được sử dụng các tổ hợp và tải trọng tính toán theo quy phạm 11 TCN-18-06 và TCVN 2737:1995 để thiết kế cấu kiện theo TCVN 5575:2012 và ASCE/SEI 10-15.

3. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG TÁC ĐỘNG THEO QUY PHẠM VÀ TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

3.1. Phân loại tải trọng

Theo TCVN 2737:1995 thì tải trọng được phân thành tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời.

Tải trọng thường xuyên là các tải trọng tác dụng không biến đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình bao gồm: khối lượng các bộ phận của công trình, gồm các kết cấu chịu lực và kết cấu bao che.

Tải trọng tạm thời là tải trọng có thể không xuất hiện trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng hoặc sử dụng công trình. Tải trọng tạm thời bao gồm các loại: tải trọng tạm thời dài hạn, tải trọng tạm thời ngắn hạn và tải trọng đặc biệt (động đất, cháy nổ…).

Trong quá trình thiết kế phải tính đến tất cả các tải trọng xuất hiện trong quá trình xây dựng, sử dụng cũng như quá trình chế tạo, bảo quản và vận chuyển các kết cấu. Tải trọng tính toán được xác định bằng cách nhân giá trị của tải trọng tiêu chuẩn với hệ số độ tin cậy của tải trọng γ.

3.2. Tải trọng do trọng lượng bản thân (TLBT)

Tải trọng tiêu chuẩn bao gồm:

- Khối lượng của tháp

- Tải trọng do TLBT dây và phụ kiện tác dụng tại điểm bắt dây:

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (1)$$

trong đó:

$Q_1 = L_{tl}.q$;

L_{tl} : khoảng cột trọng lượng của dây dẫn;

q : trọng lượng trên một mét đơn vị chiều dài của dây;

Q_2 : trọng lượng sứ và phụ kiện.

- Hệ số độ tin cậy về tải trọng lấy cho kết cấu thép là 1,05

3.3. Tải trọng sửa chữa, lắp ráp

Được lấy theo quy định của tiêu chuẩn ngành 11 TCN -19 – 2006.

Với cột đỡ thẳng: 150 daN.

Vị trí điểm đặt lực: tại điểm bắt dây.

Nói chung tải trọng này có giá trị không lớn chỉ dùng để kiểm tra cục bộ, không đưa vào để tổ hợp tải trọng

3.4. Tải trọng do dây dẫn

Có hai tải trọng tác động lên dây dẫn là:

- Tải trọng do trọng lượng dây gây ra.

- Tải trọng do áp lực gió tác động lên dây dẫn gây ra.

a. Tải trọng do trọng lượng dây gây ra

Trọng lượng 1m dây là G [kg/m], hoặc thành đơn vị [kg/m] = 9,81[daN/m]. Khi đó tỉ tải g_1 do trọng lượng bản thân dây dẫn được xác định theo công thức:

$$g_1 = \frac{G}{F} \quad (2)$$

trong đó

G : trọng lượng 1m dây, daN/m;

F : tiết diện dây dẫn, mm^2.

b. Tải trọng do gió tác động lên dây

- Tải trọng do gió tác dụng lên dây:

$$W = \alpha.C_x .K_1.q. \sin^2\phi \quad (3)$$

trong đó:

α : Hệ số tính đến sự không bằng nhau của áp lực gió trong khoảng cột, lấy bằng:

+ 1 khi áp lực gió bằng 27 daN/m^2;

+ 0,85 khi áp lực gió bằng 40 daN/m^2;

+ 0,75 khi áp lực gió bằng 55 daN/m^2;

+ 0,70 khi áp lực gió bằng 76 daN/m^2 và lớn hơn.

C_x : hệ số khí động của dây dẫn:

+ C_x = 1,2 cho dây có đường kính nhỏ hơn 20mm;

+ C_x = 1,1 cho dây có đường kính lớn hơn 20mm.

K_l : hệ số quy đổi tính đến ảnh hưởng của chiều dài khoảng vượt vào tải trọng gió, bằng 1,2 khi khoảng cột tới 50m; bằng 1,1 khi 100m; bằng 1,05 khi 150m; bằng 1 khi 250m và lớn hơn (các trị số K_l đối với các khoảng vượt có chiều dài nằm giữa các trị số trên thì lấy theo phương pháp nội suy);

q : áp lực gió tiêu chuẩn, lấy theo quy định của TCVN 2737:1995;

ϕ : góc hợp bởi hướng gió thổi và trục của tuyến đường dây.

- Tỉ tải g_2 do gió lên dây dẫn là:

$$g_2 = \frac{W.d}{F} \tag{4}$$

trong đó:

d : đường kính dây, mm;

F : tiết diện dây dẫn, mm^2.

c. Tải trọng do dây bị đứt gây ra trong trạng thái sự cố

Xác định được ứng suất σ, lực căng dây tác dụng lên cột sẽ được tính bằng:

$$T = \sigma F \tag{5}$$

trong đó:

σ : ứng suất trong dây dẫn ứng với chế độ tương ứng;

F : tiết diện dây dân.

3.5. Tải trọng gió tác dụng lên cột

Tải trọng gió tác dụng lên công trình gồm các thành phần: áp lực pháp tuyến W_e, lực ma sát W_f và áp lực pháp tuyến W_i. Tải trọng gió cũng có thể quy về 2 thành phần áp lực pháp tuyến W_x và W_y.

Theo TCVN 2737:1995, lực gió tác dụng lên cột bao gồm 2 thành phần:

- Thành phần tĩnh W_t ;

- Thành phần động W_p (kể đến dao động tự do của cột, không xét đến khi chiều cao công trình dưới 40m).

- Tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió

Công thức tổng quát:

$$W_t = W_0 . k.c \quad (6)$$

trong đó:

W_0 : giá trị của áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng phụ lục D và mục 6.4 của TCVN 2737:1995;

k : hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao lấy theo bảng 5 của TCVN 2737:1995;

c : hệ số khí động.

- Tính toán thành phần động của tải trọng gió

Thành phần động của tải trọng gió phải được kể đến khi tính các công trình trụ, tháp … có chiều cao trên 40m. Đặc biệt, đối với các công trình cao và kết cấu mềm (ống khói, trụ, tháp …) còn phải tiến hành kiểm tra tình trạng mất ổn định khí động theo TCXD 229:1999.

4. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN THEO TCVN 5575:2012

4.1. Cấu kiện chịu kéo đúng tâm

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \le f\gamma_c \quad (7)$$

trong đó:

N : lực kéo đúng tâm tính toán;

A_n : diện tích tiết diện thực của cấu kiện;

γ_c : hệ số điều kiện làm việc.

Diện tích tiết diện thực bằng diện tích tiết diện nguyên trừ đi diện tích giảm yếu. Diện tích giảm yếu là diện tích bị mất đi do yêu cầu chế tạo. Đối với liên kết bulông (trừ bulông cường độ cao) khi các lỗ xếp thẳng hàng thì diện tích giảm yếu bằng tổng lớn nhất của diện tích các lỗ tại một tiết diện ngang bất kỳ vuông góc với chiều của ứng suất trong cấu kiện. Khi các lỗ xếp so le thì diện tích giảm yếu lấy trị số lớn hơn trong hai trị số sau (Hình 4.1a):

Trị số 1: giảm yếu do các lỗ xếp trên đường thẳng 1-5;

Trị số 2: tổng diện tích ngang của các lỗ nằm trên đường chữ chi 1 - 2 - 3 - 4 - 5 trừ đi lượng $s^2t/(4u)$ cho mỗi đoạn đường chéo giữa các lỗ;

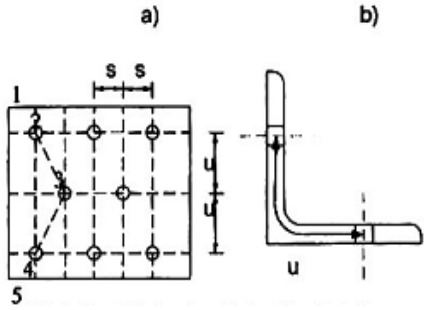
trong đó:

s : bước lỗ so le, tức là khoảng cách song song với phương của lực giữa tâm của các lỗ trên hai đường liên tiếp nhau;

t : bề dày thanh thép có lỗ;

u : khoảng đường lỗ, là khoảng cách vuông góc với phương của lực giữa tâm các lỗ trên hai đường liên tiếp.

Đối với thép có lỗ trên hai cánh thì khoảng đường lỗ u là tổng các khoảng cách từ tâm lỗ đến sống thép góc, trừ đi bề dày cánh (Hình 4.1b).



Hình 4.1. Cách xác định diện tích thực

4.2. Cấu kiện chịu nén đúng tâm

- Tính toán về bền

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \le f\gamma_c \tag{8}$$

trong đó:

N : lực nén đúng tâm tính toán;

A_n : diện tích tiết diện thực của cấu kiện.

- Tính toán về ổn định

Tính toán về ổn định của cấu kiện đặc chịu nén đúng tâm theo công thức:

$$\frac{N}{\varphi A} \le f\gamma_C \tag{9}$$

trong đó:

A : diện tích tiết diện nguyên;

φ : hệ số uốn dọc, phụ thuộc độ mảnh quy ước.

5. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN THEO ASCE/SEI 10-15

5.1. Ứng suất chịu kéo giới hạn

Ứng suất kéo giới hạn F_t của cấu kiện chịu kéo đúng tâm là giá trị F_y trên diện tích tiết diện thực A_n, trong đó A_n bằng diện tích tiết diện nguyên A_g (tổng của các tích giữa chiều dày và chiều rộng của các cánh theo phương vuông góc với trục của cấu kiện) trừ đi phần mất đi do lỗ mở tại tiết diện đang xét.

Trong trường hợp có một chuỗi các lỗ theo đường zig-zắc (xem Hình 5.1), thì chiều rộng thực w_n của cánh sẽ được xác định theo công thức sau:

$$w_n = w_g - \sum d + \sum \frac{s^2}{4g} \tag{10}$$

trong đó:

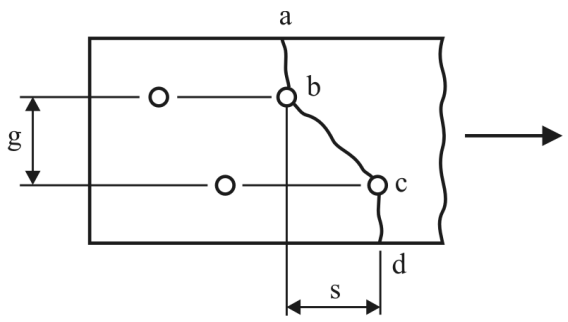
w_n : chiều rộng thực của cánh;

w_g : chiều rộng nguyên của cánh;

d : đường kính lỗ;

s : hình chiếu khoảng cách lỗ theo phương dọc trục;

g : hình chiếu khoảng cách lỗ theo phương vuông góc với trục.



Hình 5.1. Cách tính chiều rộng thực của cánh

Khi đó, diện tích thực của tiết diện nguy hiểm A_n sẽ là diện tích ứng với vị trí có chiều rộng thực nhỏ nhất.

Khi tính toán diện tích thực chịu kéo, đường kính của lỗ bu lông được tạo bởi phương pháp dập được lấy lớn hơn đường kính danh nghĩa của lỗ một lượng bằng 1,6mm. Đối với lỗ được tạo bởi phương pháp khoan hoặc doa mở rộng, thì có thể lấy bằng đường kính danh nghĩa của lỗ.

Thép góc và thép góc vê mép được bắt bu lông ở cả hai cánh ở cả hai đầu được coi là chịu tải đúng tâm.

5.2. Cấu kiện chịu kéo

Ứng suất kéo giới hạn F_t trên diện tích thực của thép góc và thép góc vê mép liên kết qua một cánh là $0,9F_y$. Nếu là thép góc cạnh không đều và được liên kết thông qua cạnh ngắn, thì cạnh không liên kết được xem có cùng kích thước với cạnh liên kết. Nếu tâm của nhóm bu lông của cạnh liên kết nằm ngoài tâm hình học của thép góc, thì liên kết phải được kiểm tra kéo đứt theo phương trình sau:

$$P = 0,60A_vF_u + A_tF_y \quad (11)$$

trong đó:

P : lực kéo thiết kế tại nút;

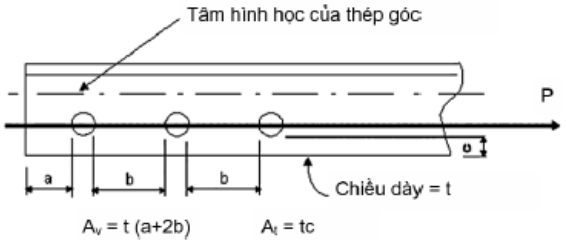
A_t : diện tích thực chịu kéo nhỏ nhất vuông góc với đường truyền lực trong khoảng từ lỗ tới mép tiết diện;

A_v : diện tích thực chịu cắt nhỏ nhất theo phương truyền lực;

F_u : cường độ tiêu chuẩn của thép theo sức bền kéo đứt;

F_y : cường độ tiêu chuẩn lấy theo giới hạn chảy của thép.

Khi tính toán diện tích thực chịu kéo và chịu cắt, đường kính của lỗ bu lông được tạo bởi phương pháp dập được lấy lớn hơn đường kính danh nghĩa của lỗ một lượng bằng 1.6 mm. Đối với lỗ được tạo bởi phương pháp khoan hoặc doa mở rộng, thì có thể lấy bằng đường kính danh nghĩa của lỗ.



Hình 5.2. Định nghĩa về kéo đứt của liên kết bu lông

5.3. Cấu kiện chịu nén

Giới hạn tỷ lệ độ mảnh cho các cấu kiện được quy định như sau:

- Cấu kiện chịu nén:

+ Thanh cánh: L/r ≤ 150

+ Các cấu kiện khác: KL/r ≤ 200

- Cấu kiện phụ: KL/r ≤ 300

Ứng suất nén giới hạn F_a trên tiết diện nguyên, hoặc trên tiết diện giảm yếu (khi có chỉ định) của cấu kiện chịu nén đúng tâm được xác định như sau:

$$F_a = \left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\frac{KL}{r}}{C_c}\right)^2\right] F_y; \quad \frac{KL}{r} \le C_c \tag{12}$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}; \quad \frac{KL}{r} > C_c \tag{13}$$

$$C_c = \pi\sqrt{\frac{2E}{F_y}} \tag{14}$$

trong đó:

η : kL/r = tỷ số độ mảnh;

K : hệ số chiều dài hiệu dụng;

r : bán kính quán tính đối với trục mất ổn định (mm);

L : chiều dài không giằng theo phương ngang của cấu kiện, (mm);

F_y : cường độ tiêu chuẩn lấy theo giới hạn chảy của thép;

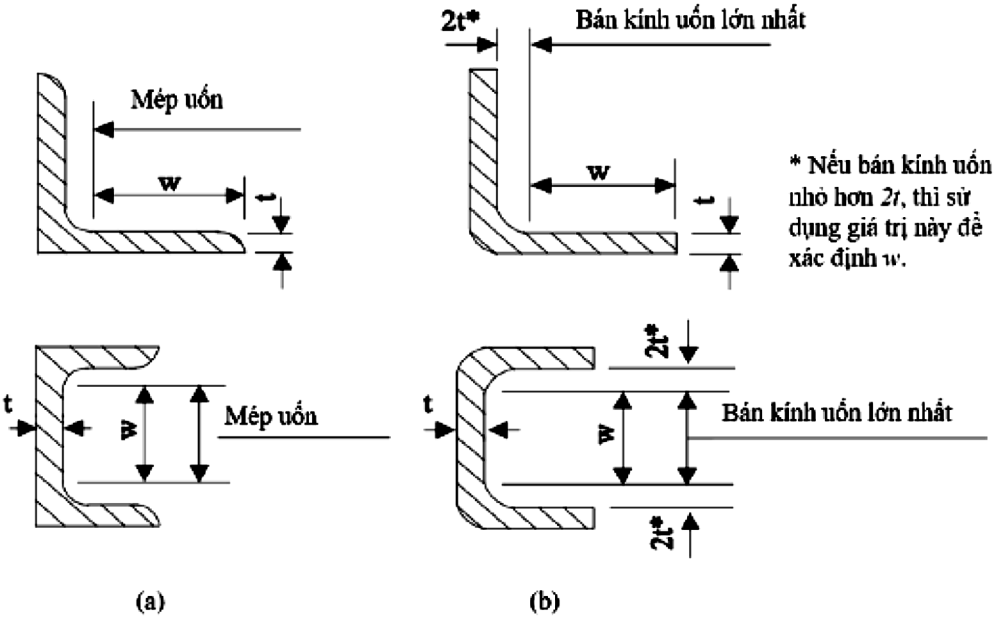
E : mô đun đàn hồi, (MPa).

- Cấu kiệu chịu nén : thép góc

Các quy định trong phần này chỉ áp dụng cho thép góc 90°.

a. Tỷ số w/t lớn nhất

Tỷ số bề rộng trên chiều dày, w/t, không được vượt quá 25 đối với thanh thép góc, xem hình 4.3.



Hình 5.3. Cách xác định tỷ số w/t

b. Ứng suất nén giới hạn

Ứng suất nén giới hạn trên tiết diện nguyên là giá trị F_a được xác định với điều kiện giá trị lớn nhất của w/t không vượt quá giá trị giới hạn trong công thức (12).

c. Xác định F_a

Nếu giá trị w/t vượt quá giá trị giới hạn $(w/t)_{lim}$ dưới đây:

$$(w/t)_{lim} = \frac{80\psi}{\sqrt{F_y}} \tag{15}$$

thì ứng suất giới hạn F_a là giá trị tính toán với F_y trong công thức (12) và (13) được thay thế bằng F_{cr} xác định như sau:

$$F_{cr} = \left[1,677 - 0,677\frac{\frac{w}{t}}{\left(\frac{w}{t}\right)_{lim}}\right]F_y; \quad \left(\frac{w}{t}\right)_{lim} \le \frac{w}{t} \le \frac{144\psi}{\sqrt{F_y}} \tag{16}$$

$$F_{cr} = \frac{0,0332\pi^2 E}{\left(\frac{w}{t}\right)^2}; \quad \frac{w}{t} > \frac{144\psi}{\sqrt{F_y}} \tag{17}$$

6. SO SÁNH KẾT QUẢ TÍNH TOÁN

Với tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn Hoa Kỳ, cả hai tiêu chuẩn khi tính toán khả năng chịu lực của cấu kiện có xét đến sự phá hoại có thể xảy ra do sự chảy của tiết diện nguyên nằm xa lỗ hoặc do sự đứt của tiết diện thực hữu hiệu tại chỗ liên kết, vì vậy kết quả tính toán giữa 2 tiêu chuẩn là tương đương nhau.

Khi tính toán cấu kiện chịu nén, cả hai tiêu chuẩn đều đánh giá khả năng chịu lực của cấu kiện ngoài việc bị phá hoại về chảy dẻo như cấu kiện chịu kéo còn bị mất ổn định (bị oằn) khi chịu tải. Tuy nhiên theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ, khi xét ứng suất chịu nén trong cấu kiện, tiêu chuẩn Hoa Kỳ có đánh giá đến sự oằn cục bộ của cấu kiện.

Từ kết quả tính toán ta có bảng so sánh và khả năng chịu lực của các cấu kiện khi tính toán theo 2 tiêu chuẩn như sau:

Bảng 1. So sánh và khả năng chịu lực của các cấu kiện khi tính toán theo 2 tiêu chuẩn

Đơn vị: kN

	Cấu kiện / Khả năng chịu lực	Thanh cánh	Thanh cánh	Thanh xiên	Thanh bụng
(1)	TCVN 5575:2012	5892	3394	994	325
(2)	ASCE/SEI 10-15	4232	2331	498	233
(3)	(2)/(1)	72 %	69 %	50 %	72 %

So sánh hai kết quả tính toán cho thấy khả năng chịu lực của cấu kiện khi tính toán theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ sẽ có kết quả thấp hơn do có kể đến ảnh hưởng của sự mất ổn định cục bộ trong quá trình chịu lực.

Khi tính toán liên kết bu lông, cả tiêu chuẩn Việt Nam và Hoa Kỳ đều sử dụng diện tích mặt cắt ngang và cường độ chịu lực của bu lông. Tuy hệ số và công thức khác nhau nhưng kết quả tính toán cho số lượng bu lông đảm bảo khả năng chịu lực là tương đương nhau.

Bảng 2. Kết quả tính toán số lượng bu lông tối thiểu theo 2 tiêu chuẩn

	Cấu kiện / Số lượng	Thanh cánh	Thanh cánh	Thanh xiên	Thanh bụng
(1)	TCVN 5575:2012	19	7	2	1
(2)	ASCE/SEI 10-15	20	8	2	1
(3)	(1)/(2)	95 %	88 %	100%	100%

7. KẾT LUẬN

Quy trình tính toán cột điện dạng tháp thép rỗng giữa hai tiêu chuẩn được thể hiện như sau:

- Với tiêu chuẩn Việt Nam, tải trọng và tổ hợp tải trọng được lấy theo tiêu chuẩn TCVN 2337:1995, TCXD 229:1999, thiết kế cấu kiện theo tiêu chuẩn TCVN 5575:2012.

- Với tiêu chuẩn Hoa Kỳ, tải trọng và tổ hợp tải trọng được lấy theo tiêu chuẩn ASCE/SEI 7-16, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.74 - Guidelines for Electrical Tranmission Line Structural Loading, thiết kế cấu kiện theo tiêu chuẩn ASCE/SEI 10-15.

Tính toán tải trọng gió theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2737:1995 xác định căn cứ vào vận tốc gió 3 giây, tại độ cao 10m tính từ mặt đất, chu kỳ lặp 20 năm, đối với tiêu chuẩn Hoa Kỳ tính với vận tốc gió 3 giây, độ cao 10m, chu kỳ lặp 50 năm. Tuy nhiên khi tính toán tiêu chuẩn Việt Nam được chia làm thành phần tải trọng tĩnh và tải trọng động của tải trọng gió, trong khi đối với tiêu chuẩn Hoa Kỳ thì hai thành phần trên được gộp chung lại và thành phần xung vận tốc gió được thể hiện qua hệ số gió giật (Gust factor). Vì vậy để áp dụng khi tính toán cho công trình xây dựng ở Việt Nam phải có những điều chỉnh để phù hợp với điều kiện tự nhiên đặc thù của Việt Nam.

Đối với tiêu chuẩn Hoa Kỳ, tính toán chịu lực được xác định theo các loại tiết điện khác nhau, do đó sẽ kiểm tra được khả năng chịu lực trong các điều kiện khác nhau (điều kiện ổn định cục bộ khi chịu nén). Do đó, có thể thấy tiêu chuẩn ASCE/SEI 10-15 là tiêu chuẩn chuyên dụng cho cột điện dạng tháp thép rỗng bằng thép. Các bước tính toán theo ASCE/SEI 10-15 đơn giản, dễ hiểu, thuận lợi cho công tác thiết kế và kiểm định. Các thông số dùng trong tính toán đều được cung cấp đầy đủ, dễ tra cứu.

Vì vậy, việc sử dụng tiêu chuẩn ASCE/SEI 10-15 trong tính toán cột điện dạng tháp thép rỗng ở Việt Nam là hoàn toàn hợp lý, nghiên cứu tiêu chuẩn ASCE/SEI 10-15 là việc làm cần thiết phục vụ công tác biên soạn tiêu chuẩn thiết kế riêng cho hệ thống truyền tải điện của Việt Nam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] 11 TCN 19:2006, *Quy phạm trang bị điện* - Phần II

[2] TCVN 2737:1995, *Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế*

[3] TCVN 5575: 2012, *Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế*

[4] QCVN 02:2009/BXD *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng*

[5] ASCE 10-15, *Design of latticed steel transmission structures*

[6] ASCE Manuals and Reports on Engineering no.74 - Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading

DAO ĐỘNG RIÊNG CỦA PHẦN TỬ THANH VÁT TIẾT DIỆN CHỮ I CÓ LIÊN KẾT NỬA CỨNG

NATURAL VIBRATION OF TAPER BEAM WITH SEMI RIGID CONNECTION

ThS. Phạm Trung Thành
Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: phamthanh.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Bài báo trình bày phương pháp xây dựng ma trận độ cứng, ma trận khối lượng cho phần tử thanh vát tiết diện chữ I có liên kết nửa cứng và xác định dao động riêng của phần tử. Ma trận độ cứng được xây dựng theo phương pháp năng lượng. Ma trận khối lượng được xây dựng dựa trên các hàm dạng của phần tử thanh vát có liên kết nửa cứng. Liên kết nửa cứng ở hai đầu phần tử thanh được mô phỏng bằng lò xo với độ cứng chống uốn đàn hồi. Các đặc trưng hình học của tiết diện chữ I được biểu diễn qua hàm số mũ cơ số "*e*". Các ma trận độ cứng, ma trận khối lượng sử dụng cho bài toán phân tích dao động riêng kết cấu dầm và khung phẳng có phần tử thanh vát, liên kết nửa cứng ở hai đầu. Lập trình chương trình tính bằng phần mềm Mathlab, kiểm chứng kết quả tần số dao động riêng so với kết quả tính của phần mềm SAP 2000.

TỪ KHÓA: thanh vát, liên kết nửa cứng, ma trận độ cứng, ma trận khối lượng.

SUMMARY: *This article presents the method of building up stiffness matrix and mass matrix for the tapered beam element with I-shaped cross section and semi-rigid connection. The stiffness matrix is constructed by the energy method. The mass matrix construction is based on the shape functions of the tapered beam element with semi-rigid connection. Semi-rigid connection at the two ends of the bar element is simulated by springs with elastic non-flexural rigidity. The geometric properties of the I-shaped cross section are represented by the exponential functions with base "e". The stiffness matrix and mass matrix are used for the natural vibration analysis of beams and plane frames with tapered element and semi-rigid connection at both ends. Calculation is programmed by Mathlab software and results of natural vibration frequency are verified by comparing with the results of SAP software.*

KEY WORDS**:** *tapered beam, semi-rigid connection, stiffness matrix, mass matrix*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với kết cấu khung thép sử dụng khá nhiều loại cấu kiện tiết diện chữ I có kích thước bản cánh và chiều dày bản bụng không đổi, còn chiều cao tiết diện thay đổi theo chiều dài thanh. Mức độ thay đổi chiều cao tiết diện phụ thuộc vào phân bố nội lực trong thanh theo chiều dài, điều kiện liên kết ở hai đầu. Gần đây, một số tài liệu trong và ngoài nước có đề cập đến việc thiết lập các ma trận độ cứng [1][2], ma trận khối lượng [3] của phần tử thanh tiết diện thay đổi, nhưng dành cho tiết diện chữ nhật với chiều cao thay đổi tuyến tính hoặc việc xây dựng chúng trên cơ sở hàm dạng của phần tử thanh tiết diện đều và cho các kết quả tính gần đúng.

Đối với kết cấu thép có tiết diện mỏng thì ảnh hưởng của lực cắt tới nội lực và chuyển vị là đáng kể nên cần phải xét tới yếu tố này trong tính toán.

Bên cạnh đó theo phương pháp thiết kế thông thường, giả thiết liên kết giữa dầm và cột là liên kết cứng hoặc khớp. Trong thực tế, qua nhiều kết quả thực nghiệm nhận thấy các loại liên

kết đang sử dụng đều có độ cứng nhất định và thường nằm trong khoảng giữa hai trường hợp: liên kết cứng và liên kết khớp. Để xác định được độ cứng của liên kết ta áp dụng tiêu chuẩn EC3, được trình bày trong phụ lục 01.

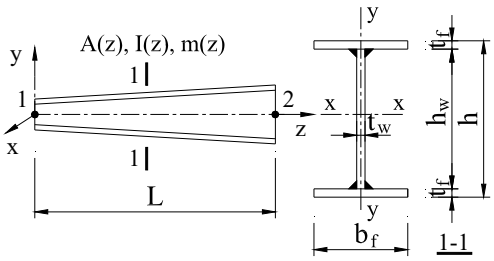
Do vậy, cần thiết xây dựng ma trận độ cứng, ma trận khối lượng cho loại cấu kiện này theo một phương pháp chính xác và tổng quát hơn.

2. XÂY DỰNG MA TRẬN ĐỘ CỨNG, MA TRẬN KHỐI LƯỢNG

2.1. Xây dựng ma trận độ cứng

2.1.1. Biểu diễn đặc trưng hình học của tiết diện thanh vát

Đối với thanh vát tiết diện chữ I như Hình 1, công thức toán học để biểu diễn các đặc trưng hình học như mô men quán tính, diện tích tiết diện tại vị trí bất kỳ theo vị trí ở đầu thanh là khá phức tạp. Tuy nhiên, có thể biểu diễn các đặc trưng hình học này thông qua các hàm toán học đơn giản khác như hàm số mũ cơ số *"e"* [1][8].



Hình 1. Phần tử thanh vát tiết diện chữ I

Mô men quán tính *I(z)*, diện tích tiết diện *A(z)* tại vị trí bất kỳ dọc theo chiều dài thanh được viết như sau: $I(z) = I_1 e^{nz}$, $A(z) = A_1 e^{mz}$, trong đó: n, m - hệ số hình dạng của *I(z)* và *A(z)*; $A_1, A_2, I_1, I_2, h_1, h_2$ - tương ứng là diện tích tiết diện, mômen quán tính, chiều cao tiết diện thanh tại vị trí $z = 0$ và $z = L$. Áp dụng các điều kiện biên ta được:

$$m = ln(A_2/A_1)/ln(L); n = ln(I_2/I_1)/ln(L); \quad (1)$$

2.1.2. Ma trận độ cứng

Trong bài báo [4], tác giả đã trình bày cụ thể cách xây dựng ma trận độ cứng $\bar{K}_u^*$ của phần tử thanh vát, tiết diện chữ I có hai đầu liên kết nửa cứng xét đến ảnh hưởng của lực cắt. Ma trận độ cứng $\bar{K}_u^*$ có các phần tử $\bar{k}_{ij}^*$ $(i, j = 1 \div 6)$ được xác định theo công thức:

$$\bar{k}_{11}^* = \bar{k}_{44}^* = E/T_9 \; ; \; \bar{k}_{14}^* = \bar{k}_{41}^* = -E/T_9 \; ; \; \bar{k}_{22}^* = \frac{E(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_1\alpha_2 T_1)}{MS};$$

$$\bar{k}_{23}^* = \bar{k}_{32}^* = \frac{\alpha_1 E(L + \alpha_2 T_2)}{MS}; \; \bar{k}_{25}^* = \bar{k}_{52}^* = -\frac{E(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_1\alpha_2 T_1)}{MS};$$

$$\bar{k}_{26}^* = \bar{k}_{62}^* = \frac{E\alpha_2(L + \alpha_1 L T_1 - \alpha_1 T_2)}{MS}; \bar{k}_{33}^* = \frac{E\alpha_1\left[L^2 + \alpha_2(T_3 + \beta T_6)\right]}{MS}; \bar{k}_{25}^* = \bar{k}_{52}^* = -\frac{E(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_1\alpha_2 T_1)}{MS};$$

$$\bar{k}_{35}^* = \bar{k}_{53}^* = -\frac{\alpha_1 E(L + \alpha_2 T_2)}{MS}; \; \bar{k}_{36}^* = \bar{k}_{63}^* = \frac{\alpha_1\alpha_2 E(LT_2 - T_3 - \beta T_6)}{MS}; \; \bar{k}_{55}^* = \frac{E(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_1\alpha_2 T_1)}{MS};$$

$$\bar{k}_{56}^* = \bar{k}_{65}^* = -\frac{E\alpha_2(L + \alpha_1 L T_1 - \alpha_1 T_2)}{MS}; \; \bar{k}_{66}^* = \frac{E\alpha_2\left(L^2(1 + \alpha_1 T_1) - 2\alpha_1 L T_2 + \alpha_1(T_3 + \beta T_6)\right)}{MS}; \quad (2)$$

$\overline{k}_{12}^{*}=\overline{k}_{13}^{*}=\overline{k}_{15}^{*}=\overline{k}_{16}^{*}=\overline{k}_{21}^{*}=\overline{k}_{24}^{*}=\overline{k}_{31}^{*}=\overline{k}_{34}^{*}=\overline{k}_{42}^{*}=\overline{k}_{43}^{*}=\overline{k}_{45}^{*}=\overline{k}_{46}^{*}=\overline{k}_{51}^{*}=\overline{k}_{54}^{*}=\overline{k}_{61}^{*}=\overline{k}_{64}^{*}=0$,

trong đó: $MS=L^2\left(1+\alpha_1T_1\right)-2\alpha_1LT_2-\alpha_1\alpha_2T_2^2+\left(\alpha_1+\alpha_2\right)T_3+\alpha_1\alpha_2T_1T_3+\beta\left(\alpha_1+\alpha_2+\alpha_1\alpha_2T_1\right)T_6$;

$T_1=\int_0^L\frac{dz}{I_x(z)}$; $T_2=\int_0^L\frac{zdz}{I_x(z)}$; $T_3=\int_0^L\frac{z^2dz}{I_x(z)}$; $T_4=\int_0^L\frac{z^3dz}{I_x(z)}$; $T_5=\int_0^L\frac{z^4dz}{I_x(z)}$; $T_6=\int_0^L\frac{\gamma(z)}{A(z)}dz$;

$T_7=\int_0^L\frac{\gamma(z)}{A(z)}zdz$; $T_8=\int_0^L\frac{\gamma(z)}{A(z)}z^2dz$; $T_9=\int_0^L\frac{dz}{A(z)}$. (3)

$\gamma(z)$ - hệ số phụ thuộc vào hình dạng tiết diện, đối với tiết diện chữ I có $\gamma(z)=A(z)/A_w(z)$. Giá trị $\gamma(z)$ có thể biểu diễn: $\gamma(z)=\gamma_1e^{rz}$; $r=ln\left(\gamma_2/\gamma_1\right)/ln\left(L\right)$; $\gamma_1=A_1/A_w^1$, $\gamma_2=A_2/A_w^2$, trong đó: A_w^1, A_w^2 lần lượt là diện tích tiết diện phần bụng dầm ở đầu 1 và đầu 2. Khi bỏ qua ảnh hưởng của lực cắt thì giá trị $\gamma(z)=0$.

Đặt $\beta=E/G$, $\alpha_1=k_1/E$, $\alpha_2=k_2/E$, trong đó: E, G: lần lượt là mô đun đàn hồi, và mô đun trượt; k_1, k_2 - độ cứng chống xoay của lò xo ở hai đầu thanh.

2.2. Xây dựng ma trận khối lượng

2.2.1. Xây dựng hàm dạng của phần tử thanh vát

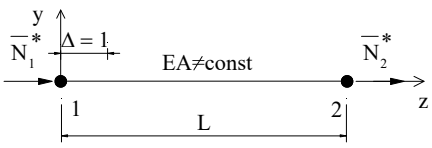
Xét phần tử thanh vát tiết diện chữ I có hai đầu liên kết nửa cứng, như Hình 1, khối lượng phân bố đều *m(z)*, liên kết nửa cứng được mô phỏng bằng một lò xo ở mỗi đầu, phương trình hàm dạng được thiết lập bằng phương pháp chuyển vị đơn vị [5].

• Hàm dạng theo phương dọc trục thanh

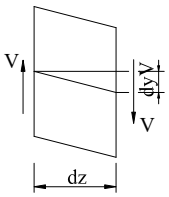
Phương trình biến dạng dọc trục u (z) của phần tử thanh vát có dạng:

$$u\left(z\right)=\int\frac{Ndz}{EA\left(z\right)}=-C_1e^{-mz}+C_2; \quad (4)$$

trong đó C_1 và C_2 - hệ số xác định từ điều kiện chuyển vị ở hai đầu thanh, với chuyển vị bằng đơn vị thì phương trình (4) chính là hàm dạng của phần tử thanh, Hình 2.



Hình 2. Điều kiện chuyển vị dọc trục thanh



Hình 3. Biến dạng góc của phân tố thanh

Cho đầu 1 chuyển vị bằng đơn vị ta có:

$$u_{(z=0)}=1; u_{(z=L)}=0; \quad (5)$$

Sau khi thay điều kiện biên (5) vào công thức (4), xác định được hàm dạng $N_1(z)$ của phần tử thanh vát có hai đầu liên kết nửa cứng. Làm tương tự với đầu 2, xác định hàm dạng $N_4(z)$ như sau:

Hàm dạng:

$$N_1(z)=\frac{-1+e^{m(L-z)}}{-1+e^{mL}};\ N_4(z)=\frac{e^{m(L-z)}\left(-1+e^{mz}\right)}{-1+e^{mL}}; \tag{6}$$

• Hàm dạng theo phương vuông góc với trục thanh

Xét phần tử thanh trong mặt phẳng *Oyz*, độ võng chung bằng tổng độ võng do uốn v_M và trượt v_V gây ra:

$$v=v_M+v_V. \tag{7}$$

Khi chỉ kể đến ảnh hưởng của mômen uốn, nhận được phương trình vi phân độ võng $v_M^{II}=-M/EI_x$. Để xét đến ảnh hưởng của biến dạng trượt do lực cắt V gây ra tới độ võng của dầm, khảo sát một phân tố thanh có chiều dài *dz* như Hình 3. Do biến dạng trượt, trục thanh sẽ xoay đi một góc rất nhỏ γ_o. Sự chênh lệch độ võng ở tiết diện bên phải và bên trái của phân tố là một lượng vi phân ký hiệu dv_V : $dv_V=tg\gamma_o.dz$, suy ra $dv_V/dz=tg\gamma_o\approx\gamma_o$.

Qua một số phép biến đổi, nhận được phương trình vi phân xác định trục võng của thanh do uốn và lực cắt gây ra có dạng:

$$EI_x(z)v_M^{(IV)}=0;\ \frac{dv_V}{dz}=-\frac{\gamma EI_x(z)v_M^{(III)}}{A_zG}. \tag{8}$$

Tích phân biểu thức (8) dẫn tới phương trình:

$$v_M=\frac{e^{-nz}}{n^2}C_3+\frac{e^{-nz}\left(2+nz\right)}{n^3}C_4+C_5z+C_7; \tag{9}$$

$$v_V=-\frac{\gamma E}{G}\frac{I_1}{A_1}\left[\frac{e^{-mz}\left\{C_3mn+C_4\left[n+m\left(-1+nz\right)\right]\right\}}{m^2}+C_8\right]. \tag{10}$$

Áp dụng các điều kiện biên tại *z = 0* và *z = L* để giải hệ phương trình (9) và (10), xác định được hằng số tích phân C_i *(i = 3÷8)*. Thay các giá trị này vào (7), được phương trình chuyển vị và góc xoay của phần tử thanh vát tiết diện chữ I có hai đầu liên kết nửa cứng như sau:

$$N(z)=C_6+C_5z+C_4\left\{\frac{e^{-nz}\left(2+nz\right)}{n^3}-\frac{e^{-mz}\lambda\left[n+m\left(-1+nz\right)\right]}{m^2}\right\}+C_3\left(\frac{e^{-nz}}{n^2}-\frac{e^{-mz}\lambda n}{m}\right); \tag{11}$$

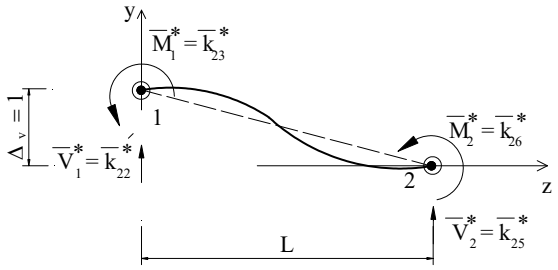
$$N'(z)=C_5-C_4\frac{e^{-nz}\left(1+nz\right)}{n^2}-C_3\frac{e^{nz}}{n}, \text{ trong đó } (C_3 \div C_6) \text{ là các hằng số } \lambda=\frac{\gamma E}{G}\frac{I_1}{A_1}. \tag{12}$$

Lưu ý rằng, khi lấy đạo hàm bậc nhất phương trình (11) đối với trục z, ta đã bỏ qua thành phần biến dạng do lực cắt, bởi vì đạo hàm bậc nhất của chuyển vị chỉ phụ thuộc vào mô men.

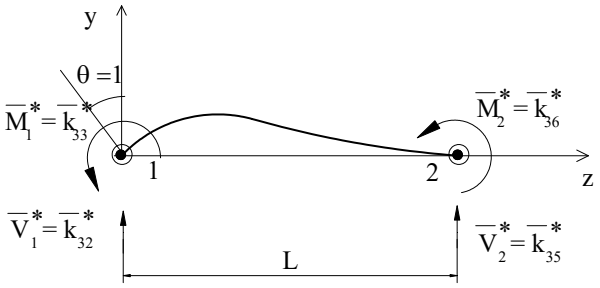
Các hằng số *($C_3 \div C_8$)* được xác định từ điều kiện chuyển vị cưỡng bức bằng đơn vị tại mỗi đầu thanh, bằng cách lần lượt cho chuyển vị cưỡng bức thẳng góc với trục thanh và chuyển vị xoay ở mỗi đầu thanh bằng đơn vị, ta có điều kiện biên cho từng trường hợp.

Chẳng hạn, cho đầu 1 chuyển vị thẳng cưỡng bức vuông góc với trục thanh bằng đơn vị, như Hình 4, ta được:

$$N_{2(z=0)}=1;\ N'_{2(z=0)}=-k_1^{\theta}\bar{M}_1^*;\ N_{2(z=L)}=0;\ N'_{2(z=L)}=-k_2^{\theta}\bar{M}_2^*; \tag{13}$$



Hình 4. Sơ đồ biến dạng thanh do chuyển vị thẳng bằng đơn vị ở đầu 1



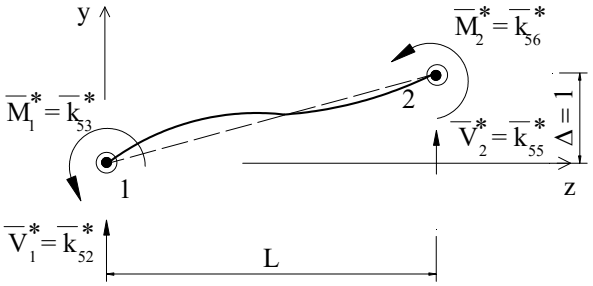
Hình 5. Sơ đồ biến dạng thanh do chuyển vị xoay bằng đơn vị ở đầu 1

Tương tự, cho đầu 1 chuyển vị xoay cưỡng bức quanh trục x bằng đơn vị như Hình 5, ta được:

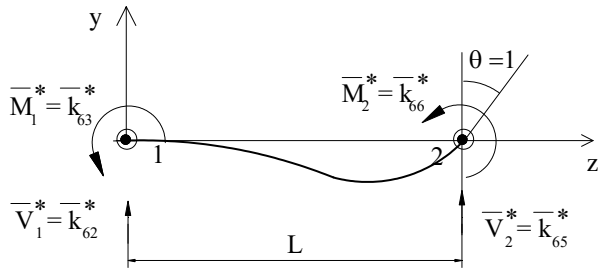
$$N_{3(z=0)}=0;\ N'_{3(z=0)}=1-k_1^{\theta}\bar{M}_1^*;\ N_{3(z=L)}=0;\ N'_{3(z=L)}=-k_2^{\theta}\bar{M}_2^*. \tag{14}$$

Cho đầu 2 chuyển vị thẳng cưỡng bức vuông góc với trục thanh bằng đơn vị như ở Hình 6 ta có:

$$N_{5(z=0)}=0;\ N'_{5(z=0)}=-k_1^{\theta}\bar{M}_1^*;\ N_{5(z=L)}=1;\ N'_{5(z=L)}=-k_2^{\theta}\bar{M}_2^*. \tag{15}$$



Hình 6. Sơ đồ biến dạng thanh do chuyển vị thẳng bằng đơn vị ở đầu 2



Hình 7. Sơ đồ biến dạng thanh do chuyển vị xoay bằng đơn vị ở đầu 2

Khi cho đầu 2 chuyển vị xoay cưỡng bức quanh trục z bằng đơn vị như Hình 7 ta được:

$$N_{6(z=0)}=0;\ N'_{6(z=0)}=-k_1^{\theta}\bar{M}_1^*;\ N_{6(z=L)}=0;\ N'_{6(z=L)}=1-k_2^{\theta}\bar{M}_2^*. \tag{16}$$

Giải các phương trình trên, xác định được hàm dạng $N_2(z), N_3(z), N_5(z), N_6(z)$ như sau:

$$N_2(z)=1+a_1+a_2z+a_3e^{-nz}+a_4e^{(r-m)z}+a_5ze^{-nz}+a_6ze^{(r-m)z};$$

$$N_3(z)=b_1+b_2z+b_3e^{-nz}+b_4e^{(r-m)z}+b_5ze^{-nz}+b_6ze^{(r-m)z};$$

$$N_5(z)=c_1+c_2z+c_3e^{-nz}+c_4e^{(r-m)z}+c_5ze^{-nz}+c_6ze^{(r-m)z};$$

$$N_6(z) = d_1 + d_2 z + d_3 e^{-nz} + d_4 e^{(r-m)z} + d_5 z e^{-nz} + d_6 z e^{(r-m)z}; \quad (17)$$

trong đó:

$a_i = a_i^1 + a_i^3 \overline{k}_{23}^* + a_i^6 \overline{k}_{26}^*; b_i = b_i^1 + b_i^3 \overline{k}_{33}^* + b_i^6 \overline{k}_{36}^*; c_i = c_i^1 + c_i^3 \overline{k}_{53}^* + c_i^6 \overline{k}_{56}^*; d_i = d_i^1 + d_i^3 \overline{k}_{63}^* + d_i^6 \overline{k}_{66}^*;$

Do các hằng số a_i, b_i, c_i, d_i khá dài, nên tác giả sẽ không trình bày trong bài báo này.

2.2.2. Ma trận khối lượng

Ma trận khối lượng $\overline{M}_e^*$ của phần tử thanh vát tiết diện chữ I hai đầu liên kết nửa cứng có xét đến ảnh hưởng của lực cắt bao gồm các phần tử $\overline{m}_{ij}^*$ (i; j = 1÷6), được xác định theo công thức:

$$\overline{m}_{ij}^* = \int_0^L m(z) N_i(z) N_j(z) dz. \quad (18)$$

Thực hiện phép tính tích phân biểu thức (18) bằng công cụ phần mềm toán học Mathematica, nhận được các phần tử trong ma trận khối lượng $\overline{M}_e^*$, với các $N_i(z)$ và $N_j(z)$, (i, j = 1÷6) là hàm dạng của phần tử thanh vát tiết diện chữ I có hai đầu liên kết nửa cứng, kể đến ảnh hưởng của lực cắt. Do công thức của các phần tử $\overline{m}_{ij}^*$ khá dài nên tác giả chỉ trình bày công thức của $\overline{m}_{11}^*$ và $\overline{m}_{44}^*$:

$$\overline{m}_{11}^* = \rho \frac{A_1\left(-mL + sinh[mL]\right)}{m\left(-1 + cosh[mL]\right)};\ \overline{m}_{44}^* = \rho \frac{2A_1 e^{2mL}\left(-mL + sinh[mL]\right)}{m\left(-1 + e^{mL}\right)^2};\ \rho \text{ - khối lượng riêng.} \quad (19)$$

3. DAO ĐỘNG RIÊNG CỦA HỆ THANH PHẲNG CÓ LIÊN KẾT NỬA CỨNG

3.1. Phương trình vi phân dao động tự do của toàn kết cấu

Phương trình vi phân dao động của toàn kết cấu trong hệ tọa độ chung, được viết dưới dạng: $M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = R$. Xét dao động hệ hữu hạn bậc tự do khi không có tải trọng ngoài tác động và bỏ qua ảnh hưởng của lực cản, phương trình vi phân dao động có dạng: $M\ddot{U} + KU = 0$.

3.2. Xác định chu kỳ dao động riêng

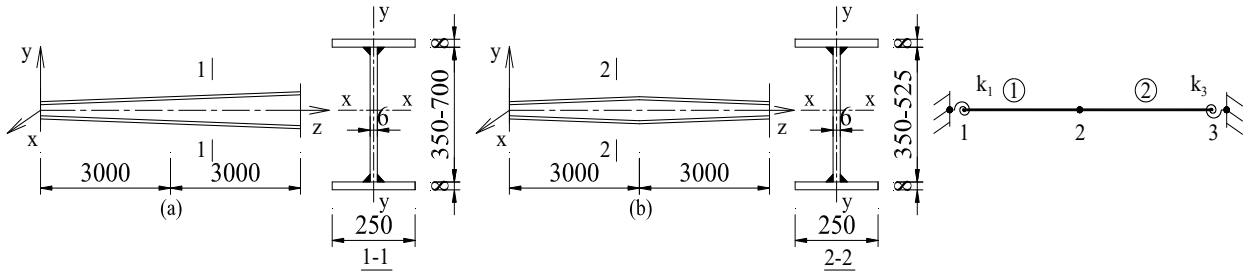
Giả thiết dao động điều hoà, tần số {q} = {q_0}sinωt, thay vào phương trình dao động riêng, dẫn đến: $\left(\left[K\right] - \varpi^2\left[m\right]\right)\{q_0\} = \{0\}$, do dao động xảy ra nên {q_0}và do đó, để phương trình này không có nghiệm tầm thường thì $\left[K\right] - \varpi^2\left[m\right] = 0$. Phương trình này có n nghiệm thực, dương đối với ω_j^2 vì ma trận M, K xác định dương, các nghiệm đó là n tần số dao động riêng ω_j (j = 1, 2, ….n).

4. LẬP TRÌNH TÍNH TOÁN VÀ VÍ DỤ SỐ

4.1. Lập trình tính toán

Trên sơ sở ma trận độ cứng và ma trận khối lượng đã xây dựng, tác giả lập chương trình tính dựa trên phần mềm MathLab 2014 có tên DAC (Dynamic Analysis with Semi - rigid Connections).

4.2. Ví dụ 1: Xác định chu kỳ dao động riêng của dầm thép



Hình 8. Chi tiết dầm thép dùng để khảo sát dao động riêng

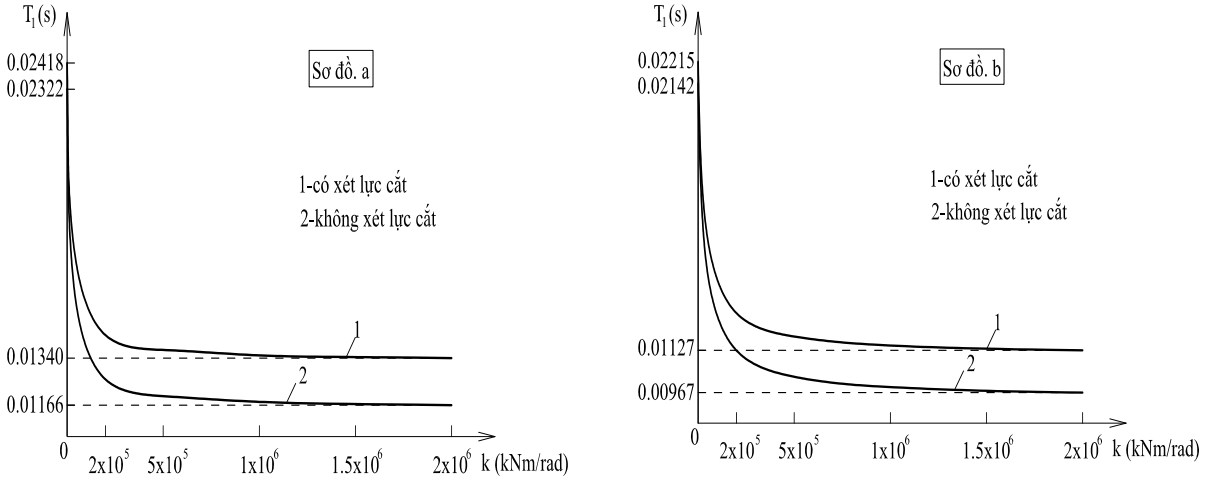
Xác định chu kỳ dao động riêng đầu tiên của dầm vát tiết diện chữ I: chiều dài L = 6 m, mô đun đàn hồi $E = 21\times10^4$ MPa, trọng lượng riêng g = 78,5 kN/m^3, $\upsilon = 0,3$.

Bảng 1. So sánh kết quả chu kỳ dao động riêng thứ nhất của dầm đơn (Hình 8.a)

Độ cứng $k_1 = k_3$ (kNm/rad)	T_1(s) (không kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt trong thanh)			T_1(s) (kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt trong thanh)		
	DAC	SAP 2000	Chênh lệch (%)	DAC	SAP 2000	Chênh lệch (%)
$k = 2,0\times10^6$	0,00956	0,00967	1,1	0,01100	0,01127	2,4
$k = 1,5\times10^6$	0,00963	0,00974	1,1	0,01106	0,01133	2,4
$k = 1,0\times10^6$	0,00977	0,00988	1,1	0,00112	0,01145	2,3
$k = 5,0\times10^5$	0,01016	0,01027	1,1	0,01153	0,01179	2,2
$k = 2,0\times10^5$	0,01114	0,01126	1,1	0,01241	0,01267	2,1
$k = 2,0\times10^2$	0,02142	0,02134	0,4	0,02215	0,02215	0,0

Bảng 2. So sánh kết quả chu kỳ dao động riêng thứ nhất của dầm đơn (Hình 8.b)

Độ cứng $k_1 = k_3$ (kNm/rad)	T_1(s) (không kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt trong thanh)			T_1(s) (kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt trong thanh)		
	DAC	SAP 2000	Chênh lệch (%)	DAC	SAP 2000	Chênh lệch (%)
$k = 2,0\times10^6$	0,01166	0,01172	0,5	0,01340	0,01335	0,2
$k = 1,5\times10^6$	0,01170	0,01176	0,5	0,01342	0,01339	0,2
$k = 1,0\times10^6$	0,01178	0,01184	0,5	0,01348	0,01346	0,2
$k = 5,0\times10^5$	0,01199	0,01206	0,6	0,01368	0,01365	0,2
$k = 2,0\times10^5$	0,01260	0,01267	0,6	0,01422	0,01420	0,2
$k = 2,0\times10^2$	0,02322	0,02306	0,7	0,02418	0,02394	1,0



Hình 9. Biểu đồ quan hệ giữa chu kỳ dao động riêng và độ cứng liên kết cho sơ đồ a và b

Nhận xét:

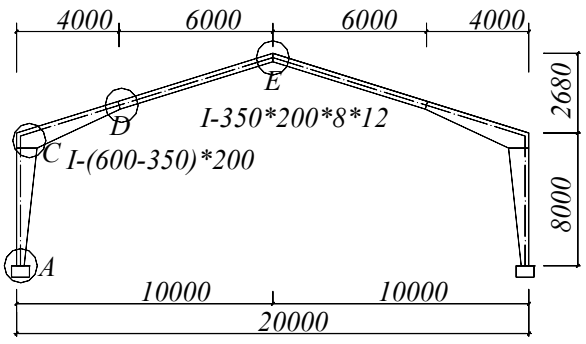
- Nhận thấy khi thay đổi độ cứng của các nút thì sai số của phần mềm DAC và phần mềm SAP2000 là không đáng kể. Do đó có thể nhận xét phương pháp xác định hàm dạng và ma trận khối lượng là có đủ độ tin cậy.

- Sai số so với SAP 2000 của sơ đồ Hình 8.a và sơ đồ Hình 8.b là khác nhau do độ vát của sơ đồ Hình 8.a lớn hơn sơ đồ Hình 8.b. Theo khảo sát của bài báo [6] mà tác giả đã xuất bản thì chỉ xét đối tượng dầm trong phạm vi độ vát $r = h_2/h_1 - 1$ nhỏ hơn 3 là cho kết quả chính xác chấp nhận được. Đối với dầm có độ vát lớn hơn 3 thì phải chia nhỏ dầm ra.

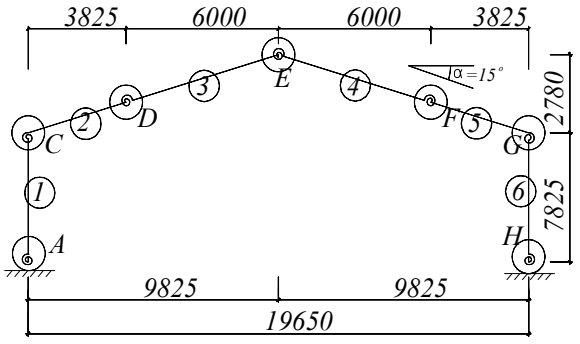
- Qua biểu đồ ở Hình 9 có thể nhận thấy ảnh hưởng của yếu tố lực cắt đến giao động của dầm là tương đối lớn khoảng 15%. Do đó không thể bỏ qua ảnh hưởng của lực cắt trong bài toàn kết cấu thép.

4.3. Ví dụ 2: Xác định chu kỳ dao động riêng của khung thép

Xác định chu kỳ dao động riêng của khung thép, như ở Hình 10 và Hình 11, mô đun đàn hồi E = 21×10^4 MPa, trọng lượng riêng g = 78,5 kN/m^3, υ = 0,3.



Hình 10. Kích thước hình học



Hình 11. Sơ đồ tính toán

Bảng 3. So sánh kết quả chu kỳ dao động riêng của khung thép

Chu kỳ (s)	Không kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt trong thanh			Kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt trong thanh		
	DAC	SAP 2000	Chênh lệch (%)	DAC	SAP 2000	Chênh lệch (%)
T_1	0,3031	0,3016	0,5	0,3013	0,2999	0,5
T_2	0,1740	0,1737	0,2	0,1725	0,1724	0,1
T_3	0,0724	0,0725	0,2	0,0716	0,0717	0,1

5. KẾT LUẬN

Sử dụng mô hình toán học là hàm số mũ cơ số "e", rất thuận lợi để biểu diễn các đặc trưng tiết diện phần tử thanh vát. Trên cơ sở phương pháp chuyển vị, xây dựng ma trận độ cứng và ma trận khối lượng cho phần tử thanh vát, hai đầu thanh liên kết nửa cứng mô phỏng bằng lò xo đàn hồi cho chuyển vị xoay. Kết quả các ma trận vừa xây dựng sử dụng cho bài toán phân tích dao động của dầm đơn và kết cấu khung một nhịp, giá trị chu kỳ dao động riêng so với kết quả của phần mềm SAP 2000 chênh lệch không nhiều (nhỏ hơn 3%), chứng tỏ các ma trận vừa xây dựng đủ độ chính xác và sử dụng cho bài toán phân tích kết cấu hệ thanh phẳng.

Với cách tiếp cận mô hình phần tử thanh vát như trên, cần xây dựng các lớp bài toán phân tích kết cấu khác như: phân tích ổn định, phân tích phi tuyến hình học v.v...

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Nguyễn Tiến Cường (chủ biên), Hồ Dự, Phạm Khắc Hiên. *Các chương trình máy tính thường dùng trong thiết kế xây dựng*. Nhà Xuất bản Khoa học và Kỹ Thuật, (1991)

[2] William McGuire, Richard H. Gallagher, Ronald D. Ziemian. *Matrix Structural Analysis*, Jonh Wiley & Sons, Inc, (2000)

[3] Franklin Y. Cheng, *Matrix Analysis of Structural: Applications and Earthquake Engineering*, Marcel, Dekker, Inc, New York, (2000)

[4] Phạm Trung Thành, Vũ Thành Trung, Nguyễn Hồng Sơn. *So sánh một số mô hình toán học biểu diễn đặc trưng hình học của phần tử thanh vát có liên kết nửa cứng.* Tạp chí Xây dựng (2017), tr. 222-227

[5] Nguyễn Hồng Sơn. *Phân tích kết cấu khung thép phẳng có liên kết nửa cứng phi tuyến,* (2007)

[6] Phạm Trung Thành, Vũ Thành Trung, Nguyễn Hồng Sơn. *Xây dựng ma trận độ cứng và véc tơ tải nút của phần tử thanh vát tiết diện bất kỳ.* Tạp chí Khoa học công nghệ (2016)

[7] Przemieniecki J.S, *Theory of Matrix Structural Analysis*, Mc-Graw Hill Book Company, (1968)

[8] Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints,* (1993)

QUY TRÌNH TÍNH TOÁN ĐÁNH GIÁ SỤP ĐỔ LŨY TIẾN CHO KẾT CẤU KHUNG, VÁCH BTCT BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐƯỜNG TẢI TRỌNG THAY THẾ THEO HƯỚNG DẪN UFC 4-023-03 (2016)

DESIGN PROCEDURES FOR PROGRESSIVE COLLAPSE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES USING ALTERNATE LOAD PATH METHOD FOLLOWING UFC 4-023-03(2016)

KS. Nguyễn Thanh Tùng[1], TS. Phạm Anh Tuấn[2]
[1,2]Viện Khoa học công nghệ xây dựng,
Email: thanhtung0202@gmail.com, anhtuanpham.vn@gmail.com

TÓM TẮT: Sụp đổ lũy tiến là một nguy cơ ngày càng tăng trong xã hội hiện đại và toàn cầu hóa hiện nay. Tuy nhiên, các tiêu chuẩn, hướng dẫn đối với dạng tải trọng sự cố này còn sơ sài, chưa đầy đủ. Trong các tài liệu về thiết kế chống sụp đổ lũy tiến, UFC 4-023-03 (2016) là hướng dẫn do Bộ quốc phòng (BQP) Hoa Kỳ ban hành dành cho các công trình dân dụng và các công trình thuộc BQP quản lý. Có thể nói đây là hướng dẫn duy nhất (cho đến nay) đề cập một cách toàn diện về nguy cơ này. Hướng dẫn này đưa ra các quy định về phân cấp công trình để thiết kế chống sụp đổ lũy tiến, các yêu cầu và phương pháp tính toán tương ứng. Trong UFC 4-023-03, phương pháp đường tải trọng thay thế (còn được gọi là phương pháp dựa trên giả thiết mất cột đột ngột) được chấp nhận và sử dụng rộng rãi trong nghiên cứu và thực tiễn. Bài báo này giới thiệu các yêu cầu và các quy trình chính của UFC 4-023-03 để thực hiện đánh giá kết cấu BTCT chống sụp đổ lũy tiến theo phương pháp này. Bên cạnh đó, một số vấn đề còn tồn tại của Hướng dẫn này cũng được kiến nghị để xem xét nghiên cứu trong tương lai.

TỪ KHÓA: Sụp đổ lũy tiến, đường tải trọng thay thế, bê tông cốt thép, mất cột đột ngột

ABSTRACT: *Progressive collapse is a growing risk in today's modern and globalized society. However, the standards and guidelines for this type of accidental loading are incomplete. In design documents for progressive collapse, UFC 4-023-03 (2016) is a guideline issued by the United States Department of Defense for civil and Department of Defense-administered structures. This is arguably the only guideline to date that comprehensively addresses this risk. This guide sets forth building classifications for designing against progressive collapse, providing the requirements and the relevant calculation approaches. In UFC 4-023-03, the alternate load path (ALP), also known as the column missing assumption, is widely accepted and adopted in research and engineering practice. This paper introduces the requirements and key procedures of UFC 4-023-03 to carry out a progressive collapse-resistant assessment for reinforced concrete structures following this method. In addition, some outstanding issues of the Guideline are also mentioned for future research consideration.*

KEYWORDS: *Progressive collapse; alternate load path; reinforced concrete structure; missing column scenario*

1. MỞ ĐẦU

Sụp đổ lũy tiến (SĐLT) là tình huống khi phá hoại cục bộ xảy ra, dẫn tới phá hoại của các cấu kiện liền kề, từ đó gây ra sự sụp đổ trên diện rộng. Tiêu chuẩn ASCE 7-10 định nghĩa SĐLT là "sự lan rộng của thiệt hại cục bộ, từ một sự kiện bắt đầu, từ phần tử này sang phần tử khác dẫn đến sự

sụp đổ của toàn bộ kết cấu hoặc một phần lớn kết cấu một cách không tương xứng". Theo quan điểm phân tích, SĐLT xảy ra khi một kết cấu có mô hình tải trọng hoặc các điều kiện biên bị thay đổi dẫn đến các phần tử kết cấu khác (liền kề) bị vượt tải quá khả năng chịu lực và do đó sụp đổ.

Kể từ sự kiện sụp đổ công trình Ronan Point ở London, các yêu cầu thiết kế liên quan đến thiện tính toàn vẹn, độ chắc chắn và khả năng phục hồi của các kết cấu để chống lại SĐLT đã được lần lượt đưa vào tiêu chuẩn thiết kế (ACI 318-11; EN 1991-1-7) cũng như các hướng dẫn thiết kế (DoD 2016; GSA 2003). Các phương pháp thiết kế cho SĐLT có thể được phân loại thành các phương pháp gián tiếp và trực tiếp. Phương pháp gián tiếp chỉ định mức độ liên kết (giằng) tối thiểu giữa các bộ phận kết cấu khác nhau và không cần phân tích khả năng chịu lực. Phương pháp gián tiếp không phụ thuộc vào bản chất của nguy cơ gây phá hoại. Trong GSA 2003 và UFC 4-023-03 (DoD 2016), phương pháp gián tiếp được thực hiện bằng phương pháp thiết kế lực giằng, trong đó các bộ phận kết cấu của công trình được gắn kết với nhau một cách cơ học, nhằm tăng cường tính liên tục, độ dẻo và sự phát triển của hiệu ứng màng kéo và hiệu ứng dây căng. Tuy nhiên, vì SĐLT là một nguy cơ hiếm gặp, ảnh hưởng thực tế của phương pháp gián tiếp hiếm khi được xác minh bằng các thảm họa thực tế hoặc kết quả thử nghiệm.

Phương pháp đường tải trọng thay thế (ALP - Alternate Load Path) (còn được gọi là phương pháp đường tải trọng danh nghĩa trong Eurocode) dùng để đánh giá khả năng SĐLT được thực hiện bằng cách loại bỏ một hoặc một số phần tử chịu lực chính của kết cấu (tức là tạo ra một hư hỏng ban đầu) và phân tích phần còn lại kết cấu để xác định xem thiệt hại ban đầu này có lan truyền hay không. Phương pháp này không yêu cầu thông tin cụ thể của hiểm họa gây ra sự mất mát của các cấu kiện cụ thể. Do đó, đây là một cách tiếp cận không phụ thuộc vào hiểm họa và phương pháp có thể áp dụng được với bất kỳ loại hiểm họa nào có thể gây hư hỏng cấu kiện. Các quy trình để phân tích các kết cấu còn lại bao gồm tĩnh đàn hồi tuyến tính (LS), tĩnh phi tuyến (NLS), động đàn hồi tuyến tính và động phi tuyến (NLD). Về bản chất, SĐLT là một hiện tượng mang tính động và phi tuyến. Do đó, quy trình LS yêu cầu sử dụng hệ số tăng tải (LIF) để kể đến cả hiệu ứng động và phi tuyến, và quy trình NLS yêu cầu hệ số tăng động (DIF) để kể đến hiệu ứng quán tính.

2. GIỚI THIỆU TỔNG QUÁT VỀ UFC 4-023-03 (2016)

Hướng dẫn UFC 4-023-03 Design of buildings to resist progressive collapse "Thiết kế công trình chống SĐLT", hay còn gọi tắt là DoD, được biên soạn và ban hành bởi Bộ Quốc phòng Hòa Kỳ (Department of Defence). Hướng dẫn này có hai phiên bản chính là 2003 và 2009, với những thay đổi căn bản ở phiên bản 2009 so với 2003, đặc biệt là về các tính toán hệ số động trong phương pháp đường tải trọng thay thế. Cho đến nay, phiên bản 2009 đã có các cập nhật vào các năm 2013, 2016. Phiên bản Hướng dẫn được trình bày trong bài báo này là phiên bản 2016, được gọi tắt là DoD2016. Trong UFC 4-023-03 (DoD 2016), phương pháp ALP không được áp dụng cho các phần tử kết cấu hoặc liên kết mà không thể cung cấp độ bền theo phương dọc, ngang hoặc theo phương chu vi của công trình. Với phương pháp ALP, các người thiết kế phải chỉ ra rằng một kết cấu có khả năng vượt nhịp qua một phần tử kết cấu đã bị mất và mức độ thiệt hại không được vượt quá giới hạn thiệt hại. Điều này có nghĩa là ALP được sử dụng cùng với khả năng chống uốn của các bộ phận kết cấu, và ứng xử dây căng hoặc màng kéo do các lực

giằng trong kết cấu cung cấp được coi là giới hạn trên của chịu lực. Ngoài ra, các phương pháp và các tiêu chí được sử dụng trong ASCE 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 2007) được áp dụng và điều chỉnh trong DoD 2016, để giúp cho việc phân tích tĩnh tuyến tính LS (Linear Static) và phân tích tĩnh phi tuyến NLS (NonLinear Static) có thể được các kỹ sư tiến hành một cách hợp lý. Vì SĐLT là một sự kiện động và phi tuyến, các trường hợp tải cho các quy trình tính toán tĩnh yêu cầu sử dụng các hệ số để kể đến các hiệu ứng quán tính và phi tuyến. Giả thiết rằng phân tích tuyến tính là tương đương với kết quả của phân tích động phi tuyến NLD (Nonlinear Dynamic) thông qua việc nhân tải trọng với hệ số tăng tải (Load I Factor) và kết quả của phân tích tĩnh phi tuyến tương đương với kết quả của phân tích động phi tuyến thông qua việc nhân tải trọng với hệ số tăng động (Dynamic I Factor).

2.1. Phân cấp công trình chống sụp đổ lũy tiến

Theo yêu cầu thiết kế chống SĐLT theo về UFC 4-023-03 (2016), có 4 cấp công trình và 3 phương pháp thiết kế chính. Cấp rủi ro được lấy từ các định nghĩa trong tài liệu Kỹ thuật kết cấu UFC 3-301-01 của Bộ Quốc phòng Mỹ. Cấp rủi ro có thể được coi là thước đo hậu quả của sự kiện SĐLT và dựa trên hai yếu tố chính: số lượng người cư trú và chức năng hoạt động của công trình (thể hiện trong Bảng 1).

Bảng 1. Cấp rủi ro

Công năng cho cư trú	Cấp rủi ro theo DoD 2016
Các công trình thuộc Cấp rủi ro I trong Bảng 2-2 của UFC 3-301-01. Công trình có ít người sử dụng	I
Các công trình thuộc Cấp rủi ro II trong Bảng 2-2 của UFC 3-301-01. Các công trình có người ở với ít hơn 50 người, các công trình phục vụ mục đích tập trung, nhà ở dành cho gia đình tập trung nhiều người.	II
Các công trình thuộc Cấp rủi ro III trong Bảng 2-2 của UFC 3-301-01.	III
Các công trình thuộc Cấp rủi ro IV trong Bảng 2-2 của UFC 3-301-01. Công trình thuộc Cấp rủi ro V trong Bảng 2-2 của UFC 3-301-01.	IV

Bảng 2. Cấp rủi ro và yêu cầu thiết kế

Cấp rủi ro	Yêu cầu thiết kế
I	Không có yêu cầu
II	Tùy chọn 1: Lực giằng (TF - Tie Force) cho toàn bộ kết cấu và sức kháng cục bộ tăng cường (ELR - Enhanced Local Resitance) cho các cột hoặc tường ở góc và cận góc ở tầng 1. Tùy chọn 2: Đường tải trọng thay thế (ALP) cho các vị trí loại bỏ cột và tường được chỉ định.
III	Đường tải trọng thay thế cho các vị trí loại bỏ cột và tường được chỉ định và Lực kháng cục bộ tăng cường cho tất cả các cột hoặc tường biên của tầng 1.
IV	Lực giằng và Đường tải trọng thay thế cho các vị trí loại bỏ cột và tường được chỉ định và Lực kháng cục bộ tăng cho tất cả các cột hoặc tường biên của tầng 1.

3. GIỚI THIỆU VỀ PHƯƠNG PHÁP ĐƯỜNG TẢI TRỌNG THAY THẾ

3.1. Định nghĩa

Trong phương pháp đường tải trọng thay thế (ALP), khả năng của hệ kết cấu để phân phối lại tải trọng và duy trì ổn định sau khi mất một phần tử chịu lực chính, chẳng hạn như cột, tường, v.v. được đánh giá. Việc này có thể được thực hiện bằng cách cố ý loại bỏ một hoặc một số phần tử chịu lực và phân tích kết cấu còn lại ở trạng thái tựa tĩnh để xác định xem thiệt hại ban đầu này có lan truyền hay không. Phương pháp này được ưu tiên so với các phương pháp khác vì nó không phụ thuộc vào nguyên nhân, không yêu cầu mô tả đặc điểm của sự kiện gây mất phần tử chịu lực và do đó có thể áp dụng cho bất kỳ loại nguy hiểm nào.

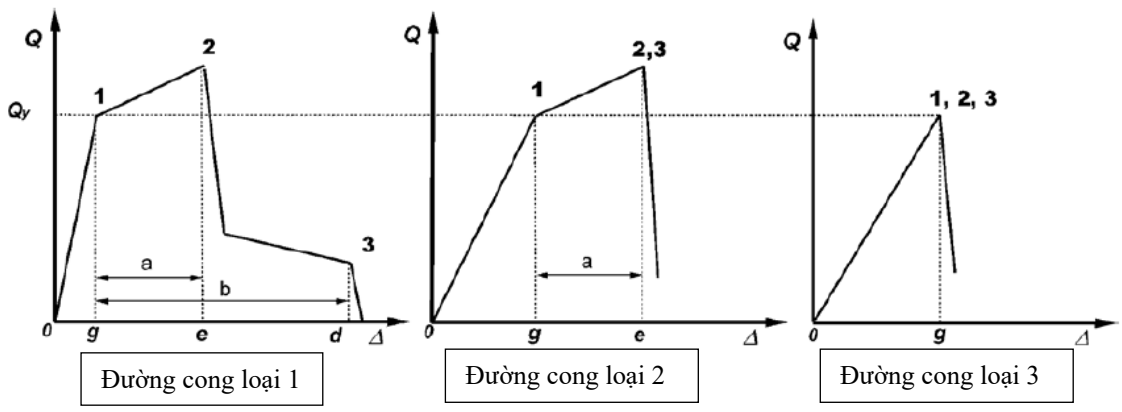
Kết cấu phải có khả năng vượt nhịp qua các phần tử chịu tải thẳng đứng bị mất tại các vị trí cụ thể trên mặt bằng công trình. Nếu không thể chứng minh khả năng vượt nhịp khi một trong các phần tử chịu tải bị mất, kết cấu phải được thiết kế lại hoặc tăng khả năng vượt nhịp qua cột bị mất.

3.2. Cấu kiện chính và phụ

DoD 2016 quy định tất cả các phần tử kết cấu và bộ phận là chính hoặc phụ. Các phần tử kết cấu và bộ phận cung cấp khả năng chống sụp đổ của kết cấu do mất phần tử chịu tải trọng thẳng đứng được phân loại là cấu kiện chính. Tất cả các phần tử và bộ phận khác là là cấu kiện phụ. Ví dụ, một dầm thép thẳng đứng có thể được phân loại là phần tử phụ nếu nó được giả định là liên kết khớp ở cả hai đầu và người thiết kế bỏ qua khả năng chịu uốn tại liên kết; nếu liên kết được mô hình là bị ngàm một phần và do đó góp phần chống lại sự sụp đổ, thì nó là cấu kiện chính.

3.3. Ứng xử kiểm soát chuyển vị và kiểm soát lực

DoD 2016 quy định phân loại tất cả các ứng xử là dạng kiểm soát chuyển vị hoặc kiểm soát lực bằng cách các đường cong quan hệ lực-chuyển vị của cấu kiện như được thể hiện trong Hình 1 (được quy định trong ASCE 41). Ví dụ về các ứng xử kiểm soát chuyển vị và lực được liệt kê trong 3. Ứng xử kiểm soát chuyển vị là ứng xử có tính dẻo, ví dụ: chịu uốn. Ứng xử kiểm soát lực là ứng xử giòn, ví dụ: chịu cắt.



Hình 1. Định nghĩa ứng xử kiểm soát lực và kiểm soát chuyển vị, theo ASCE 41

Việc xác định ứng xử của cấu kiện chính là dạng kiểm soát chuyển vị nếu nó có đường cong Loại 1 và e ≥ 2g hoặc, nó có đường cong Loại 2 và e ≥ 2g. Việc xác định ứng xử của cấu kiện chính là dạng kiểm soát lực nếu nó có đường cong Loại 1 hoặc Loại 2 và e < 2g hoặc nếu nó có đường cong Loại 3.

Xác định ứng xử của cấu kiện phụ là kiểm soát chuyển vị nếu nó có đường cong Loại 1 cho bất kỳ tỷ lệ e/g nào hoặc nếu nó có đường cong Loại 2 và e ≥ 2g. Xác định ứng xử của cấu kiện phụ dưới dạng kiểm soát lực nếu nó có đường cong Loại 2 và e < 2g, hoặc nếu nó có đường cong Loại 3.

Bảng 3. Các dạng ứng xử kiểm soát lực và kiểm soát chuyển vị theo ASCE 41

Cấu kiện	Kiểm soát chuyển vị	Kiểm soát lực
Khung chịu mô men - Dầm - Cột - Nút	 Mô men (M) M	 Lực cắt (V) Tải dọc trục (P), V V[1]
Tường chịu lực	M, V	P
Hệ khung có giằng - Thanh giằng - Dầm - Cột - Liên kết chịu cắt	 P -- -- V	 -- P P P, M
Liên kết	P, V, M[2]	P, V, M

4. CÁC PP PHÂN TÍCH SỬ DỤNG THAY CHO PP ĐƯỜNG TẢI TRỌNG THAY THẾ

Đối với cả ba loại phân tích (LS, NLS và NLD), công trình được coi là đảm bảo về mặt kết cấu nếu không có phần tử, bộ phận hoặc liên kết chính và phụ nào vượt quá tiêu chí chấp nhận về chịu lực. Nếu việc phân tích dự đoán rằng bất kỳ phần tử, bộ phận hoặc liên kết nào không đáp ứng các tiêu chí về chịu lực, thì công trình đó không đáp ứng các yêu cầu về SĐLT và phải được thiết kế lại hoặc gia cường để loại bỏ phần tử không phù hợp.

4.1. Phân tích tĩnh tuyến tính (LS)

Việc sử dụng phương pháp LS được giới hạn trong các kết cấu đáp ứng các yêu cầu sau đây về các sự bất thường. Một kết cấu được coi là bất thường nếu bất kỳ điều nào sau đây là đúng:

- Tồn tại những điểm gián đoạn đáng kể trong hệ thống chịu tải trọng thẳng đứng và chịu lực ngang của một công trình, bao gồm cả sự lệch trục của các phần tử thẳng đứng chính, dầm chuyển . Các khoảng lùi trong kết cấu không được coi là một sự bất thường.

- Tại bất kỳ cột bên ngoài nào, ngoại trừ ở các góc, tại mỗi tầng trong kết cấu khung, tỷ lệ độ cứng và/hoặc độ bền của nhịp từ mặt này sang mặt kia của cột nhỏ hơn 50%. Ba ví dụ là;

a) chiều dài của các nhịp liền kề thay đổi đáng kể, b) các dầm ở hai bên của cột khác nhau đáng kể về chiều cao và/hoặc độ bền, và c) độ bền và/hoặc độ cứng của liên kết khác nhau đáng kể ở hai bên của cột.

- Đối với tất cả các tường chịu lực ở biên, ngoại trừ các tường ở góc và đối với mỗi tầng trong kết cấu tường chịu lực, tỷ số độ cứng và/hoặc cường độ của tường từ mặt này của tường với mặt kia của tường là nhỏ hơn 50%.

- Các phần tử thẳng đứng chịu tải trọng ngang không song song với các trục trực giao chính của hệ thống kháng lực ngang.

4.2. Phân tích tĩnh phi tuyến (NLS)

Để mô hình hóa, phân tích và đánh giá một công trình, cần sử dụng mô hình không gian ba chiều của các phần tử và bộ phận. DoD 2016 không cho phép dùng mô hình hai chiều (phẳng). Trong mô hình kết cấu, ngoài các phần tử kết cấu chính, việc bao gồm các cấu kiện phụ trong mô hình là tùy chọn. Tuy nhiên, nếu bỏ qua các cấu kiện phụ trong mô hình, chúng phải được kiểm tra sau khi phân tích, dựa trên các tiêu chí kiểm soát chuyển vị. Cần lưu ý rằng các hệ số giảm cường độ được áp dụng cho các mô hình cường độ phi tuyến của các cấu kiện kiểm soát chuyển vị (ví dụ, độ bền uốn danh nghĩa của dầm hoặc của liên kết được nhân với hệ số Φ thích hợp).

4.3. Phân tích động phi tuyến (NLD)

Không có yêu cầu hạn chế nào khi áp dụng phương pháp này.

5. CÁC VỊ TRÍ MẤT CỘT CẦN XEM XÉT

Tùy thuộc vào cấp rủi ro và vị trí cột có thể bị mất, DoD 2016 đưa ra các yêu cầu cụ thể về các vị trí của cột bị mất cần phải kể đến trong tính toán.

5.1. RC II Tùy chọn 2, RC III và IV cho các cột biên

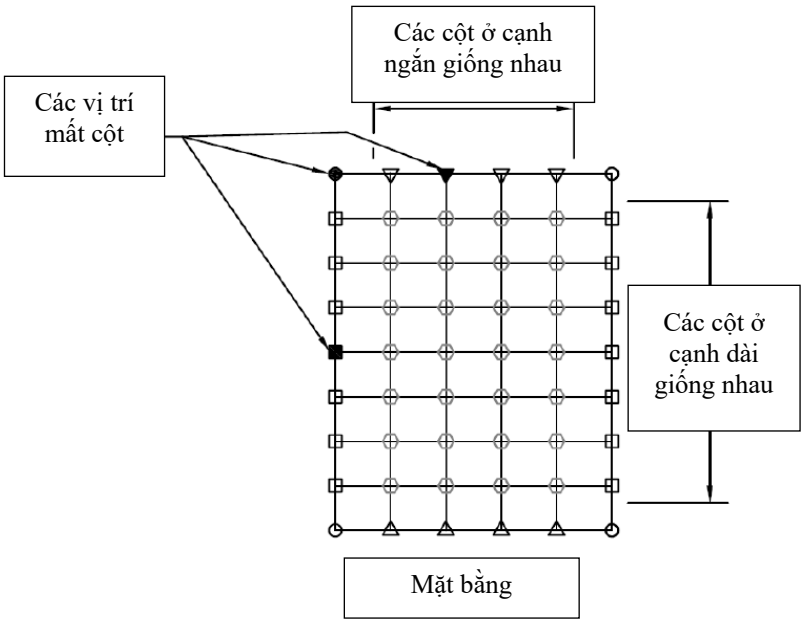
Đối với RC II Tùy chọn 2, RC III và RC IV, tối thiểu, cần loại bỏ các cột biên gần điểm giữa cạnh ngắn, gần điểm giữa cạnh dài và ở góc của công trình, như thể hiện trong Hình 2. Cũng cần loại bỏ các cột tại các vị trí mà hình dạng mặt bằng của kết cấu thay đổi đáng kể. Các kỹ sư cần sử dụng đánh giá kỹ thuật dựa trên kinh nghiệm bản thân để xác định các vị trí cột quan trọng cần loại bỏ.

Đối với mỗi vị trí mặt bằng được xác định để loại bỏ phần tử chịu lực, cần thực hiện phân tích ALP cho các tầng sau:

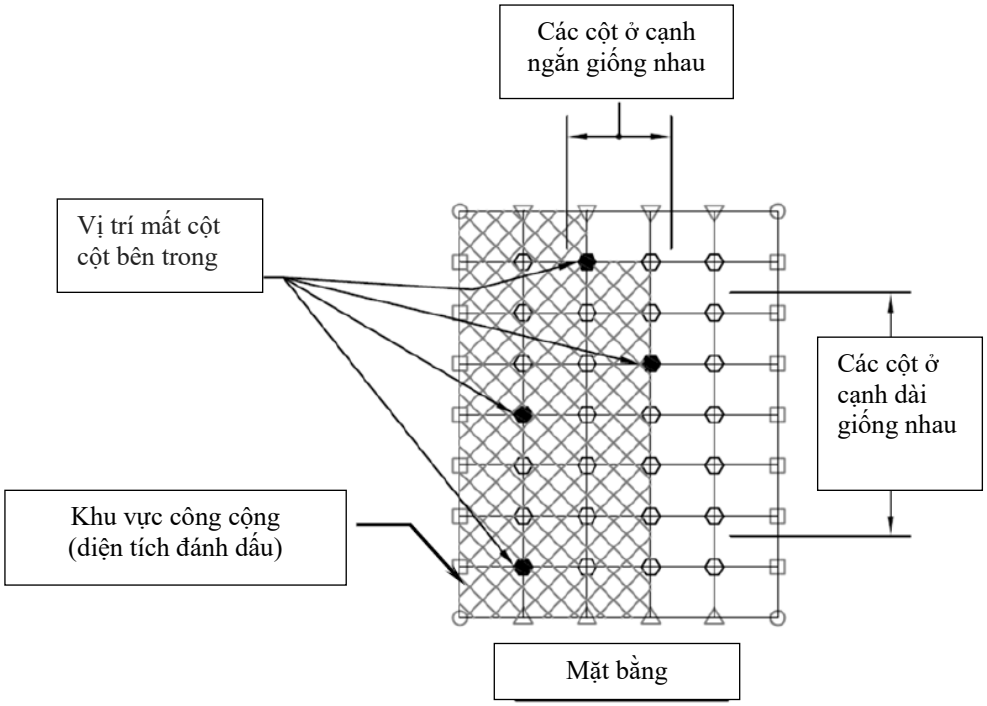
- Tầng một nằm trên nền;
- Tầng ngay dưới mái;
- Tầng giữa chiều cao nhà;
- Tầng phía trên vị trí của nối cột hoặc thay đổi kích thước cột.

5.2. RC II Tùy chọn 2, RC III va RC IV cho cột giữa

Đối các kết cấu thuộc RC II Tùy chọn 2, RC III và RC IV có bãi đậu xe ngầm hoặc các khu vực tiếp cận công cộng không được kiểm soát, việc loại bỏ các cột bên trong gần điểm giữa cạnh ngắn, gần điểm giữa cạnh dài và ở góc của không gian không được kiểm soát, như thể hiện trong Hình 3. Cột bị loại bỏ kéo dài từ tầng của khu vực bãi đậu xe ngầm hoặc khu vực tầng công cộng không được kiểm soát đến tầng tiếp theo (nghĩa là chiều cao một tầng phải được loại bỏ). Các cột bên trong cũng phải được loại bỏ tại các vị trí quan trọng khác trong khu vực tiếp cận công cộng không được kiểm soát.



Hình 2. Ví trí của các cột biên bị loại bỏ cho các kết cấu thuộc RCII Tùy chọn 2, RC III và IV



Hình 3. Ví trí của các cột giữa bị loại bỏ cho các kết cấu thuộc RCII Tùy chọn 2, RC III và IV

6. YÊU CẦU VỀ TẢI TRỌNG TRONG TÍNH TOÁN MẤT CỘT

DoD 2016 quy định cụ thể các tải trọng thẳng đứng và các hệ số an toàn/giảm tải tương ứng của các tải trọng đó mà thiết kế cần kể đến. Các hệ số tải trọng phụ thuộc vào phương pháp phân tích sử dụng.

6.1. Phân tích đàn hồi tĩnh (LS)

Đối với cấu kiện kiểm soát chuyển vị (Displacement Controlled Procedure)

Tải trọng thẳng đứng được tăng lên cho các khu vực sàn phía trên cột hoặc tường bị mất: Áp dụng tổ hợp tải trọng thẳng đứng tăng lên như sau cho các nhịp ngay cạnh phần tử bị mất và ở tất cả các tầng phía trên phần tử bị mất.

$$G_{LD} = \Omega_{LD} [1.2\ D + (0.5\ L \text{ or } 0.2\ S)]$$

trong đó

G_{LD} : tăng tải trọng thẳng đứng tăng cường cho các ứng xử kiểm soát chuyển vị cho Phân tích tĩnh tuyến tính;

D : tĩnh tải;

L : hoạt tải;

S : tải tuyết;

Ω_{LD} : hệ số tăng tải để tính toán cho các ứng xử kiểm soát chuyển vị trong phân tích LS; sử dụng giá trị thích hợp cho kết cấu tường có khung hoặc tường chịu lực (Bảng 4).

Đối với cấu kiện kiểm soát lực (Load Controlled Procedure)

$$G_{LF} = \Omega_{LF} [1.2\ D + (0.5\ L \text{ or } 0.2\ S)]$$

trong đó

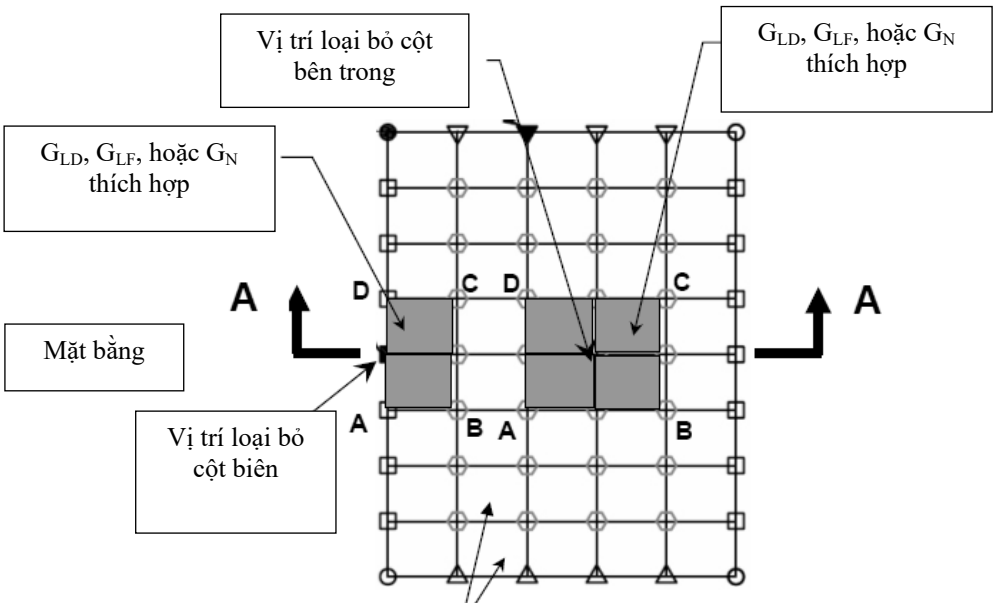
G_{LF} : tăng tải trọng thẳng đứng tăng cường cho các ứng xử được kiểm soát lực cho phân tích Tĩnh tuyến tính;

Ω_{LF} : hệ số tăng tải, sử dụng giá trị thích hợp cho kết cấu tường có khung hoặc tường chịu lực (Bảng 4). Hệ số vượt tải Ω_{LF} kể đến cả hiệu ứng phi tuyến và hiệu ứng động.

Bảng 4. Hệ số tăng tải cho phân tích LS

Vật liệu	Loại cấu kiện	Ω_{LD}, Kiểm soát chuyển vị	Ω_{LF}, Kiểm soát lực
Thép	Khung	$0.9\ m_{LIF} + 1.1$	2.0
Bê tông cốt thép	Khung[A]	$1.2\ m_{LIF} + 0.80$	2.0
	Tường chịu lực	$2.0\ m_{LIF}$	2.0

Trong Bảng 4, m_{LIF} là giá trị m nhỏ nhất của bất kỳ phần tử dầm, hoặc tường được liên kết trực tiếp với cột hoặc tường ngay phía trên vị trí mất cột hoặc tường. Đối với mỗi phần tử dầm, hoặc tường, m được quy định trong ASCE 41 và được hiệu chỉnh giá trị cho phù hợp trong DoD 2016.



Hình 4. Khu vực tải trọng tăng ngay phía trên cột bị mất

6.2. Phân tích tĩnh phi tuyến (NLS)

Phân tích này áp dụng chung tổ hợp tải trọng cho cả ứng xử kiểm soát chuyển vị và lực. Tải trọng thẳng đứng tăng cường cho các khu vực sàn phía trên cột hoặc tường bị mất như sau:

$$G_N = \Omega_N [1.2\ D + (0.5\ L \text{ or } 0.2\ S)]$$

trong đó

G_N : tải trọng thẳng đứng tăng cường cho phân tích NS;

Ω_N : hệ số kể đến hiệu ứng động của tải trọng (Bảng 5).

Bảng 5. Hệ số tăng tải do hiệu ứng động cho phân tích NLS

Vật liệu	Loại cấu kiện	Ω_N
Thép	Khung	$1.08 + 0.76/(\theta_{pra}/\theta_y + 0.83)$
Bê tông cốt thép	Khung	$1.04 + 0.45/(\theta_{pra}/\theta_y + 0.48)$
	Tường chịu lực	2

Trong Bảng 5, θ_{pra} là góc xoay dẻo được đưa ra trong các bảng tiêu chí chấp nhận trong ASCE 41 và được UFC áp dụng để đánh giá mức độ ứng xử phù hợp của kết cấu; θ_y là góc xoay chảy dẻo. Đối với bê tông cốt thép, θ_y được xác định với các giá trị độ cứng hiệu dụng được cung cấp trong Bảng 10-5 trong ASCE 41.

Quy trình tác dụng của tải trọng:

Tác dụng tải bằng cách sử dụng lịch sử tải trọng bắt đầu từ 0 và tăng dần lên đến giá trị cuối cùng (phân tích đẩy dần). Áp dụng ít nhất 10 bước tải để đạt tổng tải trọng tác dụng.

6.3. Phân tính động phi tuyến (NLD):

Áp dụng tổ hợp tải trọng thẳng đứng sau cho toàn bộ kết cấu.

$$G_{ND} = 1.2\ D + (0.5\ L \text{ or } 0.2\ S)$$

trong đó

G_{ND} : tải thẳng đứng cho Phân tích động phi tuyến.

Đối với phân tích ND, không áp dụng hệ số vượt tải do tác động động hay phi tuyến nữa.

Quy trình tác dụng của tải trọng:

Bắt đầu từ bước tải 0, tăng tải thẳng đứng một cách đơn điệu lên toàn bộ mô hình (lúc này phần tử cột hoặc tường vẫn chưa bị mất) cho đến khi đạt được trạng thái cân bằng.

Sau khi đạt được trạng thái cân bằng cho kết cấu, tiến hành loại bỏ cột hoặc phần tường. Thời gian mất cột phải ít hơn một phần mười khoảng thời gian liên quan đến dạng ứng xử của kết cấu theo phương đứng cho các nhịp ngay trên cột bị mất (chu kỳ dao động cơ bản). Việc phân tích phải tiếp tục cho đến khi đạt được chuyển vị lớn nhất.

7. CÁC YÊU CẦU RIÊNG ĐỐI VỚI KẾT CẤU BTCT

7.1. Hệ số giảm độ bền ϕ

DoD 2016 áp dụng tính toán độ bền của cấu kiện BTCT theo tiêu chuẩn ACI 318, do đó trong tính toán cần kể đến hệ số giảm độ bền ϕ.

7.2. Các yêu cầu về vật liệu

Trong tính toán thiết kế, cần sử dụng giới hạn dưới của vật liệu cốt thép.

7.3. Các yêu cầu về độ dẻo (ductility) của nút/cấu kiện dầm

Đối với công trình xây dựng mới và hiện hữu, cường độ thiết kế và khả năng xoay của dầm và các nút dầm-cột phải được xác định theo hướng dẫn trong ASCE-41.

8. BÌNH LUẬN VỀ PHƯƠNG PHÁP ALP CỦA DOD 2016

Qua việc phân tích, giới thiệu quy trình tính toán thiết kế chống SĐLT cho kết cấu BTCT được quy định trong UFC 4-023-03 (DoD 2016), có thể nhận thấy một số vấn đề còn giới hạn khi áp dụng phương pháp đường tải trọng thay thế cho kết cấu BTCT theo Hướng dẫn này như sau:

- Chủ yếu áp dụng cho hệ kết cấu truyền thống dạng khung (dầm-cột) hoặc hệ dạng tường chịu lực (vách).

- Chưa có hướng dẫn cụ thể cho các hệ kết cấu khác hiện đang rất thịnh hành ở Việt Nam như: sàn phẳng, sàn ứng lực trước, BTCT lắp ghép.

- Một số loại kết cấu BTCT nguy hiểm khi chịu mất cột, cần tránh trong thực hành thiết kế chống SĐLT là: kết cấu dầm/sàn chuyển, kết cấu dễ bị phá hoại do chọc thủng, ví dụ sàn phẳng không có mũ cột v.v.

Hiện nay tại Việt Nam, thị trường xây dựng ngày càng phát triển, nhiều công trình cao tầng bằng BTCT được xây dựng. Tuy nhiên, vấn đề xem xét đến nguy cơ mất an toàn do sụp đổ lũy tiến chưa được đặt ra trong quá trình thiết kế. Ngoài ra, các kết cấu BTCT đặc biệt mà DOD 2016 chưa kể đến như sàn phẳng, kết cấu sàn ứng lực trước, dầm chuyển hiện đang được áp dụng khá phổ biến ở Việt Nam. Do đó cần có các nghiên cứu về thực nghiệm cũng như phân tích lý thuyết, phân tích phần tử hữu hạn để xem xét đến nguy cơ này cho các công trình BTCT ở Việt Nam.

9. KẾT LUẬN

- SĐLT là một nguy cơ ngày càng tăng trong xã hội hiện đại và toàn cầu hóa hiện nay. Tuy nhiên, các tiêu chuẩn, hướng dẫn còn sơ sài, chưa đầy đủ. UFC 4-023-03 (DoD 2016) là hướng dẫn duy nhất (cho đến nay) đề cập một cách toàn diện về các phương pháp tính toán chi tiết để phòng tránh nguy cơ này.

- Phương pháp đường tải trọng thay thế ALP được cho phép áp dụng trong UFC 4-023-03 (DoD 2016) là một phương pháp thuận tiện cho kỹ sư kết cấu để tiếp cận vấn đề thiết kế chống sụp đổ lũy tiến. Các quy trình và yêu cầu đưa ra là có thể áp dụng được.

- Cần có thêm nghiên cứu về các vấn đề chưa được đề cập toàn diện trong UFC 4-023-03 (DoD 2016) đối với kết cấu BTCT như: kết cấu sàn phẳng, kết cấu ứng lực trước, đúc sẵn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Department of Defense. Design of buildings to resist progressive collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. Washington, D.C, 2016.

[2] General Services Administration. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, Washington, D.C, 2003.

[3] American Society of Civil Engineers (ASCE). Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE 7-10. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2010.

[4] American Concrete Institute. ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete, 2011.

[5] European Committee for Standardization. Eurocode 1: Actions on structures-General actions-Accidental actions, EN 1991-1-7: 2006. CEN, Brussels, 2006.

[6] ASCE/SEI. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06). American Society of Civil Engineers, Reston, VA, US: ASCE/SEI Seismic Rehabilitation Standards Committee; 2007.

[7] Department of Defense. STRUCTURAL ENGINEERING, UFC 3-301-01. Washington, D.C, 2019.

NGHIÊN CỨU KHẢ NĂNG CHỊU CẮT CỦA DẦM CAO UHPC

SHEAR STRENGTH OF UHPC DEEP BEAM

ThS. Trần Phương[1], KS. Nguyễn Phương Tùng[2], TS. Đỗ Tiến Thịnh[3]
[1,2,3]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: phuongtran.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Trong những năm gần đây, nhờ những tiến bộ về công nghệ trong lĩnh vực vật liệu nói chung và bê tông nói riêng, nhiều loại bê tông có cường độ từ cao đến rất cao ra đời. Cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông có thể đạt đến 100-120 MPa hoặc cao hơn. Bên cạnh đó, nếu bổ sung cốt sợi thép, cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông có thể đạt đến 130-160 MPa. Đặc biệt, việc bổ sung sợi thép làm tăng đáng kể khả năng chịu kéo, cả về cường độ và biến dạng. Để phục vụ cho việc ứng dụng rộng rãi của vật liệu mới trong thực tiễn, nhóm tác giả thực hiện nghiên cứu khảo sát khả năng chịu cắt của dầm cao cấu tạo từ bê tông cường độ cao có và không có gia cường cốt sợi thép. Các tính toán lý thuyết theo tiêu chuẩn Eurocode 2 và bằng phương pháp phân tích phần tử hữu hạn được so sánh với kết quả với thí nghiệm kiểm chứng. Kết quả nghiên cứu cho thấy: (i) các giả thiết tính toán lý thuyết phù hợp với kết quả thực nghiệm với độ tin cậy cao, các sai số về lực phá hủy và độ võng trong phạm vi 15% theo hướng thiên về an toàn; (ii) khả năng tăng cường sức kháng cắt của cốt sợi thép lến tới hơn 300% so với không gia cường.

TỪ KHÓA: dầm cao, eurocode 2, sức kháng cắt, bê tông cường độ cao gia cường cốt sợi thép.

ABSTRACT: *In recent years, thanks to advanced progress in the construction material in general and concrete in particular, many types of concrete with high to very high strength have been produced. The compressive strength of concrete can reach 100-120 MPa, especially if fiber reinforcement is added, the compressive strength of concrete can grow up to 130-160 MPa. To encourage the application of these new types of concrete in Vietnam, the authors perform a study about the shear behavior of deep beams of high strength concrete with and without fiber reinforcement. Analytical analysis in accordance of the recommendations in Eurocode 2 Standard and numerical analysis by finite element method should be compared to experimental results. The main results show that: (i) a good agreement between analytical analysis and experimental one, deviation in failure force and deflection is about of 15% in the conservative way; (ii) an increase of 300% of shear strength in case of fiber reinforcement concrete.*

KEYWORDS: *deep beam, eurocode 2, shear strength, UHPC.*

1. GIỚI THIỆU

Trong những năm gần đây, nhờ những tiến bộ về công nghệ trong lĩnh vực vật liệu nói chung và bê tông nói riêng, nhiều loại bê tông có cường độ từ cao đến rất cao ra đời. Cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông có thể đạt đến 100-120MPa, đặc biệt nếu bổ sung cốt sợi thép, cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông có thể đạt đến 130-160MPa [1,2,3,4]. Trên thế giới, các nghiên cứu về vật liệu bê tông siêu tính năng gia cường cốt sợi thép (UHPC) được thực hiện tại nhiều quốc gia trong đó đi đầu là Pháp, Mỹ, Hàn Quốc, Trung Quốc. Song song với quá trình nghiên cứu về thành phần vật liệu, các đặc trưng cơ lý của bê tông UHPC, các tiêu chuẩn tính toán cho bê tông UHPC cũng được quan tâm phát triển [5,6,7,8,9]. Các ứng dụng về bê tông UHPC có thể thấy tại các công trình cầu đường, nhà, hạ tầng, trang trí kiến trúc [2,3].

Tại Việt Nam, các nghiên cứu về bê tông UHPC cũng được quan tâm với các công trình nghiên cứu của [2,3,4,10,11]. Các nghiên cứu đã cho thấy sức kháng uốn của cấu kiện khi bê tông được bổ sung thành phần sợi thép được tăng cường.

Một số nghiên cứu trên thế giới cũng đã đánh giá vai trò của sợi thép phân tán đối với khả năng chịu cắt của dầm UHPC [12,13,14]. Các tính toán dự báo khả năng chịu cắt của cấu kiện được thực hiện. Tuy nhiên những nghiên cứu khả năng chịu cắt của dầm cao UHPC cốt sợi ở Việt Nam còn hạn chế.

Để phục vụ cho việc ứng dụng rộng rãi của loại vật liệu mới trong thực tiễn ở nước ta, nhóm tác giả thực hiện nghiên cứu khảo sát khả năng chịu cắt của dầm cao cấu tạo từ bê tông UHPC có và không có gia cường cốt sợi thép. Các tính toán lý thuyết theo phương pháp đơn giản và phương pháp nâng cao được so sánh với kết quả thực nghiệm.

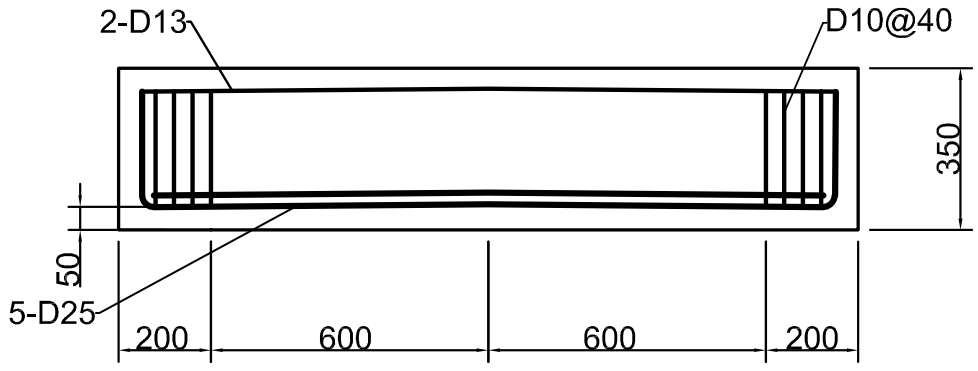
2. THÍ NGHIỆM DẦM CAO UHPC

2.1. Sơ đồ thí nghiệm

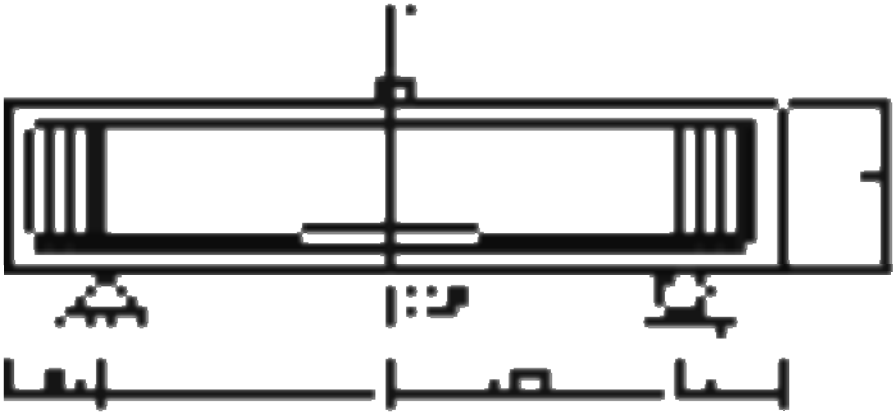
Để khảo sát khả năng chịu cắt của UHPC, nhóm tác giả bố trí thí nghiệm uốn 3 điểm hai dầm UHPC có sợi thép (hàm lượng 2%) và không sợi thép. Các dầm có cùng kích thước dài×rộng×cao là 1600mm×200mm×350mm. Nhịp chịu lực của dầm là 1200mm. Tỷ lệ giữa nhịp/chiều cao dầm = 1200/350 = 3,4. Các dầm không bố trí thép đai chịu cắt. Thép dọc chịu uốn là 5ϕ25 CB500V, thép dọc chịu nén là 2ϕ13 CB500V. Các đầu dầm được gia cố bằng thép đai ϕ10a40 (Hình 1). Bê tông UHPC được dùng trong thử nghiệm có các đặc trưng cơ học được thử nghiệm tại IBST, kết quả thí nghiệm trình bày trong Bảng 1. Kích gia tải và đầu đo chuyển vị được lắp đặt tại vị trí giữa nhịp như Hình 2. Gia tải theo lực và chuyển vị để xác định được đường quan hệ lực - chuyển vị. Sự hình thành và phát triển vết nứt được ghi nhận trong quá trình gia tải.

Bảng 1. Đặc trưng cơ học của UHPC

	f_{cm} (MPa)	f_{ctm}(MPa)	E_{cm}(GPa)
UHPC có sợi	130	11,5	35
UHPC không sợi	110	5,4	34



Hình 1. Cấu tạo dầm UHPC có sợi và không sợi

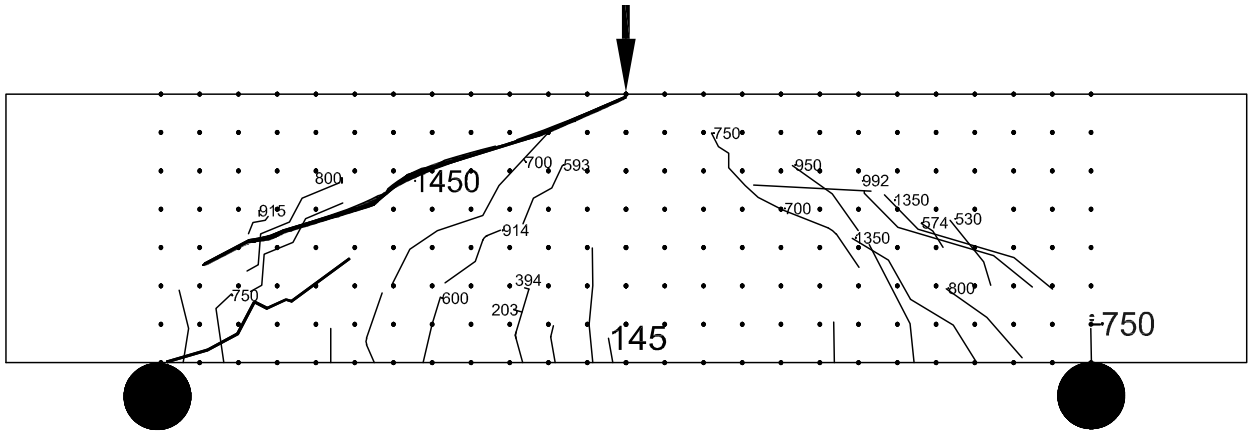


Hình 2. Sơ đồ thí nghiệm

2.2. Kết quả thí nghiệm

Kết quả thực nghiệm dầm UHPC có sợi

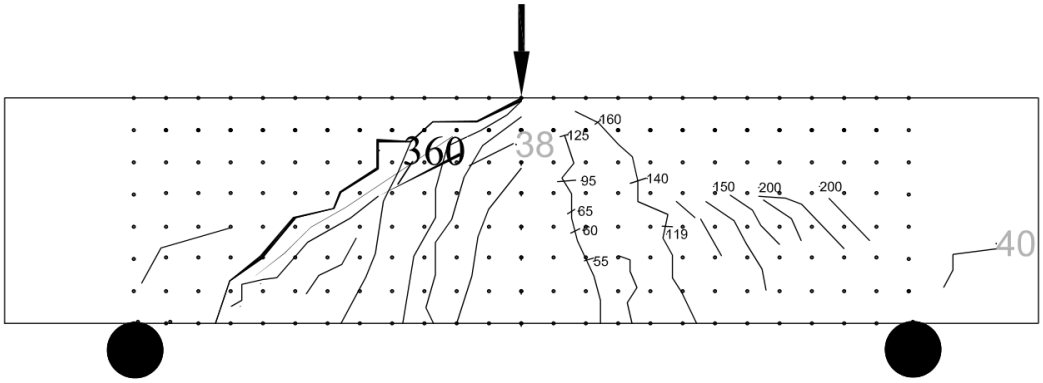
Lực phá hủy của dầm UHPC có sợi là 1450kN, độ võng tương ứng tại giữa nhịp là 7,5mm. Sự xuất hiện và phát triển của vết nứt được thể hiện trong Hình 3. Vết nứt đầu tiên ở thớ chịu kéo của bê tông tại vị trí giữa nhịp dầm có bề rộng 0,03mm xuất hiện tại cấp tải 145kN. Vết nứt theo đường chéo tại vị trí trục từ gối đến vị trí gia tải, có bề rộng 0,03mm xuất hiện ở cấp tải 530kN. Vết nứt này phát triển bề rộng và chiều dài; có bề rộng 0,3 mm tại cấp tải 1115kN và mở rộng đến 3mm tại cấp tại 1450kN.



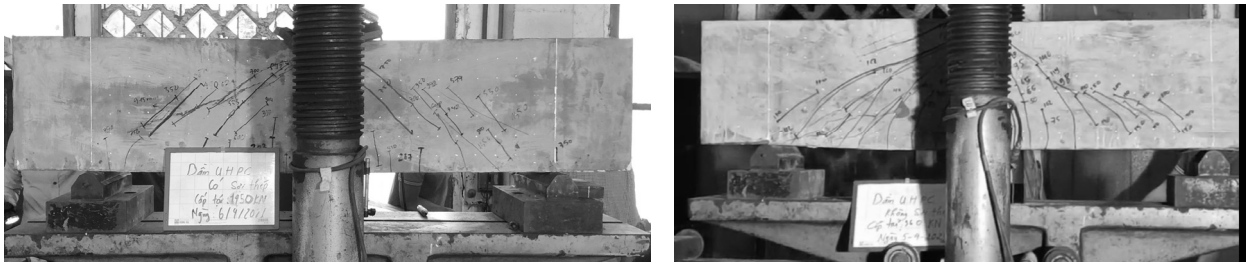
Hình 3. Sự xuất hiện và phát triển nứt trên dầm UHPC có sợi

Kết quả thực nghiệm dầm UHPC không sợi

Lực phá hủy của dầm UHPC không sợi là 360kN, độ võng tương ứng tại vị trí giữa nhịp là 2,4mm. Sự xuất hiện và phát triển của vết nứt được thể hiện trong Hình 4. Vết nứt đầu tiên ở thớ chịu kéo của bê tông tại vị trí giữa nhịp dầm có bề rộng 0,03mm xuất hiện tại cấp tải 55kN. Vết nứt theo đường chéo tại vị trí trục từ gối đến vị trí gia tải, có bề rộng 0,03mm xuất hiện ở cấp tải 150kN. Vết nứt này phát triển bề rộng và chiều dài; có bề rộng 0,3mm tại cấp tải 330kN và mở rộng đến 3mm tại cấp tải 360kN.



Hình 4. Sự xuất hiện và phát triển nứt trên dầm UHPC không sợi

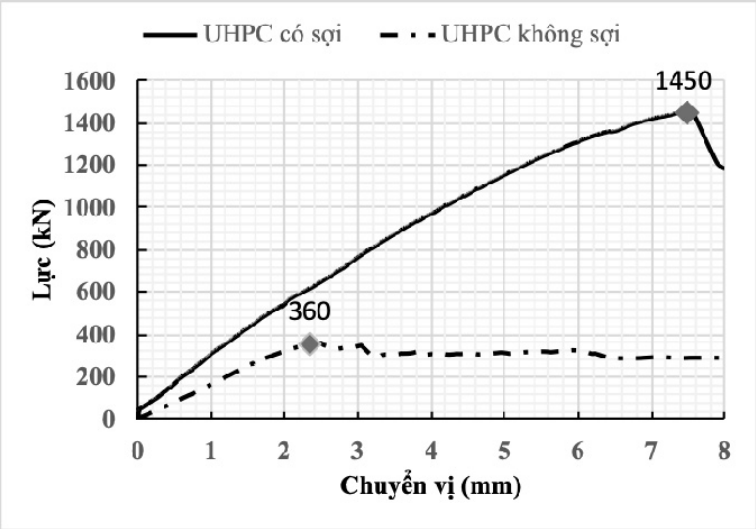


a) *b)*

Hình 5. Trạng thái phá hủy của dầm UHPC có sợi và UHPC không sợi

Quan hệ lực - chuyển vị

Hình 6 thể hiện quan hệ lực-chuyển vị của dầm. Đối với dầm UHPC có sợi, lực phá hủy là 1450kN, chuyển vị tương ứng tại giữa nhịp là 7,5mm. Khi lực gia tải đạt giá trị cực hạn, chuyển vị tăng, lực gia tải giảm nhanh, dầm bị phá hủy. Đối với dầm UHPC không sợi, tải trọng cực hạn đo được là 360kN, chuyển vị tương ứng tại giữa nhịp là 2,4mm. Tiếp tục gia tải theo chuyển vị, lực gia tải giảm, chuyển vị tăng đến giá trị lớn nhất đo được là 8 mm, tại cấp tải này vết nứt theo đường chéo có bề rộng là 3mm, dầm bị coi là phá hủy và dừng gia tải.



Hình 6. Quan hệ lực - chuyển vị

3. TÍNH TOÁN LÝ THUYẾT

3.1. Tính toán dự báo khả năng chịu cắt của dầm theo tiêu chuẩn Eurocode 2

Để dự báo khả năng chịu lực của dầm UHPC, nhóm tác giả sử dụng công thức tính toán khả năng chịu cắt của bê tông UHPC theo Tiêu chuẩn Eurocode 2 và tiêu chuẩn quốc gia Pháp NF P18-710 [8]. Dầm UHPC có tỷ lệ giữa nhịp/chiều cao dầm là 3,4, do đó dầm được phân loại là dầm cao. Sơ đồ tính toán theo mô hình giàn ảo theo tiêu chuẩn Eurocode 2. Do dầm được bố trí thép chịu kéo và thép chịu nén để dầm không bị phá hủy do uốn, đồng thời không bố trí thép đai, nên khả năng chịu lực của dầm trong sơ đồ uốn 3 điểm ứng với khả năng kháng cắt của tiết diện. Đối với bê tông UHPC gia cường cốt sợi thép, khả năng chịu cắt của tiết diện được xác định bởi công thức:

$$V_{Rd,max} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f}$$

trong đó:

$V_{Rd,c}$: khả năng chịu cắt của thành phần bê tông trong vùng không có cốt thép;

$V_{Rd,f}$: khả năng chịu cắt của thành phần sợi thép;

Theo NF P18-710, khả năng chịu cắt của thành phần bê tông trong vùng không có cốt thép:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w h$$

trong đó:

$$k = 1 + 3.\frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

trong đó:

N_{Ed} : lực dọc trục trên tiết diện ngang, do tải trọng tác động ($N_{Ed} > 0$ đối với trường hợp chịu nén);

A_c : diện tích tiết diện ngang của bê tông UHPC.

Hệ số γ_E là hệ số an toàn riêng được lấy sao cho $\gamma_{cf}.\gamma_E = 1,5$.

Theo NF P18-710, khả năng chịu cắt của thành phần sợi thép:

$$V_{Rd,f} = A_{fv}\sigma_{Rd,f}\cot\theta$$

trong đó:

$\sigma_{Rd,f}$: giá trị trung bình của cường độ sau khi nứt dọc theo vết nứt do cắt có độ nghiêng θ. Góc θ lấy không nhỏ hơn 30°. Trong trường hợp này, vết nứt do cắt dự đoán nằm trên trục nối từ gối tựa đến điểm đặt lực, nên góc θ có thể lấy giá trị bằng 30°, một cách thiên về an toàn.

Với tiết diện hình chữ nhật thì $A_{fv} = b_w z$ trong đó b_w là bề rộng, z là chiều cao tính từ thớ ngoài cùng chịu nén đến thép chịu kéo của tiết diện.

Khả năng chịu lực của dầm đối với trường hợp chịu uốn 3 điểm được xác định theo công thức sau:

$$P_{max} = 2V_{Rd,max}$$

Khả năng chịu lực của dầm đối với trường hợp UHPC không sợi là 170kN. Khả năng chịu lực của dầm UHPC có sợi là 1026kN.

3.2. Tính toán dự báo khả năng chịu cắt của dầm bằng phương pháp nâng cao

Để dự báo khả năng chịu cắt của dầm UHPC có sợi, sử dụng phương pháp tính toán nâng cao bằng phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) có kể đến tính chất phi tuyến của vật liệu bê tông UHPC có sợi thép và cốt thép. Trong tính toán bằng phương pháp PTHH, giả thiết hệ số an toàn riêng của vật liệu bằng 1, các đặc trưng của vật liệu được lấy theo giá trị trung bình từ thực nghiệm trong Bảng 1.

Đối với bê tông UHPC có sợi thép, mô hình vật liệu phá hủy dẻo (CDP) [15] được sử dụng. Tính chất của vật liệu UHPC khi có bổ sung sợi thép phân tán làm tăng khả năng chịu kéo, tăng hiệu ứng bó của vật liệu ảnh hưởng đến khả năng chịu nén theo 2 phương (khác với thí nghiệm nén một trục sử dụng trong thí nghiệm xác định cường độ chịu nén của bê tông), do đó cần có mô hình vật liệu phi tuyến có các tham số đặc trưng cho các tính chất này của vật liệu.

Trong giai đoạn đàn hồi, vật liệu tuyến tính theo định luật Hooke được áp dụng, với mô đun đàn hồi trong Bảng 1, hệ số Poisson lấy bằng 0,2 theo khuyến nghị của NF P18-710. Trong giai đoạn sau đàn hồi, sử dụng mô hình vật liệu phi tuyến.

Mô hình vật liệu phi tuyến CDP của bê tông UHPC có sợi

Hàm chảy G sử dụng mô hình Drucker-Prager

$$G = \sqrt{(\epsilon\sigma_{t0}\tan\psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi$$

trong đó:

ψ(θ,fi) Góc giãn nở được đo trong mặt phẳng p-q trong điều kiện bê tông bị hạn chế giãn nở (hiệu ứng bó). Tham số này đặc trưng cho sự biến đổi thể tích của vật liệu ở điều kiện biến dạng lớn. Giá trị của ψ trong khoảng từ 15° đến 50°. Nghiên cứu tham số do nhóm tác giả thực hiện xác định giá trị ψ = 25° - 30° đối với bê tông UHPC có sợi là phù hợp.

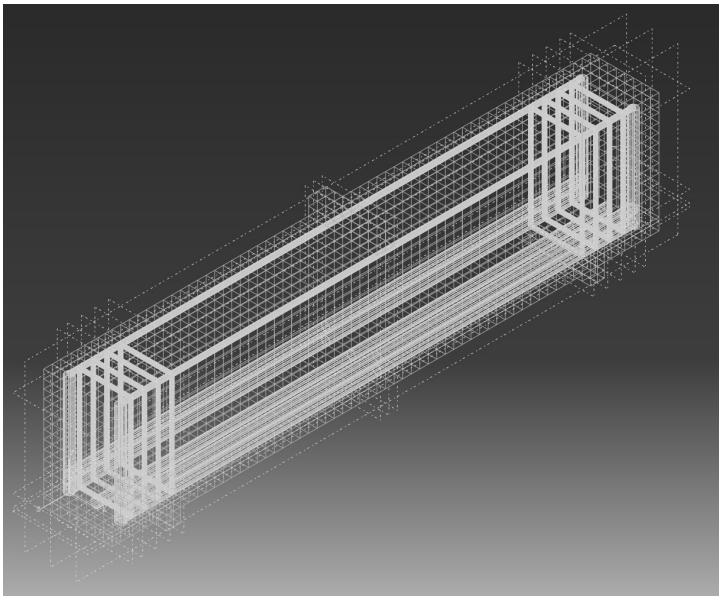
$\sigma_{t0}(\theta, f_i) = \sigma_t|_{\tilde{\varepsilon}_{plt}=0, \tilde{\varepsilon}_{plt}=0}$ cường độ chịu kéo cực hạn trong thí nghiệm kéo trực tiếp một trục. Lấy bằng 11,5 MPa từ thí nghiệm chịu kéo trực tiếp.

Quan hệ ứng suất - biến dạng của UHPC có sợi được minh họa trong hình 8a.

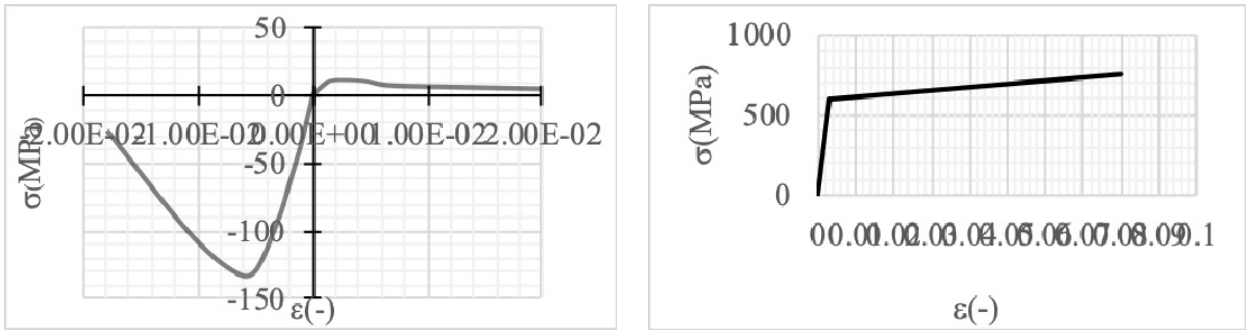
Mô hình vật liệu phi tuyến của thép

Từ thí nghiệm kéo thép và tham khảo nghiên cứu về thép trên thị trường Việt Nam [16], mô hình vật liệu thép được nhóm tác giả sử dụng mô hình đàn - dẻo có cứng hóa, hai đoạn thẳng. Mô đun đàn hồi của thép E = 205GPa, cường độ chảy là 500MPa, giới hạn bền kéo 750MPa, độ giãn dài tại điểm có lực kéo lớn nhất là 8%, minh họa trong hình 8b.

Sử dụng phần mềm PTHH Abaqus, với dầm bê tông được mô hình hóa bằng phần tử khối C3D8R, thành phần thép dọc và thép ngang được mô hình hóa bằng phần tử thanh B31. Gối tựa và đệm gia tải được mô hình hóa bằng phần tử khối C3D8R, vật liệu thép. Phần tiếp xúc giữa gối tựa, đệm gia tải với dầm được chịu điều kiện liên kết va chạm ma sát Coulomb, hệ số ma sát 0,5.



Hình 7. Mô hình hóa thành phần bê tông và thép



a) *b)*

Hình 8. Quan hệ ứng suất-biến dạng của UHPC có sợi

Khả năng chịu lực của dầm UHPC có sợi là 1430kN, độ võng tại giữa nhịp là 7,2mm.

4. SO SÁNH GIỮA TÍNH TOÁN LÝ THUYẾT VÀ THỰC NGHIỆM

4.1. So sánh giữa phương pháp tính toán giản đơn và thực nghiệm

Bê tông UHPC có sợi có cường độ chịu nén cao hơn 1,18 lần cường độ chịu nén của bê tông UHPC không sợi, cường độ chịu kéo gấp 2,12 lần, tuy nhiên khả năng chịu lực của dầm UHPC có sợi gấp 3,1 lần so với dầm UHPC không sợi. Khả năng chịu cắt của dầm tăng lên đáng kể do sợi thép làm việc có hiệu ứng chống nở hông đối với bê tông vùng nén và tăng khả năng biến dạng cực hạn của bê tông khi chịu kéo.

Kết quả dự báo khả năng chịu cắt của dầm UHPC có sợi phù hợp với kết quả thí nghiệm. Kết quả tính toán có sử dụng đến hệ số an toàn vật liệu là 1,5. Kết quả thí nghiệm lớn hơn kết quả dự báo là 1,41 lần.

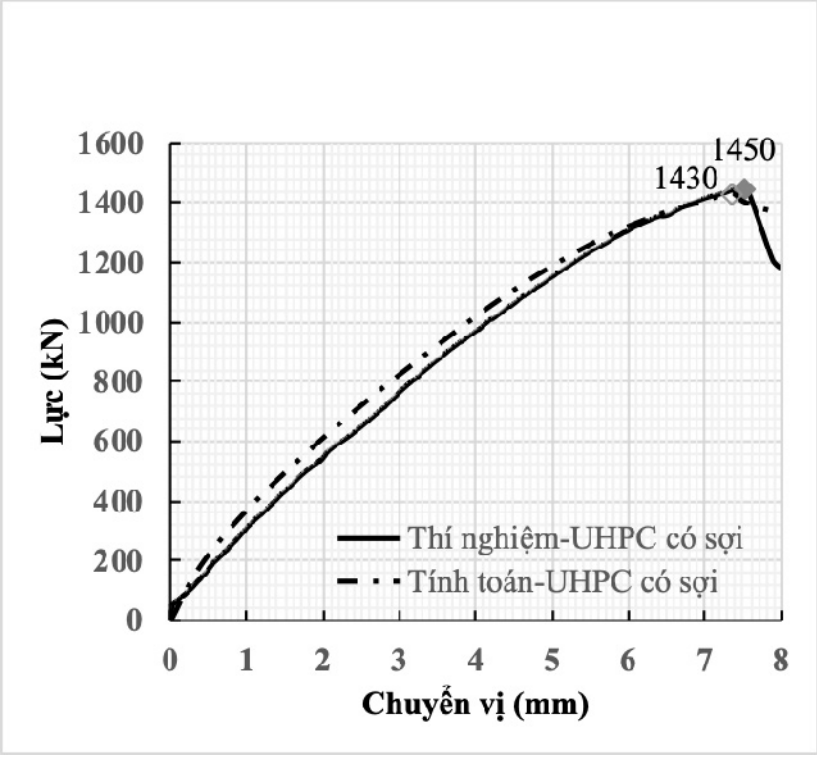
Kết quả dự báo khả năng chịu cắt của dầm UHPC không sợi nhỏ hơn so với kết quả thí nghiệm. Kết quả thí nghiệm lớn gấp 2,24 lần kết quả tính toán. Do dầm UHPC không sợi không thuộc phạm vi điều chỉnh của tiêu chuẩn nên việc sử dụng công thức tính toán của tiêu chuẩn mang tính tham khảo. Cần có các nghiên cứu bổ sung để có được kết quả dự báo chính xác hơn đối với khả năng chịu cắt của bê tông UHPC không sợi.

Bảng 8. So sánh kết quả thí nghiệm và tính toán bằng phương pháp đơn giản

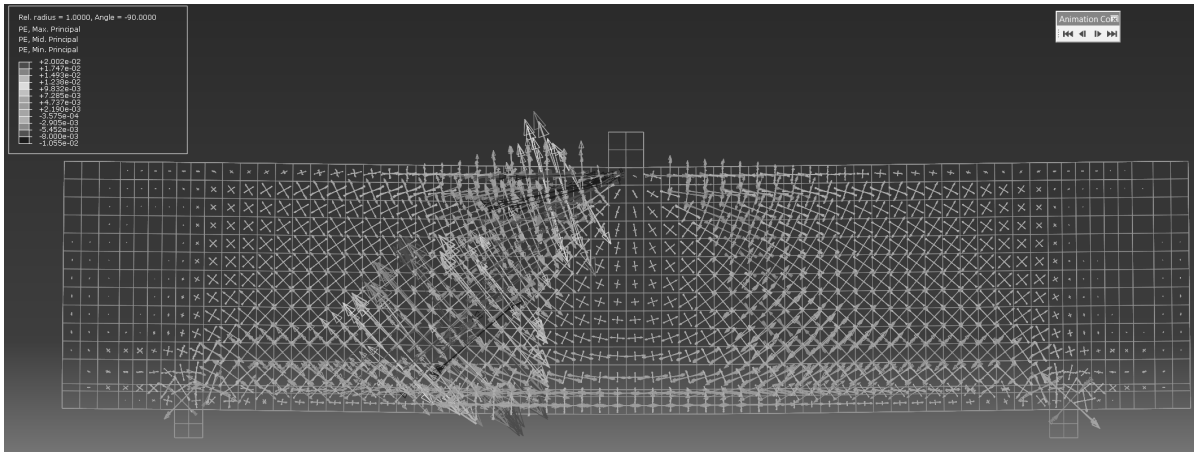
Nội dung	Dầm UHPC có sợi	Dầm UHPC không sợi
Lực phá hủy - Kết quả thí nghiệm	1450 kN	360 kN
Lực phá hủy - Tính toán theo NF P18-710	1026 kN	170 kN

4.2. So sánh giữa phương pháp tính toán nâng cao và thực nghiệm

Phương pháp tính toán nâng cao sử dụng phương pháp PTHH với mô hình vật liệu phi tuyến của bê tông và thép cho kết quả gần sát với kết quả thực nghiệm. Quan hệ lực - chuyển vị của dầm UHPC có sợi được minh họa trong Hình 9. Kết quả dự báo lực phá hủy bằng phương pháp nâng cao là 1430kN, thấp hơn so với kết quả thực nghiệm là 1450kN, tuy nhiên độ võng của dầm dự đoán bằng phương pháp nâng cao lớn hơn 2 - 5% so với kết quả thực nghiệm. Sự sai khác này do sai số trong xác định mô đun đàn hồi của bê tông và quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông UHPC.



Hình 9. Quan hệ lực - chuyển vị dầm UHPC có sợi



Hình 10. Phương chính của biến dạng-dầm UHPC có sợi tại tải trọng phá hủy

Phương chính của biến dạng tại tải trọng phá hủy được minh họa trong Hình 10. Mô hình vật liệu phi tuyến CDP cho phép xác định vị trí và khu vực xuất hiện vết nứt. Sự xuất hiện và hình thành vết nứt được dự báo.

5. KẾT LUẬN

Nhóm tác giả đã khảo sát khả năng chịu cắt của dầm cao chế tạo bằng vật liệu UHPC. Kết quả thực nghiệm và tính toán lý thuyết cho thấy vai trò quan trọng của sợi thép phân tán trong UHPC giúp tăng cường khả năng chịu nén, chịu kéo của bê tông qua đó tăng cường sức chịu tải của dầm. Sức chịu tải của cấu kiện dầm trong thử nghiệm khi bổ sung sợi thép cao hơn gấp 4 lần so với trường hợp không có sợi thép. Vật liệu UHPC bổ sung sợi thép có thể được ứng dụng trong các cấu kiện cần tăng cường khả năng chịu cắt, nhưng việc bố trí thép đai chịu cắt gặp khó khăn như các vị trí nút liên kết.

Phương pháp tính toán đơn giản theo EC2 và tiêu chuẩn NF P18-710 cho kết quả phù hợp với kết quả thử nghiệm trong phạm vi của nghiên cứu này.

Phương pháp tính toán nâng cao bằng PTHH cho kết quả chính xác hơn, tuy nhiên cần những nghiên cứu riêng về mô hình vật liệu UHPC để có thể dự báo chính xác hơn ứng xử phi tuyến của cấu kiện cũng như kết cấu.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] François TOUTLEMONDE and Jacques RESPLENDINO, (2013). Proceedings of the RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-high Performance fiber-Reinforced Concrete, UHPFRC 2013

[2] Lê Minh Long et al, (2017). *Nghiên cứu giải pháp kết cấu lắp ghép sử dụng bê tông tính năng cao cho công trình xây dựng trên đảo*. Đề tài cấp bộ mã số RD 87-16BĐ, Viện KHCN Xây dựng

[3] Trần Bá Việt et al. (2018). *Nghiên cứu bê tông siêu tính năng - UHPC và một số ứng dụng tại Việt Nam.* Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm thành lập Viện KHCN Xây dựng

[4] Trần Phương et al. (2019). *Nghiên cứu cự làm việc chịu uốn dầm UHPC dự ứng lực*. Hội nghị Khoa học cán bộ trẻ lần thứ XV

[5] Kim Jee-sang, Kim Byung-suk, (2014). *Design Guidelines for K-UHPC*. Korea Institute of construction technology, February

[6] AASHTO LRFD (2010). *Bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC

[7] AFGC/SETRA (2002). *Ultra high performance fiber-reinforced concrete-interim recommendations*. Re-port, Association Française de Génie Civil, Paris, France

[8] French Standard NF P18-710, National addition of Eurocode 2 - Design of Concrete Structures: Specific rules for Ultra high performance fiber - Reinforced Concrete (UHPFRC), 16 April, 2016

[9] JSCE (2010). Recommendations for design and construction of ultra high strength fiber reinforced con-crete structures. Japanese Society of Civil Engineers (Draft Version)

[10] Cù Việt Hưng et al, (2018). *Dự báo sức kháng uốn của dầm bê tông chất lượng siêu Cao (UHPC).* Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng NUCE 2018. 12 (4): 1-13

[11] Hữu, P. D., Sang, N. T., Anh, P. D., Kha, N. L. (2011). *Nghiên cứu vật liệu chế tạo bê tông cường độ siêu cao (UHPC)*.Tạp chí Giao thông Vận Tải, Bộ Giao thông Vận tải, 7:15-18

[12] J. Son, B. Beak, C. Choi (2015). *Experimental study on shear strength for ultra-high performance concrete beam.* 18th international conference on composite materials

[13] Samir A. Ashour, Ghazi S. Hasanain and Faisal F. *Wafa* (1992). *"Shear behavior of high strength fiber reinforced concrete beams".* ACI structural journal, March-April 1992

[14] Keivan Noghabai (2000).*"Beams of fibous concrete in shear and bending: Experiment and model"*. Journal of structural engineering, February 2000

[15] Lubliner, J., J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate (1989). *A Plastic-Damage Model for Concrete*. International Journal of Solids and Structures, vol. 25, pp. 299-329, 1989

[16] Mai Thị Hồng, Ngô Sĩ Huy, (2017). *Đánh giá các thông số kỹ thuật của một số loại thép xây dựng trên thị trường.* Tạp chí khoa học trường đại học Hồng Đức - số 35.2017

QUY TRÌNH TÍNH TOÁN CHÊNH CO NGẮN CỘT VÁCH NHÀ SIÊU CAO TẦNG BẰNG PHẦN MỀM THIẾT KẾ ETABS

PROCEDURE OF CALCULATION OF SHORT WALL DIFFERENCE OF SUPER-HIGH-SURVEY BUILDINGS WITH ETABS DESIGN SOFTWARE

ThS. Đỗ Duy Bốn[1], TS. Phạm Anh Tuấn[2], ThS. Nguyễn Hoàng Dương[3]
[1,2,3]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: anhtuanpham.vn@gmail.com

TÓM TẮT: Co ngắn cột (Column Shortening) là hiện tượng cấu kiện bê tông cốt thép chịu lực theo phương thẳng đứng (cột, vách) bị biến dạng co ngắn dưới tác dụng của tải trọng, co ngót và từ biến của bê tông. Trong thiết kế nhà cao tầng và siêu cao tầng, hiện tượng co ngắn cột và chênh co ngắn giữa cột và vách có thể ảnh hưởng đến một số cấu kiện chịu lực nằm ngang như hệ dầm, sàn và làm nứt vỡ các cấu kiện không chịu lực như tường kính vách ngăn. Ở Việt Nam hiện chưa có các tiêu chuẩn và hướng dẫn tính toán cụ thể cho hiện tượng này, gây nhiều khó khăn cho các kỹ sư kết cấu, đặc biệt là đối với các công trình siêu cao tầng (>40 tầng). Trên thế giới hiện nay, việc tính toán ảnh hưởng của hiện tượng co ngắn cột bằng việc sử dụng các mô hình về đặc trưng vật liệu phụ thuộc thời gian có sẵn (ví dụ FEB 90, Eurocode 2, ACI 209R-92) kết hợp với các phần mềm phân tích kết cấu có khả năng mô hình hóa theo giai đoạn thi công (construction stage) là khá phổ biến và được áp dụng dụng rộng rãi. Bài báo này trình bày một quy trình tính toán áp dụng các mô hình về đặc trưng vật liệu theo thời gian, kết hợp sử dụng phần mềm phân tích theo trình tự thi công (ETABS) để giúp người kỹ sư có thể dễ dàng dự đoán những ảnh hưởng của hiện tượng co ngắn cột, vách đối với các công trình siêu cao tầng bằng bê tông cốt thép, đặc biệt là trong giai đoạn phân tích sơ bộ.

TỪ KHÓA: Co ngắn cột, từ biến, co ngót, trình tự thi công, siêu cao tầng.

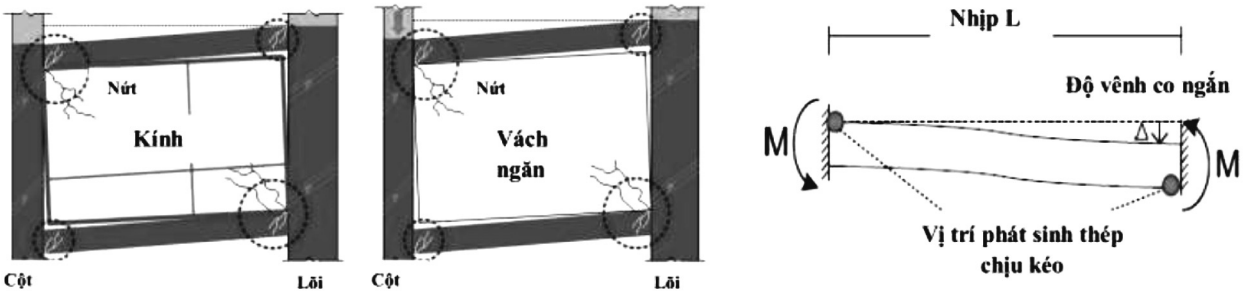
ABSTRACT: *Column Shortening is the phenomenon of vertical force-bearing reinforced concrete members (columns, walls) being deformed and shortened under the action of loads, shrinkage and creep of concrete. In the design of high-rise and super-high-rise buildings, the phenomenon of column shortening and shortening between columns and walls can affect some horizontal load-bearing components such as beams, floors and cause cracks in non-structural elements load-bearing like glass wall partition. In Vietnam, there are currently no standards and specific calculation guidelines for this phenomenon, causing many difficulties for structural engineers, especially for super-high-rise buildings (>40 floors). In today's world, calculating the effect of column shrinkage using the available time-dependent material characterization models (e.g. FEB 90, Eurocode 2, ACI 209R-92) results in the combination with structural analysis software capable of modeling by construction stage is quite popular and widely applied. This article presents a calculation process applying models of material characteristics over time, combined with the use of construction sequence analysis software (ETABS) to help engineers easily it is easy to predict the effects of column and wall shrinkage on super high-rise buildings made of reinforced concrete, especially in the preliminary analysis stage.*

KEYWORDS: *Column shortening, creep, shrinkage, construction sequence, super high-rise.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong thiết kế nhà cao tầng và siêu cao tầng, bên cạnh những tính toán dầm, cột, sàn thông thường, cần lưu ý đến một số đặc thù riêng, chẳng hạn như vấn đề co ngắn cột và độ vênh co ngắn. Nó có thể gây ảnh hưởng đến một số cấu kiện chịu lực nằm ngang như hệ dầm - sàn, và làm nứt vỡ các cấu kiện không chịu lực như tường kính, vách ngăn. Co ngắn cột (column Shortening) là hiện tượng cấu kiện bê tông cốt thép chịu lực theo phương thẳng đứng (cột, lõi) bị biến dạng co ngắn dưới tác dụng của tải trọng, co ngót và từ biến của bê tông.

Nói chung, cao độ của công trình sau một thời gian hoạt động sẽ khác so với cao độ đạt được ngay sau khi thi công. Mức độ co ngắn sẽ phụ thuộc vào nhiều yếu tố, bao gồm nội lực, tỷ số diện tích mặt với thể tích, đặc điểm của bê tông, đặc điểm của cốt thép, phương pháp và trình tự thi công, thời gian thi công và thời điểm đặt tải, điều kiện thời tiết trong quá trình thi công, điều kiện khí hậu trong thời gian hoạt động, v.v… Sự co ngắn theo phương đứng có 3 thành phần: (i) Co ngắn đàn hồi: xảy ra gần như tức khắc sau khi đặt tải; (ii) Từ biến: bắt đầu khi được đặt tải, nhưng tốc độ thấp hơn so với co ngắn đàn hồi và sẽ xảy ra trên toàn bộ thời gian thi công và sử dụng công trình; (iii) Co ngót: bắt đầu ngay khi thi công và sẽ tiếp tục trong toàn bộ tuổi thọ của công trình. Sự co ngắn đều đặn (các cấu kiện chịu lực dọc co ngắn với mức độ giống nhau) sẽ không có ảnh hưởng đáng kể đến hoạt động của tòa nhà. Khi có co ngắn chênh lệch giữa các cấu kiện - thường thì cột biên (với nội lực lớn hơn), sẽ co nhiều hơn tường lõi - sự biến dạng có thể sẽ tạo ra mô men thêm trên những dầm/sàn liên kết giữa cột biên với lõi, có thể sẽ làm sàn dốc, và có thể sẽ gây ảnh hưởng đến tường, vách ngăn chia... Hiện tượng này được gọi là hiện tượng vênh co ngắn (differential colum shortening). Độ vênh co ngắn dẫn tới chuyển vị gối đỡ cưỡng bức, sinh ra các nội lực thứ cấp. Giá trị của nội lực thứ cấp tỷ lệ nghịch với nhịp, nghĩa là với cùng một chuyển vị thì nhịp càng nhỏ thì nội lực phát sinh càng lớn.



Hình 1. Độ vênh co ngắn ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của dầm sàn và gây nứt tường kính, vách ngăn, nứt sàn [1]

Việc phân tích và tính toán chi tiết về co ngắn cột và những biện pháp có thể được áp dụng, thông thường là trách nhiệm của Nhà thầu thi công, vì mức độ của hiện tượng này phụ thuộc nhiều vào vật liệu thi công và biện pháp thi công được áp dụng. Tuy nhiên, do tầm quan trọng của hiện tượng co ngắn cột/vách, đặc biệt là đối với công trình siêu cao tầng BTCT, hiện tượng này cần được xem xét ngay từ giai đoạn thiết kế sơ bộ/thiết kế cơ sở. Bài bào này đưa ra một phương pháp tính toán sơ bộ để ước lượng ảnh hưởng của hiện tượng co ngắn cột. Các kết quả tính toán là dự

đoán đối với hiện tượng co ngắn có thể xảy ra trong tương lai sau khi công trình thi công và đưa vào sử dụng. Nghiên cứu này áp dụng mô hình vật liệu phụ thuộc thời gian của CEB-FIB 90 [2] và Eurocodes 2 [3] kết hợp sử dụng phương pháp phân tích theo trình tự thi công áp dụng với phần mềm ETABS [4] để giúp người kỹ sư có thể dễ dàng dự đoán những ảnh hưởng của hiện tượng co ngắn cột, vách đối với các công trình siêu cao tầng bằng bê tông cốt thép.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN CÁC ĐẶC TRƯNG PHỤ THUỘC THỜI GIAN CỦA BÊ TÔNG

Trong tính toán co ngắn, có 2 đặc trưng quan trọng phụ thuộc thời gian cần phải được xác định, đó là co ngót và từ biến. Để xác định các đặc trưng này, trong điều kiện chưa có số liệu từ thực tế của vật liệu được dự kiến sử dụng cho công trình, có thể áp dụng các mô hình dự đoán lý thuyết có sẵn. Trong nghiên cứu này, phương pháp tính toán dự đoán co ngót và từ biến của CEB-FIB 90 và EC2 được áp dụng. Việc tính toán dựa trên các giả thiết của các mô hình này là phù hợp cho giai đoạn thiết kế và phân tích sơ bộ công trình nhà cao tầng bê tông cốt thép (BTCT).

2.1. Lý thuyết tính toán các đặc trưng vật liệu phụ thuộc thời gian của CEB-FIB 90 [2] và EC2 [3]

Trong CEB-FIB 90 và Eurocodes 2, các đặc trưng vật liệu sau đây được dự đoán là phát triển phụ thuộc vào yếu tố thời gian và các yếu tố môi trường khác như nhiệt độ, độ ẩm, v.v.

2.1.1. Cường độ

Cường độ chịu nén của bê tông được biểu thị bằng cấp độ bền (cấp cường độ), đại diện bởi cường độ đặc trưng f_{ck} tại 28 ngày tuổi. Có thể xác định cường độ chịu nén của bê tông $f_{ck}(t)$ tại thời điểm t như sau:

$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(MPa)$ đối với $3 < t < 28$ ngày

$f_{ck}(t) = f_{ck}$ đối với $t \geq 28$ ngày

Cường độ chịu nén của bê tông ở t ngày tuổi phụ thuộc vào loại xi măng, nhiệt độ và điều kiện bảo dưỡng. Đối với nhiệt độ trung bình 20°C và bảo dưỡng theo tiêu chuẩn EN 12390, cường độ chịu nén $f_{cm}(t)$ của bê tông ở các ngày tuổi khác nhau có thể dự tính theo các biểu thức (1) và (2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (1)$$

với

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{ s\left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (2)$$

trong đó:

$f_{cm}(t)$ - cường độ chịu nén trung bình của bê tông ở tuổi t ngày;

f_{cm} - cường độ chịu nén trung bình của bê tông ở tuổi 28 ngày;

$\beta_{cc}(t)$ - hệ số phụ thuộc ngày tuổi t của bê tông;

t - số ngày tuổi của bê tông;

s - hệ số phụ thuộc loại xi măng:

= 0,2 đối với xi măng có cấp cường độ CEM 52,5 R, CEM 52,5 N và CEM 52,5 R (cấp R);

= 0,25 đối với xi măng có cấp cường độ CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (cấp N);

= 0,38 đối với xi măng có cấp cường độ CEM 32,5 N (cấp S).

Sau 28 ngày tuổi, Eurocodes 2 giả thiết bê tông không phát triển thêm cường độ.

2.1.2. Mô đun đàn hồi

Mô đun đàn hồi của bê tông phụ thuộc nhiều vào thành phần của bê tông (đặc biệt là cốt liệu). Mô đun đàn hồi của bê tông được kiểm soát bằng mô đun đàn hồi của các thành phần của bê tông. Giá trị gần đúng của mô đun đàn hồi E_{cm} đối với bê tông cốt liệu thạch anh được đưa ra trong EC2, phụ thuộc vào cấp độ bền. Sự thay đổi của mô đun đàn hồi theo thời gian có thể dự tính bằng biểu thức:

$$E_{cm}(t) = \left(f_{cm}(t)/f_{cm}\right)^{0,3} \times E_{cm} \quad (3)$$

trong đó:

$E_{cm}(t)$ và $f_{cm}(t)$ - các giá trị ở t ngày tuổi;

E_{cm} và f_{cm} - các giá trị xác định ở 28 ngày tuổi.

2.1.3. Từ biến

Từ biến là hiện tượng xảy ra ở bê tông, khi ứng suất không tăng nhưng biến dạng tăng dần theo thời gian. Từ biến của bê tông theo thời gian phụ thuộc vào các yêu tố như: độ ẩm môi trường xung quanh, kích thước cấu kiện, thành phần bê tông và % cốt thép, cường độ bê tông, độ lớn của tải trọng và thời gian chất tải. Biến dạng của bê tông sau một khoảng thời gian τ gồm biến dạng đàn hồi ε_b và biến dạng do từ biến $\varepsilon_{b,cr}$ được xác định như sau: $\varepsilon_{b,tot} = \varepsilon_b + \varepsilon_{b,cr}$. Biến dạng do từ biến được liên hệ với biến dạng đàn hồi bởi một hệ số từ biến $\varphi_{b,cr}$. Nên $\varepsilon_{b,tot} = \varepsilon_b + \varphi_{b,cr}.\varepsilon_b$ tương đương với $\sigma/E_{b,\tau} = \sigma/E_b + \varphi_{b,cr}.(\sigma/E_b)$.

Do đó:

$$E_{b,\tau} = E_b/(1 + \varphi_{b,cr}) \quad (4)$$

trong đó:

$E_{b,\tau}$ - mô đun đàn hồi của bê tông ở thời gian τ;

E_b - mô đun đàn hồi của bê tông ở 28 ngày;

$\varphi_{b,cr}$ - hệ số từ biến.

Hệ số từ biến $\varphi_{b,cr}$ được xác định dựa vào cấp độ bền của bê tông, nhiệt độ và độ ẩm của môi trường xung quanh, kích thước tiết diện, thời gian và loại xi măng (S, N, R, nghĩa tương ứng là đông kết chậm, bình thường và nhanh). Trong điều kiện chưa có các số liệu đo thực tế cho vật liệu sử dụng, có thể tạm thời giả thiết dùng các giá trị được tính toán theo CEB-FIB90 và EC2 như sau:

Hệ số từ biến $\varphi(t,t_0)$ có thể tính toán theo biểu thức:

$$f(t,t_0) = f_0 \times \beta_c(t,t_0) \quad (5)$$

trong đó:

φ_0 - hệ số từ biến biểu kiến, có thể xác định theo biểu thức:

$$f_0 = f_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (6)$$

φ_{RH} - hệ số tính đến ảnh hưởng của độ ẩm tương đối đến hệ số từ biến biểu kiến:

$$f_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \times \sqrt[3]{h_0}} \text{ đối với } f_{cm} \le 35 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$f_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \times \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1\right] \times \alpha_2 \text{ đối với } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (8)$$

RH - độ ẩm tương đối của môi trường xung quanh, %;

$\beta_{(fcm)}$ - hệ số tính đến ảnh hưởng của độ bền bê tông đến hệ số từ biến biểu kiến:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (9)$$

f_{cm} - cường độ chịu nén trung bình của bê tông, MPa, ở tuổi 28 ngày;

$\beta(t_0)$ - hệ số tính đến ảnh hưởng của tuổi bê tông tại thời điểm chất tải đến hệ số từ biến biểu kiến:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}20})} \quad (10)$$

h_0 - kích thước biểu kiến của cấu kiện, mm:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (11)$$

trong đó:

A_c - diện tích tiết diện ngang;

u - chu vi của cấu kiện tiếp xúc với khí quyển;

$\beta_c(t,t_0)$ - hệ số mô tả sự phát triển của từ biến sau khi chất tải, có thể tính toán bằng cách sử dụng biểu thức sau:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3} \quad (12)$$

t - tuổi của bê tông tại thời điểm đang xét, ngày;

t_0 - tuổi của bê tông tại thời điểm chất tải, ngày;

$(t - t_0)$ - quá trình không điều chỉnh của tải trọng, ngày;

β_H là hệ số phụ thuộc vào độ ẩm tương đối (RH, %) và kích thước biểu kiến của cấu kiện (h_0, mm). Có thể tính toán từ:

$$\beta_H = 1{,}5[1+(0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250 \le 1500 \text{ đối với } f_{cm} \le 35 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$\beta_H = 1{,}5[1+(0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \le 1500\alpha_3 \text{ đối với } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (14)$$

$\alpha_{1/2/3}$ là các hệ số xét đến ảnh hưởng của cường độ bê tông:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \qquad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \quad (15)$$

Ảnh hưởng của dạng xi măng đến hệ số từ biến của bê tông có thể đưa vào tính toán bằng cách thay đổi tuổi chất tải t_0 như sau:

$$t_0 = t_{0,T}\left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}}+1\right)^{\alpha} \ge 0{,}5 \quad (16)$$

trong đó:

$t_{0,T}$ - tuổi của bê tông được điều chỉnh bởi nhiệt độ tại thời điểm chất tải, ngày;

α - số mũ phụ thuộc vào dạng ximăng:

= –1 đối với xi măng loại S;

= 0 đối với xi măng loại N;

= 1 đối với xi măng loại R.

2.1.4. Co ngót bê tông

Co ngót của bê tông theo thời gian phụ thuộc vào các yếu tố như: độ ẩm môi trường xung quanh, kích thước cấu kiện, thành phần bê tông và % cốt thép. Biến dạng do bê tông co ngót không phụ thuộc vào tải trọng.

Tổng biến dạng do co ngót là tổ hợp của hai thành phần: biến dạng do co ngót khi khô và biến dạng do co ngót nội sinh. Biến dạng do co ngót khi khô phát triển chậm vì đây là sự hoạt động dịch chuyển của nước trong bê tông đã đóng rắn. Biến dạng do co ngót nội sinh phát triển trong quá trình bê tông đóng rắn: phần chủ yếu phát triển ngay trong các ngày sau khi đổ bê tông. Co ngót nội sinh là một hàm số tuyến tính của cường độ bê tông. Biến dạng do co ngót phải được đặc biệt xem xét khi phần bê tông mới đổ liền với phần bê tông đã đóng rắn. Do đó, giá trị tổng biến dạng do co ngót ε_{cs} là:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (17)$$

trong đó:

ε_{cs} - tổng biến dạng do co ngót;

ε_{cd} - biến dạng do co ngót khi khô;

ε_{ca} - biến dạng do co ngót nội sinh.

Giá trị cuối cùng của biến dạng do co ngót khi khô $\varepsilon_{cd,\infty}$ bằng $k_h.\varepsilon_{cd,0}$. $\varepsilon_{cd,0}$ có thể lấy theo Bảng 2.1 của EN 1992-1-1.

Sự phát triển biến dạng do co ngót khi khô theo thời gian được tính như sau:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t,t_s)k_h\varepsilon_{cd,0} \quad (18)$$

trong đó:

k_h - hệ số phụ thuộc kích thước biểu kiến h_0, lấy theo Bảng 2.2 của EN 1992-1-1.

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0{,}04\sqrt{h_0{}^3}} \quad (19)$$

trong đó:

t - tuổi của bê tông tại thời điểm xem xét, tính bằng ngày;

t_s - tuổi của bê tông (ngày) tại thời điểm bắt đầu co ngót khi khô (hoặc trương nở). Thông thường đó là thời điểm kết thúc bảo dưỡng;

Biến dạng do co ngót nội sinh có thể xác định theo biểu thức:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (20)$$

trong đó:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5(f_{ck}-10)\times10^{-6} \quad (21)$$

và:

$$\beta_{as}(t) = 1-\exp(-0{,}2t^{0{,}5}) \quad (22)$$

trong đó: t - thời gian đã cho, tính bằng ngày.

2.2. Giới hạn quy định về chênh co ngắn công trình

Hiện nay, chưa có nhiều tiêu chuẩn và tài liệu đưa ra giới hạn của giá trị chênh co giữa cột vách khi tính hiệu ứng co ngắn. Trong thực hành, có thể tham khảo giới hạn hạn sau đây (được khuyến nghị cho một số công trình cao tầng lớn như Keangnam [5], Landmark 81 [6]).

Giới hạn cho phép (allowable level): L/240.

Giới hạn kiểm soát (control level) là giới hạn để hạn chế nứt vỡ cấu kiện không chịu lực: L/480.

2.3. Tải trọng tác dụng khi tính toán giá trị co ngắn

Co ngắn cột được tính toán trong 2 giai đoạn như sau:

Giai đoạn thi công: Tải trọng chỉ bao gồm trọng lượng bản thân, kết cấu chịu lực và không chịu lực (tĩnh tải), tăng dần theo tiến độ thi công công trình.

Giai đoạn sử dụng: Tính từ sau khi hoàn thành kết cấu đỉnh 180 ngày, tải trọng tĩnh tải bao gồm trọng lượng bản thân kết cấu và tải trọng hoàn thiện cộng với hoạt tải sử dụng có kể đến hệ số giảm tải, thông thường cho công trình nhà cao tầng dạng văn phòng hoặc căn hộ có thể lấy hệ số giảm tải bằng 50%.

3. PHÂN TÍCH TRÌNH TỰ THI CÔNG

Phân tích kết cấu theo cách truyền thống thực hiện trên hệ kết cấu được mô phỏng hoàn chỉnh (kết cấu trong giai đoạn khai thác sử dụng), quá trình phân tích được thực hiện khi tải trọng tác dụng lên hệ kết cấu hoàn chỉnh. Trong thực tế thi công, tải trọng bản thân của kết cấu và khối xây đã được chất từng bước theo thời gian.

Việc phân tích ứng xử của kết cấu dựa trên trình tự thi công để tính đến hiệu ứng co ngắn cột/vách được thực hiện bằng phần mềm Etabs theo quy trình sau:

Bước 1: Click menu Define > Add Sequential Construction Case.

Bước 2: Trong cửa sổ *Add Sequential Construction Case*, mục Load Pattern chọn các tải trọng chịu ảnh hưởng bởi quy trình này.

Mục Auto Create Active Structure: Số tầng trong 1 đợt phân tích.

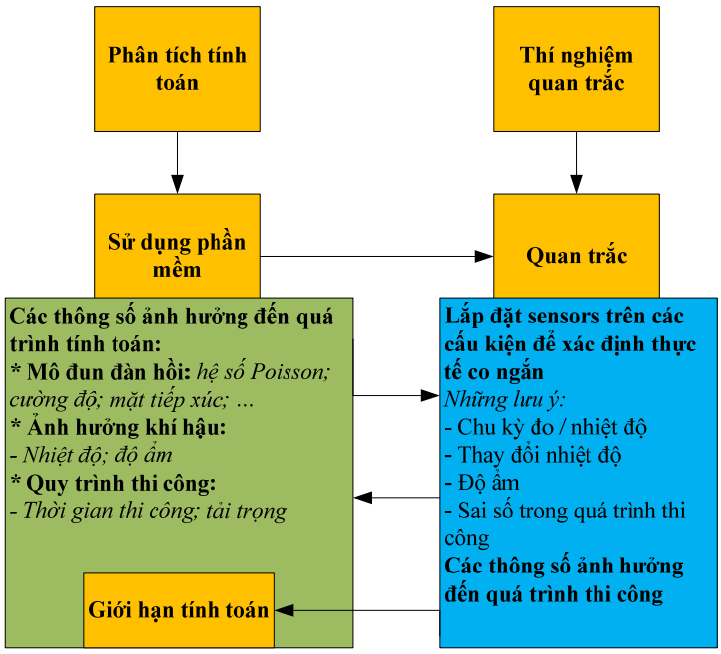
Bước 3: Analyze > Run Sequential Construction Case.

Quá trình phân tích mô hình theo giai đoạn thi công trong Etabs được thực hiện cho 2 giai đoạn chính:

+ Mô hình Finish - Sau khi hoàn thành Kết cấu công trình (chỉ tính tải trọng bản thân)

+ Mô hình 30 năm - Sau khi hoàn thành và sử dụng công trình được 30 năm (kể đến hoạt tải và hệ số giảm tải)

Quy trình tính toán, kiểm tra, thí nghiệm theo giai đoạn được thể hiện trong sơ đồ tại Hình 2. Hình 3 trình bày quá trình áp dụng trong phần mềm Etabs để dự đoán độ co ngắn cột/vách.



Hình 2. Quy trình tính toán dự đoán giá trị co ngắn cột/vách trong nhà cao tầng

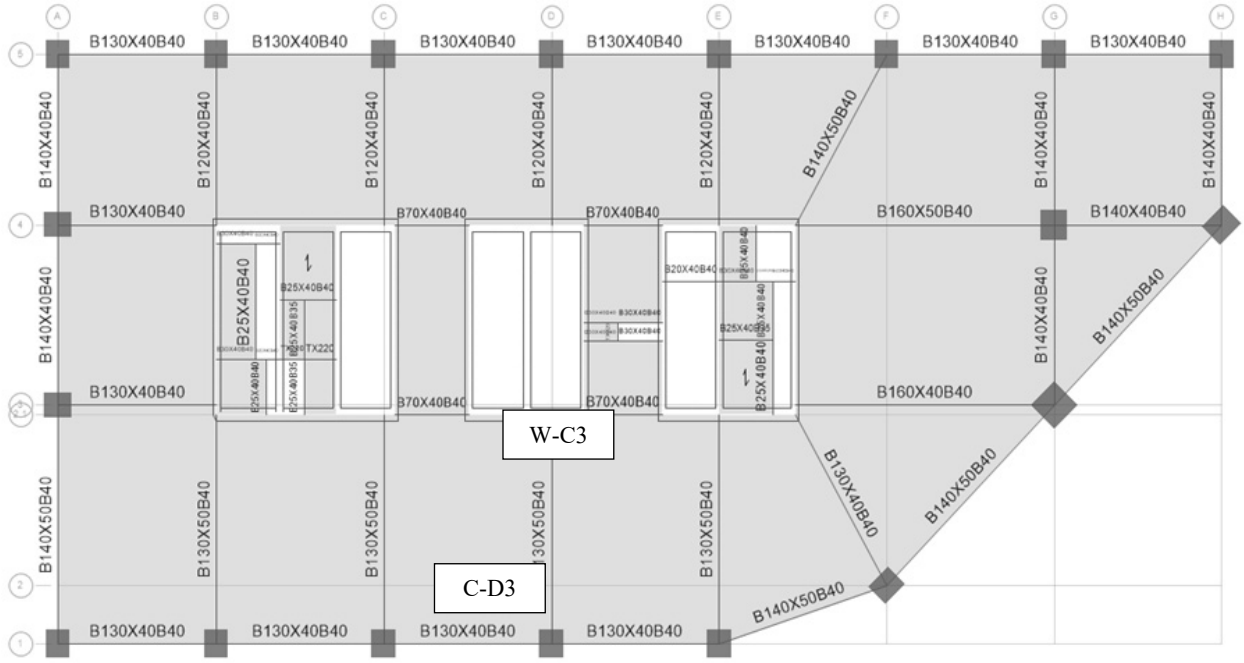
Hình 3. Quy trình thực hiện trong phần mềm Etabs

4. DỰ BÁO CO NGẮN CỘT TRONG QUÁ TRÌNH THIẾT KẾ, THI CÔNG, ÁP DỤNG CHO CÔNG TRÌNH NHÀ CAO TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Các mô hình tính toán và quy trình phân tích nêu trên được áp dụng để dự đoán chênh co cho 1 ví dụ công trình nhà cao tầng bê tông cốt thép, để đánh giá ảnh hưởng của hiệu ứng co ngắn cột. Quy trình tính toán dự đoán co ngắn cột trong thực tế được thực hiện theo sơ đồ ở Hình 3. Trong giai đoạn thiết kế cơ sơ, vì chưa có các số liệu liên quan đến các đặc trưng của vật liệu bê tông phát triển theo thời gian (co ngót, từ biến, mô đun đàn hồi, v.v.), nên các đặc trưng này được lấy theo các mô hình đưa ra trong FIB-CEB 90 và EC2.

4.1. Ví dụ tính toán cụ thể

Công trình giả định cao 45 tầng, với kết cấu chính là hệ lõi vách thang máy ở giữa và hệ thống cột BTCT ở xung quanh biên. Chiều cao tầng điển hình là 3,75m. Mặt bằng kết cấu điển hình của công trình được thể hiện trên hình 4.



Hình 4. Mặt bằng kết cấu điển hình

4.2. Các khai báo đầu vào

Các khai báo trong mô hình Etabs được thực hiện như sau:

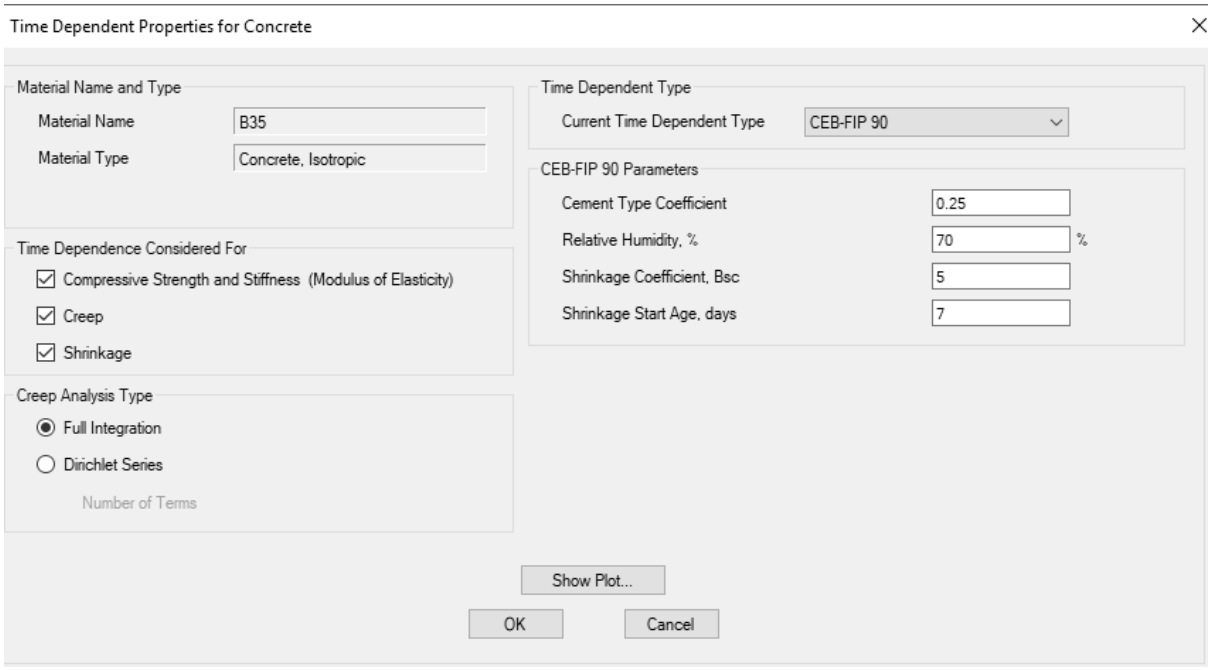
Mô hình vật liệu phụ thuộc thời gian được chọn là theo CEB-FIB 90.

Hệ số xi măng (s) = 0.25 (xi măng đông cứng nhanh)

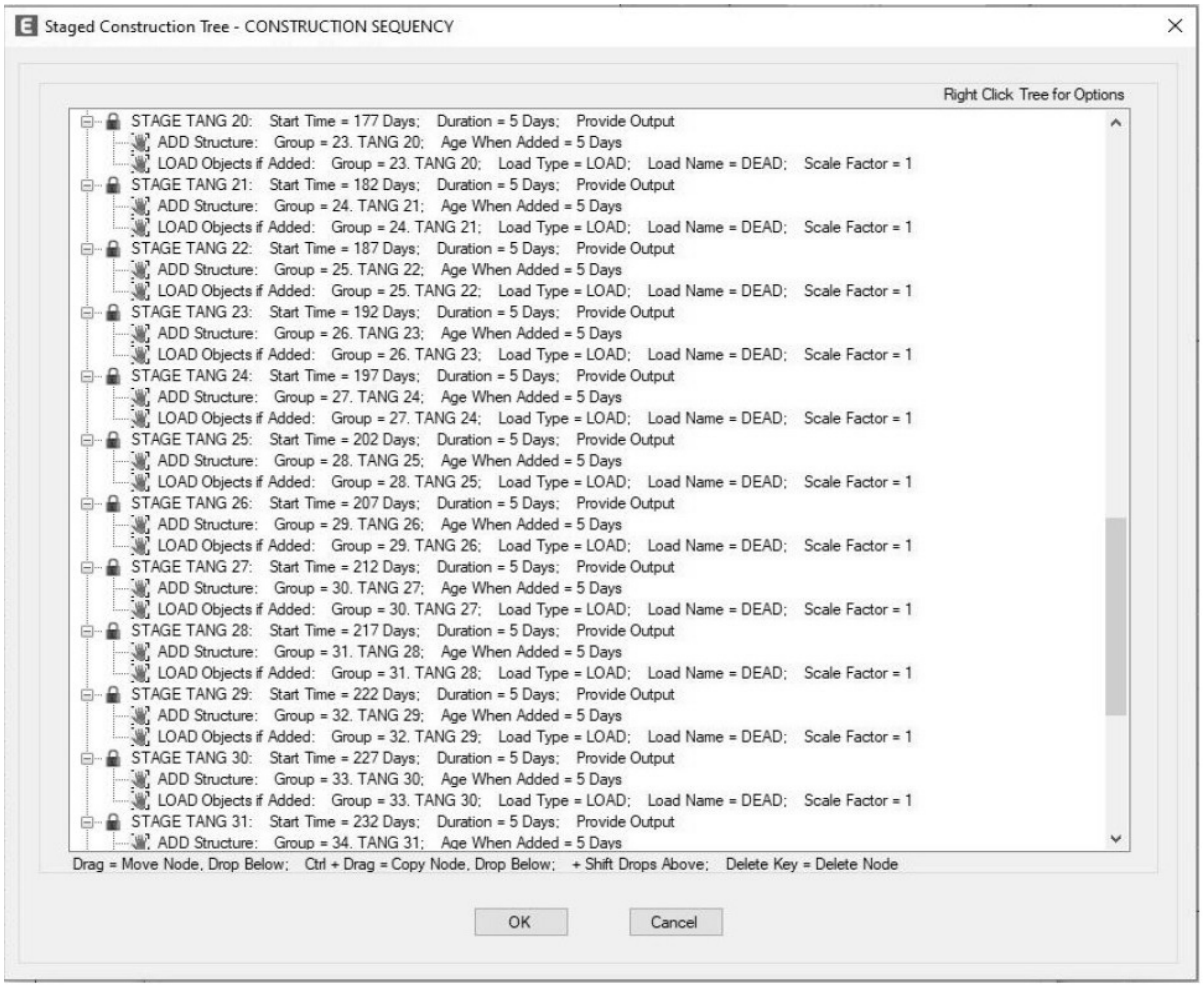
Hệ số co ngót (bsc) = 5 (xi măng đông cứng nhanh)

Thời điểm bắt đầu quá trình co ngót (ngày) = 7

Độ ẩm tương đối = 70%



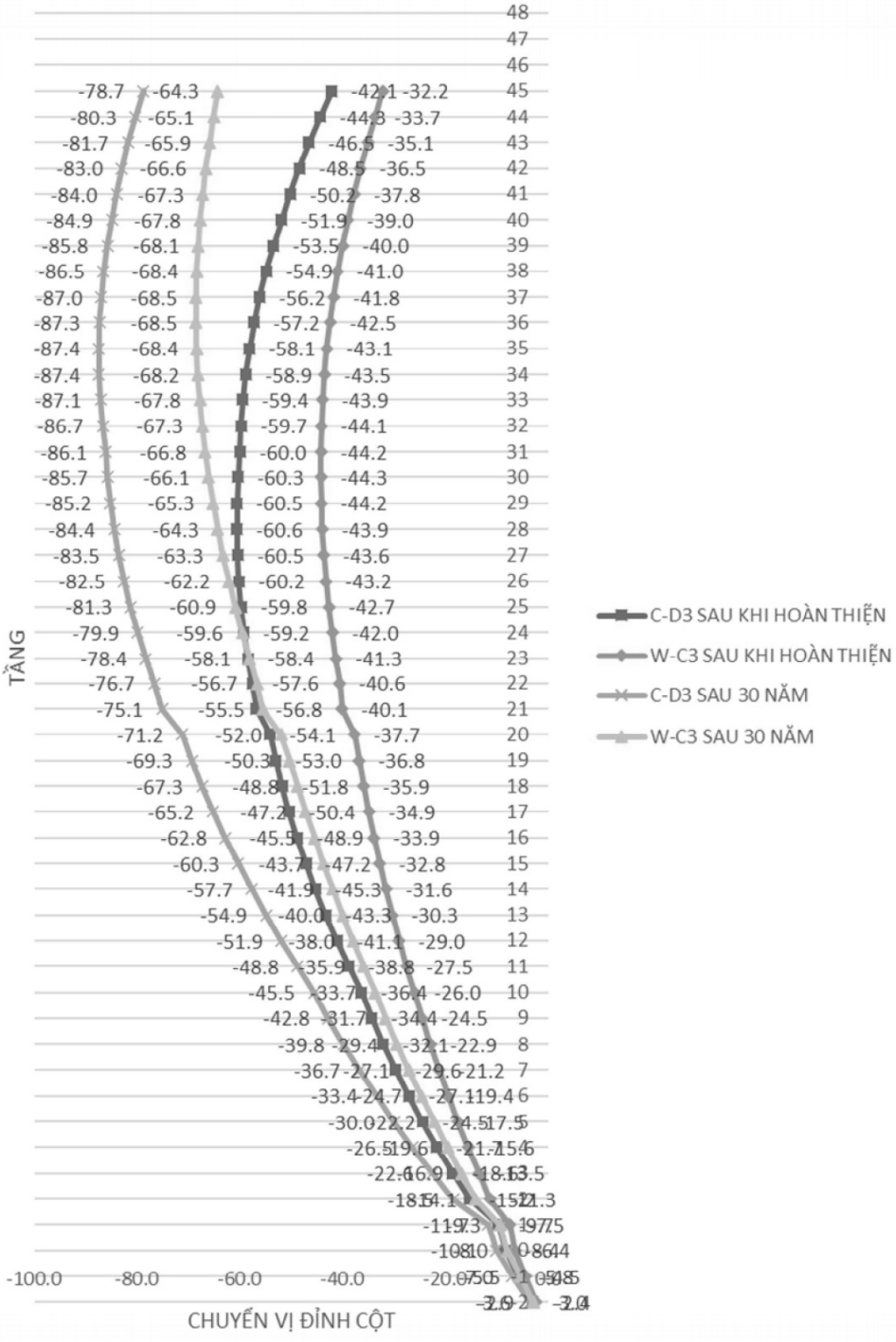
Hình 5. Các thông số đầu vào cho vật liệu phụ thuộc thời gian trong Etabs



Hình 6. Khai báo trình tự thi công trong phần mềm Etabs

5. KẾT QUẢ DỰ ĐOÁN CHÊNH CO, CHUYỂN VỊ ĐỈNH CỘT/VÁCH - ĐIỂM C-D3 VÀ W-C3 ĐIỂN HÌNH

Việc phân tích theo trình tự thi công được tiến hành. Ở giai đoạn thi công, giả thiết các tầng được đổ theo tiến độ 5 ngày/tầng. Ở giai đoạn sau khi thi công, công trình tiếp tục được phân tích cho thời gian 30 năm, với tải trọng là tĩnh tải công trình + 50% hoạt tải sử dụng. Kết quả co và chênh co được xác định cho vị trí điển hình là điểm C-D3 (cột biên) và W-C3 (vách trung tâm), có vị trí như trên Hình 4. Kết quả đo co của cột C-D3 và vách W-C3 được thể hiện ở hình dưới đây.



Hình 7. Kết quả dự đoán co ngắn của cột và vách

Kết quả tính toán bằng quy trình phân tích theo trình tự thi công cho thấy, sau khi hoàn thành thi công công trình, ở vị trí C-D3 và W-C3, giá trị co ngắn lớn nhất của vách là 44,3mm tại tầng 30. Giá trị co ngắn lớn nhất của cột là 60,6 tại tầng 28. Kết quả chênh co ngắn tại tầng 24 là lớn nhất, giá trị chênh co bằng 17,2mm. Với sơ đồ sau khi hoàn thành và sử dụng công trình được 30 năm, ở vị trí C-D3 và W-C3, giá trị co ngắn lớn nhất của vách là 68,5 mm tại tầng 36 và 37. Giá trị co ngắn lớn nhất của cột là 87,4 tại tầng 34 và 35. Kết quả chênh co ngắn tại tầng 25 là lớn nhất, giá trị chênh co bằng 20,4 mm. So sánh với các giá trị cho phép L/240 = 9000/240 = 37,5mm và giá trị kiểm soát: 9000/480 = 18,75mm cho thấy, giá trị chênh co giữa cột và vách được xem xét thỏa mãn giá trị cho phép nhưng chưa thỏa mãn giá trị kiểm soát, từ đó cần có các biện pháp để bảo vệ các kết cấu không chịu lực này khỏi bị nứt vỡ.

6. KẾT LUẬN

Việc tính toán dự đoán co ngắn cột là cần thiết, đặc biệt với các công trình có chiều cao từ 40 tầng trở lên, đề có thể đề ra các giáp pháp nhằm giảm thiểu ảnh hưởng của hiện tượng này ngay trong quá trình thiết kế và thi công công trình.

Việc áp dụng phương pháp tính theo trình tự thi công (construction stage) trong Etabs có kể đến các đặc trưng vật liệu theo thời gian của mô hình CEB 90 và EC 2 là phù hợp, thuận lợi với kỹ sư thiết kế, nhất là trong giai đoạn thiết kế ban đầu để xét đến ảnh hưởng của các hiệu ứng co ngắn. Tuy nhiên, do co ngắn là một hiện tượng phức tạp, chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố vật liệu phụ thuộc thời gian cũng như các yếu tố môi trường, do đó để có thể dự đoán chính xác, cần thực hiện các thí nghiệm về vật liệu đối với các đặc trưng phụ thuộc thời gian (co ngót, từ biến). Ngoài ra cần kiểm chứng trong quá trình thi công (gắn đầu đo biến dạng trong cột/vách), để có thể hiệu chỉnh lại mô hình dự đoán ban đầu.

7. TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TS. Cao Duy Khôi, ThS. Ngô Hoàng Quân, *Hiện tượng co ngắn cột trong thiết kế nhà cao tầng và siêu cao tầng Bê tông cốt thép*, Tạp chí Khoa học Công Nghệ Xây dựng số 2/2012

[2] CEB-FIB90 - *Model Code Comite EURO* - International du Beton, Design Code, 1990

[3] Eurocode 2: *Design of Concrete Structure*

[4] Etabs Phần mềm phân tích kết cấu

[5] Hanoi Landmark Tower Project. Column shortening. Main analysis report. MIDAS IT., 2008.[6] *Thuyết minh tính toán co ngắn cột, Vinhomes Central Park Lanmark 81*

TẢI TRỌNG CHÁY - NGUYÊN TẮC ÁP DỤNG VÀO MÔ PHỎNG ĐÁM CHÁY CÔNG TRÌNH

FIRE LOAD - THE PRINCIPLES FOR APPLICATION TO FIRE SIMULATION IN BUILDING

ThS. Thành Hữu Hồng Giang[1], ThS. Nguyễn Viết Sơn[2]
[1,2]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: hgiang8493@gmail.com, sonibst2109@gmail.com

TÓM TẮT: Mô phỏng đám cháy được áp dụng cho công tác phân tích để xác định mức nhiệt độ mà đám cháy có thể tác động vào các bộ phận công trình hoặc lượng khói có thể sinh ra và lan truyền trong công trình, khi thiết kế an toàn cháy hoặc khảo sát đánh giá sau cháy. Để sử dụng các giá trị tải trọng cháy cho việc mô phỏng đám cháy, thường sẽ phải quy đổi sang tốc độ giải phóng nhiệt (HRR) của nhiên liệu cháy. Nội dung bài viết nhằm trình bày ví dụ về việc áp dụng phần mềm mô phỏng đám cháy và những nguyên tắc quy đổi tải trọng cháy sang HRR để đưa vào chương trình mô phỏng.

TỪ KHÓA: Tải trọng cháy, mô phỏng đám cháy, tốc độ giải phóng nhiệt - HRR.

ABSTRACTS: *Fire simulation is applied for analysis to determine the temperature at which a fire can affect building components or the amount of smoke that can be generated in and spreaded throughout the building, in fire safety design or post-fire damages assessment survey. To use fire load values for fire simulation, it is necessary to convert the fire load to the heat release rate (HRR) of the fuel. The content of this article is to present an example of the application of fire simulation software and the principles of converting fire load to HRR to include in the simulation program.*

KEYWORDS: *fire load, fire simulation, heat release rate - HRR*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Việc đảm bảo an toàn cháy cho công trình là một vấn đề cấp thiết trong thời gian gần đây. Thiết kế, đánh giá an toàn cháy đối với các công trình xây dựng là một yêu cầu bắt buộc. Một trong những yếu tố quan trọng của thiết kế và đánh giá an toàn cháy là mô phỏng đám cháy. Việc mô phỏng đám cháy được áp dụng cho công tác phân tích để xác định mức nhiệt độ mà đám cháy có thể tác động vào các bộ phận công trình hoặc lượng khói có thể sinh ra và lan truyền trong công trình. Số liệu đầu vào cho mô phỏng là cơ sở dữ liệu đã được nghiên cứu và công bố (ví dụ trong [1]) về tốc độ giải phóng nhiệt (HRR) của các đối tượng, vật thể cháy rời rạc. HRR là tốc độ mà các phản ứng đốt cháy sinh ra nhiệt [1]. Để đánh giá đám cháy trong các gian phòng khi chưa biết sự phân bố rõ ràng về đồ vật, phương tiện hoặc không có tài liệu ghi nhận về phân bố vật cháy trong gian phòng để định lượng được đám cháy đã và có thể xảy ra thì chỉ có thể dựa vào quy định hoặc số liệu công bố về tải trọng cháy theo từng chức năng của gian phòng để đánh giá về HRR của đám cháy. Tải trọng cháy cho biết lượng nhiệt được giải phóng bởi toàn bộ các vật liệu dễ cháy trong khoang cháy [1]. Khi sử dụng số liệu đầu vào là tải trọng cháy để đưa vào mô hình thì cần phải quy đổi về HRR. Vấn đề được đặt ra: Cách quy đổi từ số liệu tải trọng cháy về HRR như thế nào? Và các cơ sở khoa học cho việc quy đổi này? Nhóm tác giả đã tìm hiểu qua các tài liệu kỹ thuật cũng như báo cáo khoa học để tìm ra cơ sở khoa học cho sự quy đổi tải trọng cháy về HRR và để phục vụ cho các nghiên cứu sau này.

2. MÔ PHỎNG ĐÁM CHÁY VÀ MỘT SỐ PHẦN MỀM PHỔ BIẾN ĐANG ÁP DỤNG TRÊN THẾ GIỚI VÀ VIỆT NAM

2.1. Mô phỏng đám cháy

Mô phỏng đám cháy là việc mô phỏng một sự kiện liên quan đến đám cháy, từ quá trình cháy đến sơ tán (không chỉ quá trình phát triển của đám cháy và quá trình vận chuyển khói). Kết quả mô phỏng sẽ giúp chúng ta có được cái nhìn chung về các sự việc liên quan đến đám cháy. Tất cả các mô phỏng này có thể được xây dựng nhờ các phần mềm mô phỏng cháy.

Phần mềm mô phỏng cháy là một công cụ giúp xây dựng nên mối liên hệ giữa các sự kiện có liên quan đến đám cháy. Nó có thể tích hợp nhiều sự kiện về đám cháy như đám cháy cục bộ, đám cháy toàn diện, quá trình thoát nạn của người sử dụng, sự sập đổ của kết cấu hoặc có thể chỉ giới hạn là sự phát triển của ngọn lửa và sự lan truyền của khói và có kể đến các yếu tố thực tế của công trình như: kích thước hình học, hình khối, các trang thiết bị an toàn cháy, tải trọng cháy, …. Để làm được việc này, các phần mềm mô phỏng thường dựa trên các mô hình thực nghiệm hoặc dựa trên các mô hình toán học. Các mô hình thực nghiệm được xây dựng căn cứ vào kết quả quan sát của nghiên cứu thực nghiệm về hành vi của con người khi xảy ra cháy. Các mô hình toán học được xây dựng trên các phương trình toán học để mô tả các sự kiện liên quan đến đám cháy. Các mô hình toán học được chia thành mô hình tiền định và mô hình thống kê. Mô hình tiền định được kiểm soát bởi các định luật về vật lý, hóa học và nhiệt học còn mô hình thống kê chỉ đưa ra các dự đoán thống kê về một đám cháy.

2.2. Một số phần mềm mô phỏng

Hiện nay, việc sử dụng phần mềm mô phỏng cháy để phân tích diễn biến phát triển của đám cháy dựa trên các yếu tố thực tế của công trình khá phổ biến. Một số phần mềm mô phỏng cháy không tính phí điển hình như:

Tổ chức phát hành	Tên phần mềm	Công dụng của phần mềm
NIST - National Institute of Standards and Technology	FDS - Fire Dynamics Simulator	Là mô hình động lực học chất lỏng tính toán dòng chảy của lửa [2]
	CFAST - Consolidated Fire and Smoke Transport	Là mô hình đám cháy hai vùng được sử dụng để tính toán sự phân bố liên tục của khói, khí cháy và nhiệt độ [3]
	FIRST - Fire Simulation Technique	Xác định sự suy giảm khối lượng và quá trình chuyển hóa năng lượng phụ thuộc vào thời gian [4]
National Research Council of Canada	NRC - Fire growth model	Được sử dụng để dự đoán các đặc điểm phát triển đám cháy [4]

Trong nội dung bài viết, chúng tôi tập trung đi sâu vào phần mềm CFAST đã được sử dụng phổ biến trong Phòng nghiên cứu phòng chống cháy, Viện KHCN Xây dựng [5] [6].

3. MÔ PHỎNG ĐÁM CHÁY BẰNG PHẦN MỀM CFAST

3.1. Nguyên tắc mô phỏng

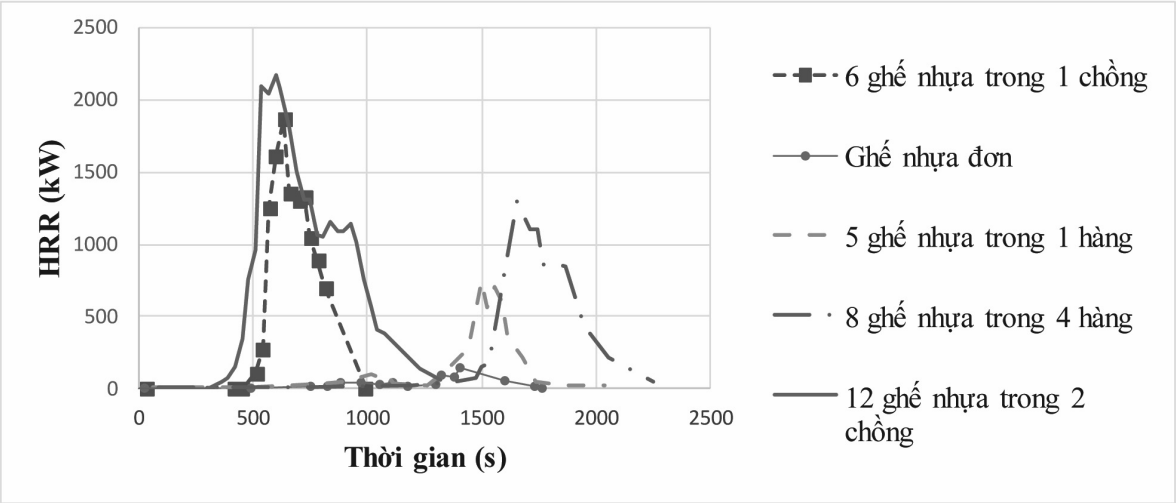
Phần mềm mô phòng cháy CFAST là một công cụ giúp xây dựng mối quan hệ giữa một số yếu tố đặc trưng của công trình và đám cháy. Các yếu tố đấy được lấy ở công trình thực tế và bản vẽ thiết kế. Công trình được đặc trưng bởi: kích thước hình học, các đặc điểm lỗ thông trong công trình, các đặc trưng về vật liệu. Đám cháy được được đặc trưng bởi: dạng nhiên liệu cháy, vị trí của đám cháy.

Để có thể biết được quá trình phát triển sinh nhiệt của đám cháy trong công trình diễn ra như thế nào thì HRR chính là tham số để mô phỏng đám cháy.

3.2. HRR trong mô phỏng đám cháy

Để biết được quy mô và diễn biến theo thời gian của một đám cháy người ta sử dụng khái niệm tốc độ giải phóng nhiệt (HRR) nó là đặc tính cơ bản mô tả định lượng đám cháy. Khái niệm này là biến số quan trọng trong phân tích nguy hiểm cháy. Tốc độ giải phóng nhiệt cung cấp thông tin hữu ích như quy mô đám cháy, tốc độ tạo khói, môi trường có thể xảy ra cháy và các dữ liệu liên quan khác để đánh giá mối nguy. Các yếu tố chính kiểm soát sự phát triển của đám cháy ở giai đoạn phát sinh và giai đoạn phát triển đầy đủ là khác nhau. Tốc độ giải phóng nhiệt (HRR) của vật đang cháy được đo bằng kilowatt (kW), là tốc độ mà các phản ứng đốt cháy sinh ra nhiệt [1].

Ví dụ về một số dữ liệu về HRR cho các sản phẩm thực được nghiên cứu và công bố:



Hình 1. HRR của ghế làm bằng nhựa với khung thép có thể xếp chồng lên nhau, không có đệm [1]

HRR của đám cháy là thông số quan trọng trong việc mô phỏng đám cháy. Với dữ liệu cơ bản đã được định lượng về đám cháy của các vật liệu, các nguy cơ cháy liên quan và việc giảm thiểu khả năng nguy hiểm của chúng có thể được đưa ra trên cơ sở hợp lý bằng việc sử dụng dữ liệu làm điểm khởi đầu cho các chương trình đánh giá. Thông qua việc sử dụng một số các tình huống khác nhau trong việc đánh giá hậu quả của đám cháy do các nguồn cháy gây ra, một bức tranh đầy đủ và đáng tin cậy về vấn đề cháy có thể được hình thành. Để đưa ra một cách ngắn

gọn, mô hình phác thảo phân tích cần thiết để trích xuất thông tin nguy cơ cháy từ dữ liệu của các cơ sở thí nghiệm, chúng ta có thể tăng cường dữ liệu thử nghiệm và phân tích nguy cơ xảy ra đám cháy dựa trên các mô hình phân tích. Có thể dễ dàng phân tích nguy hiểm cháy kỹ lưỡng hơn với các mô hình cháy hiện nay.

4. TẢI TRỌNG CHÁY

4.1. Xác định tải trọng cháy

Tải trọng cháy trong khoang cháy được xác định bằng tổng năng lượng giải phóng, bao gồm các thành phần của tòa nhà như lớp lót tường, trần và các vật dụng bên trong tòa nhà, chẳng hạn như đồ nội thất. Tải trọng cháy cũng được biểu thị bằng mật độ tải trọng cháy hoặc tải trọng cháy phân bố [7]. Mật độ tải trọng có thể liên quan đến tổng diện tích sàn của khoang cháy [MJ/m^2] bao gồm cả lối đi và không gian trống cục bộ. Đối với một số công trình sử dụng trong tòa nhà - đặc biệt là đối với kho chứa hoặc các tòa nhà công nghiệp - mối quan hệ với thể tích [MJ/m^3] có thể phù hợp hơn để giải quyết ảnh hưởng của chiều cao kho chứa lên tải trọng cháy [1].

Giá trị đặc trưng của mật độ tải trọng cháy [MJ/m^2]được xác định theo phương trình sau [7]:

$$e_f = \frac{E}{A_f} = \frac{1}{A_f}\sum_i \psi_i m_i H_{ui} M_{ki} \quad (1)$$

trong đó:

M_{ki} : giá trị đặc trưng khối lượng của vật liệu dễ cháy thứ i [kg];

H_u : nhiệt trị thực của vật liệu thứ i [MJ/kg];

m_i : hệ số mô tả ứng xử cháy của vật liệu thứ i;

ψ_i : hệ số bao bọc bảo vệ đối với vật liệu thứ i;

E : tải trọng cháy [MJ];

A_f : diện tích sàn của khoang cháy [m^2];

$H_{ui}M_{ki}$: đại diện cho tổng lượng năng lượng có trong vật liệu thứ i và được giải phóng khi bị đốt cháy hoàn toàn.

Hệ số m là hệ số không thứ nguyên giữa 0 và 1, đại diện cho hiệu suất cháy: m = 1 tương ứng với quá trình cháy hoàn toàn và m = 0 tương ứng với tình huống khắc nghiệt trong đó vật liệu dễ cháy hoàn toàn không tạo ra nhiệt cho quá trình cháy. Hệ số m là một hàm của loại hạt (chất rắn, chất lỏng) và các đặc tính hình học của nó (độ xốp, khối lượng), vị trí của nó trong khoang cháy (khu vực tiếp xúc với bức xạ) và các đặc tính của đám cháy (nhiệt độ, hàm lượng oxy, v.v. .). Cho đến nay, không có hiệp định quốc tế nào tồn tại về cách xác định hệ số m. Tất nhiên, hệ số m có thể được giả định một cách thận trọng là m = 1

Hệ số ψ được đưa vào để tính đến việc bảo vệ tải trọng cháy, bằng cách đặt nó bên trong tủ. Nó có giá trị giữa 0 (bảo vệ bắt buộc trong toàn bộ thời gian cháy) và 1 (bảo vệ không ảnh hưởng đến việc giải phóng năng lượng). Việc bảo vệ có thể làm giảm sự giải phóng năng lượng, nhưng thường làm như vậy trong một khoảng thời gian giới hạn, điều này phụ thuộc vào điều kiện cháy (bức xạ, nhiệt độ). Điều này không được phản ánh trong khái niệm hệ số ψ hiện tại là độc lập về thời gian. Đối với nhiều ứng dụng thực tế ta lấy ψ = 1.

Bảng 1. Mật độ tải trọng cháy trong một số dạng mục đích sử dụng công trình ở Anh [8]

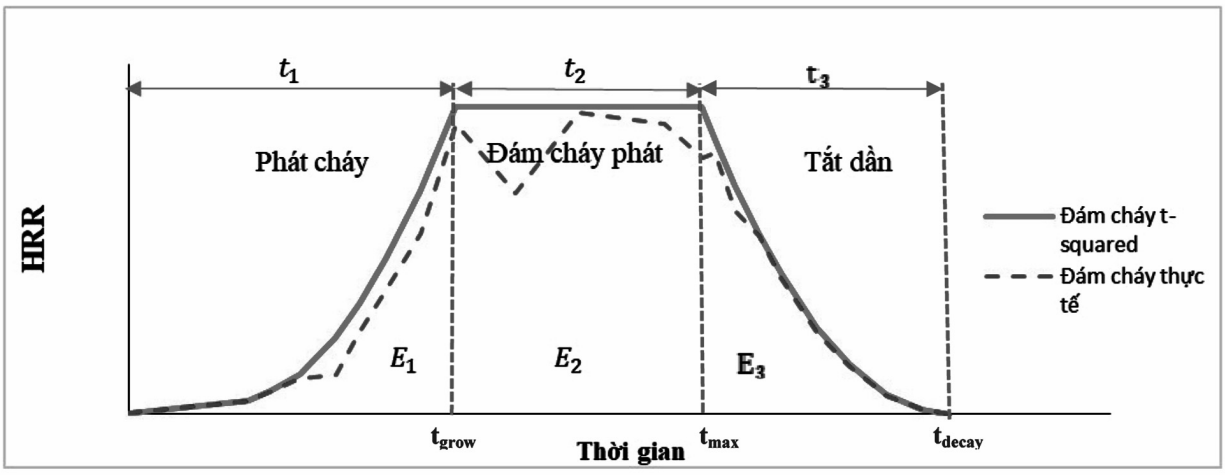
Dạng mục đích sử dụng	Mật độ tải trọng cháy (MJ/m^2)	
	Trung bình	Nhỏ hơn 80%(**)
Nhà ở	780	870
Bệnh viện	230	350
Kho của bệnh viện	2000	3000
Buồng ngủ khách sạn	310	400
Văn phòng	420	570
Cửa hàng	600	900
Nhà sản xuất	300	470
Nhà sản xuất / kho(*) < $150Kg/m^2$	1180	1800
Thư viện	1500	2250
Trường học	285	360
(*) - Kho chứa các vật liệu có tính bắt cháy (**) - 80% số phòng của các công trình không vượt quá giá trị này		

5. NGUYÊN TẮC QUY ĐỔI ĐỂ SỬ DỤNG TẢI TRỌNG CHÁY VỀ HRR

5.1. Quy đổi tải trọng cháy

Phần lớn các đám cháy diễn ra theo mô hình với các giai đoạn riêng biệt, mặc dù quy mô thời gian, tốc độ và cường độ rất khác nhau. Đối với mô hình mô phỏng một đám cháy phát triển tự nhiên gồm có ba giai đoạn:

- Giai đoạn phát cháy
- Giai đoạn đám cháy phát triển toàn diện
- Giai đoạn tắt dần



Hình 2. Quá trình tốc độ giải phóng nhiệt lý tưởng cho cả các giai đoạn với E_1, E_2, E_3 lần lượt là tải trọng cháy trong giai đoạn phát cháy, đám cháy phát triển toàn diện và tắt dần [9]

Đối với bất kỳ đám cháy nào, tốc độ tỏa nhiệt tính bằng MW có thể được tính nếu biết lượng nhiệt tỏa ra dưới dạng MJ trong một thời gian nhất định (tính bằng giây). Tốc độ tỏa nhiệt trung bình Q (MW) được cho bởi [10]:

$$Q = \frac{\sum_i E}{\sum_i t} = \frac{E_1 + E_2 + E_3}{t_1 + t_2 + t_3} \quad (2)$$

trong đó:

E : tổng năng lượng của tải trọng cháy (MJ);

t : thời gian cháy (s);

E_1, E_2, E_3 : lần lượt là tải trọng cháy trong các giai đoạn phát cháy, đám cháy phát triển toàn diện và tắt dần (MJ);

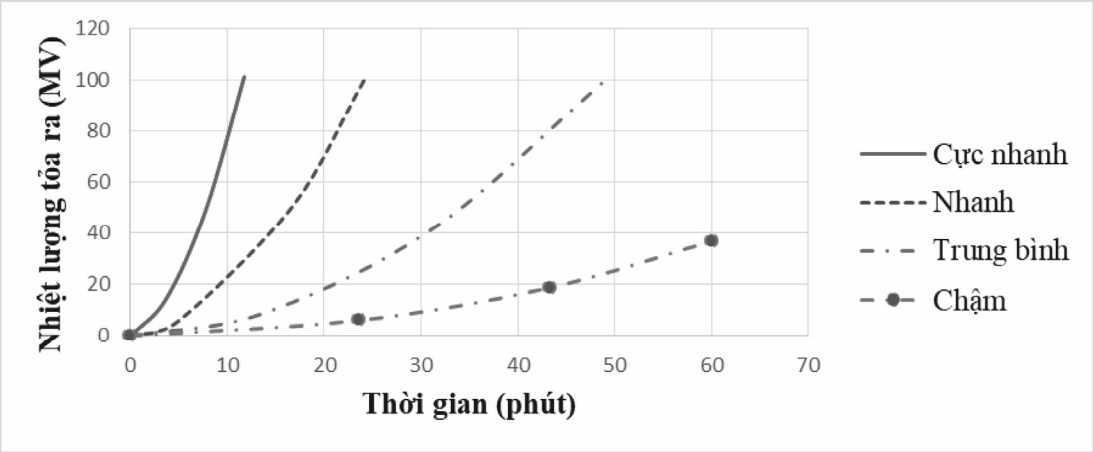
t_1, t_2, t_3 : lần lượt là thời gian cháy của các giai đoạn cháy (s).

5.2. Các giai đoạn phát triển đám cháy

5.2.1. Giai đoạn phát cháy

Giai đoạn phát cháy được xem là bắt đầu khi bức xạ được hồi tiếp từ ngọn lửa kiểm soát tốc độ cháy. Giả sử rằng khoang cháy được thông gió (có đủ lượng oxi cung cấp cho phản ứng cháy), tốc độ phát triển của ngọn lửa chủ yếu bị kiểm soát bởi các đặc tính và định hướng của nhiên liệu. Trong giai đoạn phát triển, ngọn lửa lan rộng trên các bề mặt nhiên liệu, làm tăng diện tích cháy và tốc độ tỏa nhiệt tương ứng. Tốc độ tỏa nhiệt được giả định là không phụ thuộc vào sự ngăn cách đám cháy và được điều khiển chủ yếu bởi tốc độ lan truyền ngọn lửa [11].

Để đánh giá về giai đoạn này các tài liệu kỹ thuật đã sử dụng khái niệm "tốc độ phát triển của đám cháy" [2], [11], [10]. Tốc độ phát triển của đám cháy (t^2 - t bình phương) có thể được coi là một nguồn cháy có tốc độ tỏa nhiệt không đổi trên một đơn vị diện tích, trong đó ngọn lửa lan truyền theo hình tròn với tốc độ hướng tâm không đổi. Có bốn loại tốc độ cháy: chậm, trung bình, nhanh và cực nhanh. Các định nghĩa này được xác định đơn giản bằng thời gian cần thiết để ngọn lửa đạt giá trị 1,055 MW [10].



Hình 3. Tốc độ tỏa nhiệt cho các dạng đám cháy t^2 [10]

Tốc độ tỏa nhiệt Q (MW) đối với đám cháy t^2 được xác định:

$$Q_\alpha = \alpha.t_\alpha^2 \quad (3)$$

trong đó:

$\alpha = \frac{1,055}{k^2}$: hệ số cường độ cháy (MW/s^2);

t_α : thời gian cháy (s).

Bảng 2. Thời gian tăng trưởng điển hình cho các dạng đám cháy [10]

Tốc độ phát triển đám cháy	Giá trị của hằng số phát cháy k ($s/MW^{1/2}$)	Hệ số cường độ cháy α (MW/s^2)	Đám cháy điển hình
Chậm	600	0,00293	Các sản phẩm gỗ được đóng gói dày đặc
Trung bình	300	0,0117	Đồ nội thất bằng gỗ rắn như bàn làm việc Đồ nội thất cá nhân với một lượng nhỏ nhựa
Nhanh	150	0,0466	Pallet gỗ xếp chồng cao Thùng carton trên pallet Một số đồ nội thất bọc
Cực nhanh	75	0,1874	Nội thất bọc da Vật liệu nhựa xếp chồng cao Đồ nội thất bằng gỗ mỏng như tủ quần áo

Tải trọng cháy trong giai đoạn này được tính toán bởi công thức [9]:

$$E_1 = \int_0^{t_{grow}} Q(t)dt = \frac{\alpha t^3}{3}\Big|_0^{t_{grow}} = \frac{\alpha(t_{grow})^3}{3} \quad (4)$$

trong đó:

t_{grow} : thời gian kết thúc giai đoạn phát cháy [s].

5.2.1. Giai đoạn đám cháy phát triển toàn diện

Khi xem xét việc bảo vệ tài sản, ổn định kết cấu và khả năng cháy lan sang các tài sản khác thì giai đoạn đám cháy phát triển toàn diện là quan trọng nhất. Sau khi hiện tượng bùng cháy xảy ra, đám cháy sẽ ở giai đoạn phát triển toàn diện và được đặc trưng bởi tốc độ tỏa nhiệt rất cao và nhiệt độ cao. Bùng cháy là sự chuyển đổi đột ngột từ giai đoạn phát cháy sang giai đoạn cháy phát triển toàn diện. Thời gian của giai đoạn phát triển toàn diện phụ thuộc vào tổng lượng nhiên liệu và lượng không khí được cung cấp.

Tải trọng cháy trong giai đoạn này được tính toán bởi công thức [9]:

$$E_2 = \int_{t_{grow}}^{t_{max}} Q(t)dt = Q_{peak}\Big|_{t_{grow}}^{t_{max}} = Q_{peak}(t_{max} - t_{grow}) \quad (5)$$

trong đó:

Q_{peak} : tốc độ giải phóng nhiệt cao nhất [MW];

t_{max} : thời gian khi bắt đầu giai đoạn tắt dần [s].

5.2.2. Giai đoạn tắt dần

Sau một thời gian đám cháy phát triển đầy đủ, cường độ đám cháy giảm dần do tiêu hao nhiên liệu. Một khi nguồn cung cấp nhiên liệu giảm đến mức không thể duy trì tốc độ cháy tối đa, đám cháy được cho là đang trong giai đoạn tắt dần. Quá trình chuyển sang giai đoạn tắt dần thường là thời điểm mà 80% nhiên liệu đã được tiêu thụ. Đám cháy vẫn tiếp tục suy tàn cho đến khi lượng nhiên liệu có sẵn được tiêu thụ hết rồi tắt.

Tải trọng cháy trong giai đoạn này được tính toán bởi công thức [9]:

$$E_3 = \int_{t_{max}}^{t_{decay}} Q(t)dt = \frac{\alpha_{decay} t^3}{3}\Bigg|_{t_{max}}^{t_{decay}} = \alpha_{decay}\left(\frac{(t_{decay})^3}{3} - \frac{(t_{max})^3}{3}\right) \quad (6)$$

trong đó:

α_{decay} : hệ số tốc độ phân rã tuyến tính [MW/s], $\alpha_{decay} = \dfrac{Q_{peak}}{(t_{decay} - t_{max})^2}$;

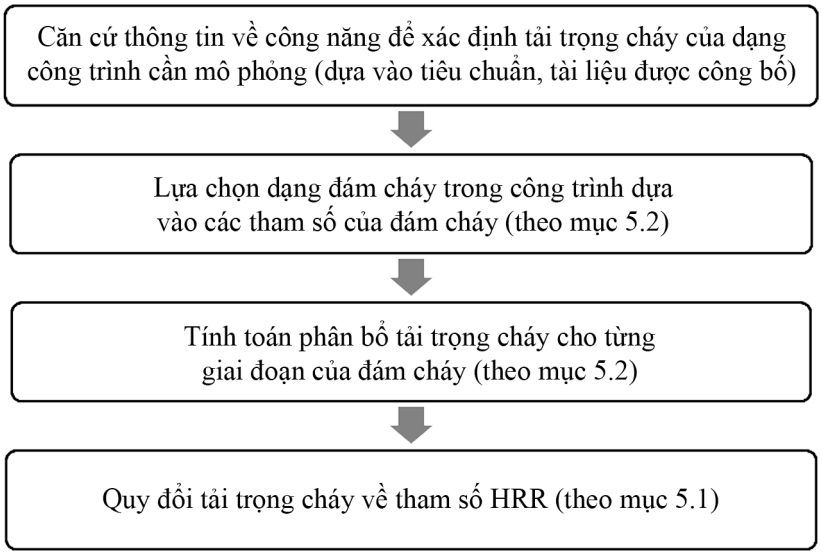
t_{decay} : là thời gian đám cháy kết thúc [s].

Khi tốc độ phân rã tuyến tính đã biết, tải trọng cháy trong giai đoạn tắt dần được cho bởi [9]:

$$E_3 = \int_{t_{max}}^{t_{decay}} Q(t)\,dt = \frac{Q_{peak}(t_{decay} - t_{max})}{3} \quad (7)$$

5.3. Sơ đồ thuật toán quy đổi tải trọng cháy thành tham số HRR

Tải trọng cháy được quy đổi thành tham số HRR thông qua các bước trong sơ đồ sau.

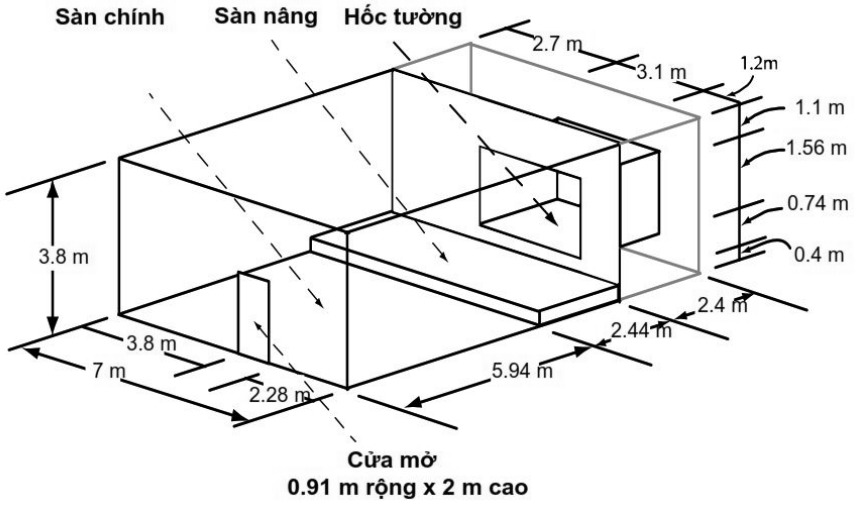


Hình 4. Sơ đồ thuật toán quy đổi tải trọng cháy thành tham số HRR

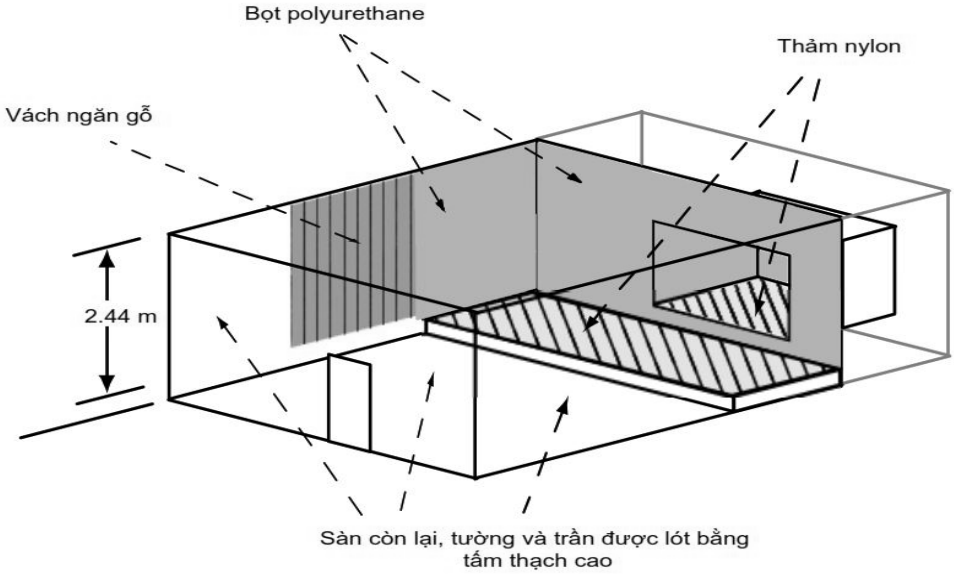
6. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Để so sánh và đánh giá kết quả của phân tích với kết quả của thực nghiệm các tác giả sử dụng một đám cháy đã xảy ra trong thực tế: đám cháy xảy ra vào đêm ngày 20 tháng 2 năm 2003, trong hộp đêm The Station ở West Warwick, Rhode Island [12]. Pháo hoa trong buổi diễn âm nhạc đã làm cháy lớp cách nhiệt bằng bọt polyurethane lót các bức tường và trần của bục sân khấu.

Quy mô mô hình, kích thước tổng thể của khoang cháy là 10,8 m × 7 m và chiều cao trần là 3,8 m. Hốc tường của người đánh trống rộng 3,1 m; sâu 2,4 m và cao 1,96 m. Chiều cao của sàn và trần trong hốc tường của người đánh trống so với sàn nhảy lần lượt là 0,74 m và 2,7 m. Bục sân khấu rộng 7 m; sâu 2,4 m và cao 0,4 m [12].



Hình 5. Sơ đồ của khoang thử nghiệm [13]



Hình 6. Sơ đồ mặt bằng cho thấy khu vực thử nghiệm và các vị trí nhiên liệu [13]

Các đặc tính vật liệu được sử dụng trong mô phỏng cháy hộp đêm được liệt kê trong bảng sau:

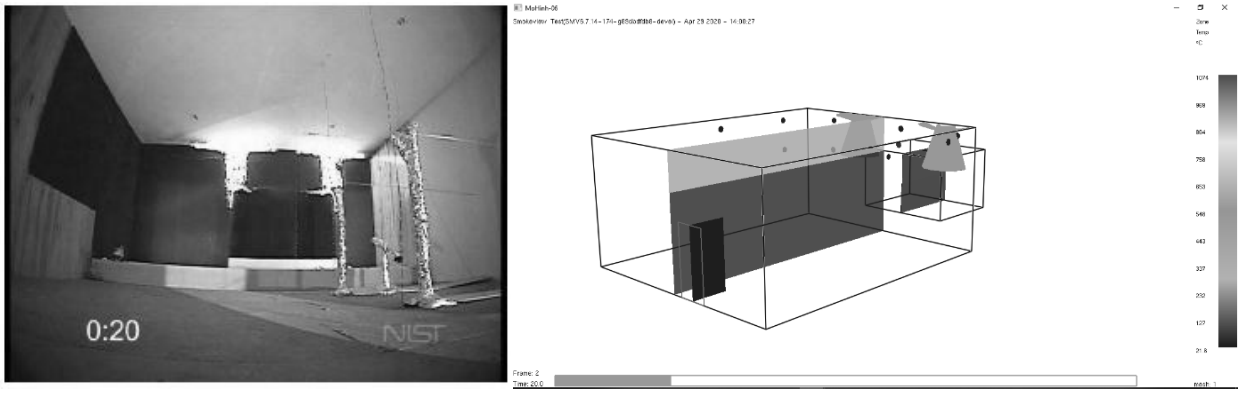
Bảng 3. Thuộc tính vật liệu mô phỏng [13]

Vật liệu		Bọt	Vách ngăn gỗ	Trần	Thảm
Độ dày (m)		0,03	0,01	0,016	0,008
Khối lượng riêng (kg/m^3)		22	450	227	267
Hệ số dẫn nhiệt (W/m^{o}C)		0,034	0,13-0,29	0,0611	-
Nhiệt dung riêng (kJ/(kg^{o}C))		1,4	2,8	-	-
Nhiệt độ bắt cháy (^{o}C)		370	360	-	280
Thông lượng nhiệt 35kW/m^2	Tốc độ tỏa nhiệt cao nhất (kW/m^2)	453	437	-	576
	Tốc độ cháy bề mặt (kg/s/m^2)	0,031	0,056	-	-

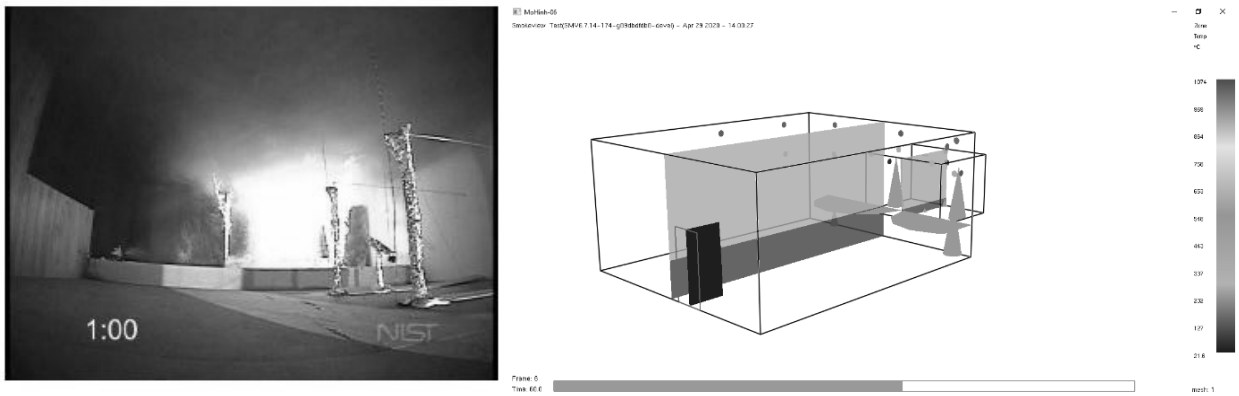
Tổng tải trọng cháy:

$$E = \sum_i H_{ui} M_{ki} = 7277,098 \text{ (MJ)}$$

Từ các thông số của đám cháy trên ta đưa vào mô hình mô phỏng đám cháy CFAST và thấy được các đám cháy diễn ra gần giống với mô phỏng thực tế.



Hình 7. Ngọn lửa bùng lên trên trần nhà, t = 20 giây sau khi phát cháy



Hình 8. Sự bùng cháy đã xảy ra trong khu vực hốc tường, t = 60 giây sau khi phát cháy

Hình 7 và hình 8 bao gồm các cặp hình ảnh. Các khung hình tĩnh, được chụp từ băng video, xuất hiện ở bên trái. Hình ảnh bên phải được trích xuất từ CFAST. Cả hai hình ảnh đại diện cho cùng một thời điểm sau khi đánh lửa.

Khung video bên trái trong Hình 6 cho thấy ngọn lửa thực tế 20 giây sau khi bắt lửa phát triển theo chiều thẳng đứng và bốc cháy trên trần nhà. Ngọn lửa mô phỏng bên phải cũng chạm tới trần nhà.

Trong Hình 7, trần nhà và các bức tường của hốc tường đã bắt cháy hoàn toàn trong cả hai hình ảnh. Trong Hình 8, 60 giây sau khi đánh lửa, hiện tượng bùng cháy đã xảy ra trong thí nghiệm và hiện tượng bùng cháy sắp xảy ra trong mô phỏng. Ngọn lửa thực tế đang vươn ra khỏi hốc tường trên trần nhà và lớp khói ngày càng dày và đậm hơn. Ngọn lửa mô phỏng bên phải chưa vươn ra khỏi hốc tường trên trần nhà.

Các cặp hình ảnh cho thấy mô phỏng gần chính xác theo thời gian, trong việc tái tạo sự phát triển và lớn lên của đám cháy. Dựa trên các hình ảnh của đám cháy, CFAST dường như đồng bộ về quá trình phát triển đám cháy. Khi ngọn lửa đạt đến điểm chuyển tiếp của hiện tượng bùng cháy, mô phỏng có độ trễ hơn so với thực tế.

7. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Bài viết đã đưa ra nguyên tắc mô phỏng đám cháy, ý nghĩa của HRR trong đám cháy, cơ sở khoa học rõ ràng cho việc quy đổi từ số liệu tải trọng cháy sang tham số HRR. Từ đó, nhóm tác giả đã:

- Nghiên cứu mối quan hệ giữa mật độ tải trọng cháy tiêu chuẩn trong một khoang cháy nhất định với các dạng đám cháy khác nhau (đám cháy phát triển chậm, trung bình, nhanh và cực nhanh) để xây dựng được biểu đồ phát triển HRR theo thời gian làm số liệu đầu vào cho phân tích đám cháy.
- Xây dựng được quy trình quy đổi tải trọng cháy sang tham số HRR và áp dụng vào những bài toán (công viêc) đã triển khai kiểm định công trình sau cháy trong thực tế.

Nội dung bài viết cũng nêu ví dụ cụ thể trong việc khai thác phần mềm sẵn có và các lý thuyết về đám cháy để áp dụng cho các bài toán thực tế [5] [6] [14].

Cần có những nghiên cứu sâu thêm về các năng lực khác của phần mềm để giúp khai thác được nhiều hơn trong bài toán mô phỏng đáp ứng được nhu cầu của thực tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] M. J. Hurley, SFPE Handbook of Fire Protection Engineering, Fifth ed., Society of Fire Protection Engineers, 2016

[2] M. Kevin, M. Randall and V. Marcos, *Fire Dynamics Simulator Technical Reference Guide, Sixth ed., vol. 1: Mathematical Model*, NIST, 2021

[3] R. D. Peacock, M. B. Kevin, F. P. Glenn and R. A. Paul, CFAST - Consolidated Fire and Smoke Transport (Version 7), vol. 1: Technical Reference Guide, NIST, 2020

[4] A. Bounagui and N. Bénichou, "*Literature Review on the Modeling of Fire Growth and Smoke Movement*", National Research Council of Canada, 2003

[5] Hoàng Anh Giang và các cộng tác viên, "*Báo cáo kết quả khảo sát đánh giá hiện trạng kết cấu công trình sau cháy, khu văn phòng Công ty TNHH ENKEI VIỆT NAM*", Viện chuyên ngành Kết cấu Công trình Xây dựng, Báo cáo số 056.18.KS.NCPCC, 2018

[6] Hoàng Anh Giang và các cộng tác viên, "*Báo cáo phân tích, đánh giá giải pháp thiết kế bổ sung thay thế để đảm bảo an toàn cháy*", Viện chuyên ngành Kết cấu Công trình Xây dựng, Báo cáo số 090.20.BC.NCPCC, 2020

[7] G. A. a. T. O'Dell, Ed., Fire, *Static and Dynamic Tests of Building Structures*

[8] J. B. A. Schleich, "*Natural Fire Safety Concept For Building - 1*", Fire, Static and Dynamic Test of Building Structure, Procceding of the Second Cardington Conference, Cardington, England, March 1996, pp. 80-104

[9] L. Staffansson, "*Selecting design fires*", Department of Fire Safety Engineering and Systems Safety, Lund University

[10] A. H. Buchanan, *Structural Design for Fire Safety*, John Wiley & Son, LTD, 2001

[11] A. Buchanan, Ed., *Fire Engineering Design Guide*

[12] William L. Grosshandler, Nelson Bryner, Daniel Madrzykowski and Kenneth Kuntz, "*Report of the Technical Investigation of The Station Nightclub Fire*", Nationnal Institute of Standards and Technology, 2005

[13] W. Grosshandler, N. Bryner, D. Madrzykowski and K. Kuntz, "*Report of the Technical Investigation of The Station Nightclub Fire*", NIST , 2005

[14] Hà Văn Hạnh và các cộng tác viên, "*Báo cáo kết quả khảo sát đánh giá hiện trạng kết cấu công trình sau cháy, khu văn phòng Công ty TNHH YKK*", Viện chuyên ngành Kết cấu Công trình Xây dựng, Báo cáo số 028.19.KS.NCPCC, 2019

SO SÁNH QUY ĐỊNH VỀ VẬT LIỆU XÂY DỰNG CHO ĐƯỜNG THOÁT NẠN THEO KHẢ NĂNG SINH KHÓI CỦA VIỆT NAM VỚI MỘT SỐ QUỐC GIA KHÁC

KS. Đào Duy Anh
Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: duyanhibst1988@gmail.com

TÓM TẮT: Bài viết trình bày một số quy định về đảm bảo yêu cầu an toàn khói của vật liệu xây dựng sử dụng cho đường thoát nạn trong công trình theo quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD cùng một số quốc gia trên thế giới. Trên cơ sở đó và thực tế công tác thử nghiệm của LAS-XD 416, bài viết đưa ra một đề xuất kiến nghị phục vụ công tác thiết kế, lựa chọn và thử nghiệm phân nhóm nguy hiểm cháy về khả năng sinh khói của vật liệu xây dựng.

TỪ KHÓA: Đường thoát nạn, khả năng sinh khói.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Các yêu cầu kỹ thuật đối với đường thoát nạn cho nhà và công trình có ý nghĩa quan trọng trong việc đảm bảo an toàn cho việc thoát nạn khi xảy ra các tình huống nguy hiểm như cháy, nổ. Bên cạnh các yêu cầu về bố trí và đảm bảo kích thước tối thiểu (chiều cao và chiều rộng thông thủy), quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD [1] còn được quy định về tính nguy hiểm cháy đối với vật liệu xây dựng được sử dụng cho đường thoát nạn trong công trình, trong đó có yêu cầu về mức độ sinh khói. Đây là một trong những chỉ tiêu quan trọng để đánh giá tính nguy hiểm cháy của vật liệu được sử dụng.

Trên thực tế công tác thử nghiệm tại LAS-XD 416, việc triển khai phép thử xác định khả năng sinh khói của vật liệu với khách hàng ghi nhận một số tồn tại sau:

- Các yêu cầu về mức độ sinh khói của vật liệu sử dụng cho đường thoát nạn không được chỉ định trong hồ sơ thiết kế của công trình;

- Vật liệu sử dụng được lựa chọn dựa trên các công bố của nhà sản xuất và đơn vị phân phối theo các tiêu chuẩn nước ngoài như Mỹ, châu Âu, Nhật, Úc...

Từ những tồn tại trên, nhiều công trình gặp khó khăn trong việc lựa chọn giải pháp vật liệu và thử nghiệm phục vụ công tác thi công, nghiệm thu công trình.

Nội dung bài viết trình bày các quy định về đảm bảo yêu cầu an toàn khói của vật liệu xây dựng sử dụng cho đường thoát nạn trong công trình theo quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD cùng một số quốc gia trên thế giới đồng thời đưa ra một đề xuất kiến nghị phục vụ công tác thiết kế, lựa chọn và thử nghiệm phân nhóm nguy hiểm cháy về khả năng sinh khói của vật liệu xây dựng.

2. CÁC QUY ĐỊNH VỀ YÊU CẦU AN TOÀN KHÓI CỦA VẬT LIỆU XÂY DỰNG SỬ DỤNG CHO ĐƯỜNG THOÁT NẠN TRONG CÔNG TRÌNH

2.1. Các quy định tại Việt Nam

Theo quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD của Việt Nam, về mặt an toàn cháy, vật liệu xây dựng chỉ được đặc trưng bằng tính nguy hiểm cháy được xác định theo các đặc tính kỹ thuật cháy gồm: tính cháy (Ch), tính bắt cháy (BC), tính lan truyền lửa trên bề mặt (LT), khả năng sinh khói (SK) và độc tính của sản phẩm cháy (ĐT). Trong đó, khả năng sinh khói của vật liệu được phân thành 3 nhóm:

- SK1: khả năng sinh khói thấp:
- SK2: khả năng sinh khói vừa;
- SK3: khả năng sinh khói cao.

Theo điều 3.3.4 của quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD quy định trong đường thoát nạn trong các nhà thuộc tất cả các bậc chịu lửa và cấp nguy hiểm cháy kết cấu, ngoại trừ các nhà có bậc chịu lửa V và nhà thuộc cấp S3, không cho phép sử dụng các vật liệu có tính nguy hiểm cháy cao hơn nhóm dưới đây:

- Ch1, BC1, SK2, ĐT2: đối với lớp hoàn thiện tường, trần và tấm trần treo trong các sảnh, trong buồng thang bộ và trong sảnh thang máy;
- Ch2, BC2, SK2, ĐT3 hoặc Ch2, BC3, SK2, ĐT2: đối với lớp hoàn thiện tường, trần và tấm trần treo trong các hành lang chung, phòng sử dụng chung và phòng chờ;
- Ch2, LT2, SK2, ĐT2: đối với các lớp phủ sàn trong sảnh, buồng thang bộ và sảnh thang máy;
- BC2, LT2, SK3, ĐT3: đối với các lớp phủ sàn trong hành lang chung, không gian chung và phòng chờ.

Phân nhóm theo khả năng sinh khói của vật liệu dựa trên các thông số thử nghiệm được xác định theo tiêu chuẩn ISO 5660-2[2] như quy định tại Bảng B.4 - Phụ lục B của quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD. Cụ thể như sau:

Bảng 1. Phân nhóm vật liệu cháy theo khả năng sinh khói tại Việt Nam

Nhóm theo khả năng sinh khói của vật liệu	Trị số hệ số sinh khói của vật liệu (m^2/kg)
SK1 - Khả năng sinh khói thấp	≤ 50
SK2 - Khả năng sinh khói vừa phải	> 50 và ≤ 500
SK3 - Khả năng sinh khói cao	> 500

2.2. Các quy định tại châu Âu

Theo tiêu chuẩn EN 13501-1 [3], việc xác định khả năng sinh khói của vật liệu được thực hiện theo tiêu chuẩn EN 13823 [4]. Phân nhóm khả năng sinh khói của vật liệu được quy định tại điều 11.9 của tiêu chuẩn EN 13501. Cụ thể như sau:

Bảng 2. Phân nhóm vật liệu cháy theo khả năng sinh khói tại châu Âu

Nhóm theo khả năng sinh khói của vật liệu	Trị số sinh khói của vật liệu
s1	SMOGRA ≤ 30 m^2/s^2 và TSP_{600s} ≤ 50 m^2
s2	SMOGRA ≤ 180 m^2/s^2 và TSP_{600s} ≤ 200 m^2
s3	SMOGRA > 180 m^2/s^2 và TSP_{600s} > 200 m^2 hoặc không có số liệu thử nghiệm

2.3. Các quy định tại Mỹ

Việc phân nhóm vật liệu xây dựng theo đặc tính cháy tại Mỹ được quy định trong mục 10.2.3 tiêu chuẩn An toàn sinh mệnh NFPA 101 (Life Safety Code, NFPA 101 Section 10.2.3) [5] và mục 704 quy chuẩn Xây dựng (Standard Building Code Section 704) [6] hoặc tại mục 4204 Luật Xây dựng (Uniform Building Code) [7] và mục 922.5.3 Tiêu chuẩn Xây dựng (Basic Building Code Section 922.5.3) [8]. Trên cơ sở các thông số thử nghiệm được xác định theo tiêu chuẩn ASTM E 84 [9] (tương đương UL 723 [10]) gồm chỉ số lan truyền lửa (FSI) và lan truyền khói (SDI), vật liệu xây dựng được phân nhóm theo bảng dưới đây:

Bảng 3. Phân nhóm vật liệu cháy tại Mỹ

Phân nhóm vật liệu	Chỉ số lan truyền lửa (FSI)	Chỉ số lan truyền khói (SDI)
Nhóm A/I	0 - 25	< 450
Nhóm B/II	26 - 75	< 450
Nhóm C/III	76 - 2900	< 450

Theo phân loại trên, vật liệu sử dụng trong công trình nói chung và đường thoát nạn nói riêng phải đảm bảo chỉ số lan truyền khói SDI thấp hơn 450.

2.4. Các quy định tạo Úc và New Zealand

Theo tiêu chuẩn AS/NZS 1530.3 [11] của Úc và New Zealand, khả năng sinh khói của vật liệu được phân thành 11 nhóm từ 0 đến 10. Phân nhóm theo khả năng sinh khói của vật liệu dựa trên các thông số thử nghiệm được như quy định tại điều 3.5 của AS/NZS 1530.3. Cụ thể như sau:

Bảng 4. Phân nhóm vật liệu cháy theo khả năng sinh khói tại Úc và New Zealand

Nhóm theo khả năng sinh khói của vật liệu	Mật độ cản quang trung bình (m^{-1})
0	< 0,0082
1	≥ 0,0082 và < 0,0164
2	≥ 0,0164 và < 0,0328
3	≥ 0,0328 và < 0,0656
4	≥ 0,0656 và < 0,131

Bảng 4 *(tiếp theo)*

Nhóm theo khả năng sinh khói của vật liệu	Mật độ cản quang trung bình (m^{-1})
5	≥ 0,131 và < 0,262
6	≥ 0,262 và < 0,525
7	≥ 0,525 và < 0,105
8	≥ 1,05 và < 2,1
9	≥ 2,1 và < 4,2
10	≥ 4,2

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Trong thực tế, việc lựa chọn và sử dụng các loại vật liệu xây dựng trên thị trường hiện nay, đặc biệt là các vật liệu nhập khẩu thường dựa trên các công bố của nhà sản xuất hoặc đơn vị phân phối về các đặc tính kỹ thuật được thử nghiệm và phân loại theo các hệ tiêu chuẩn của châu Âu và Mỹ.

Kết quả nghiên cứu và tìm hiểu về các quy định đảm bảo an toàn về sinh khói của vật liệu xây dựng cho đường thoát nạn trong công trình của Việt Nam so với một số nước trên thế giới cho thấy việc phân nhóm khả năng sinh khói của vật liệu xây dựng theo QCVN 06:2021/BXD tại Việt Nam không tương đồng với một số quốc gia và khu vực trên thế giới như Mỹ, châu Âu, Úc… cả trong phương pháp thử nghiệm và đánh giá phân loại dựa trên kết quả thử nghiệm.

Để hạn chế những tồn tại cũng như khó khăn đã nêu tại mục 1 của bài viết trong việc lựa chọn giải pháp vật liệu, thử nghiệm phục vụ thi công và nghiệm thu công trình, cần lưu ý một số nội dung sau:

- Chỉ định rõ các yêu cầu về mức độ sinh khói của vật liệu sử dụng cho đường thoát nạn trong hồ sơ thiết kế của công trình theo đúng các quy định của quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD;

- Tiến hành thử nghiệm và phân loại khả năng sinh khói của vật liệu theo quy định của quy chuẩn QCVN 06:2021/BXD cho các sản phẩm nhập khẩu và các sản phẩm sản xuất trong nước theo tiêu chuẩn nước ngoài.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] QCVN 06:2021/BXD, *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn cháy cho nhà và công trình*

[2] ISO 5660-2 *Reaction to fire tests - Heat release, smoke production and mass loss rate - Part 2: Smoke production rate (dynamic measurement)*

[3] EN 13501-1 *Fire classification of construction products and building elements - Part 1: Classification using data from reaction to fire tests*

[4] EN 13823 *Reaction to fire tests for building products - Building products excluding floorings exposed to the thermal attack by a single burning item*

[5] NFPA 101 *Life Safety Code*

[6] American Standard Building Code

[7] American Uniform Building Code

[8] Basic Building Code

[9] ASTM E 84 *Standard test method for surface burning characteristics of building materials*

[10] UL 723 *Standard for test for surface burning characteristics of building materials*

[11] AS/NZS 1530.3 *Methods for fire tests on building materials, components and structures - Part 3: Simultaneous determination of ignitability, flame propagation, heat release and smoke release*

NGHIÊN CỨU, ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU LỬA ĐỐI VỚI CỬA CUỐN BẰNG THÉP VÀ MÀN NGĂN CHÁY CÓ KÍCH THƯỚC LỚN HƠN KÍCH THƯỚC THỬ NGHIỆM

RESEACH, ASSESMENT OF FIRE RESISTANE FOR STEEL ROLLER SHUTTER AND FIRE CURTAINS HAVING LARGE DIMENSION THAN THE TESTED

ThS. Hà Văn Hạnh
Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Email: hahanhibst@gmail.com

TÓM TẮT: Hiện nay các mẫu thử nghiệm chịu lửa đối với cửa cuốn bằng thép hoặc màn ngăn cháy chỉ thực hiện được đối với các kích thước mẫu không vượt quá kích thước lò thí nghiệm 3×3(m). Để phục vụ công tác nghiệm thu đối với các mẫu cửa có kích thước rộng hơn cần có các đánh giá về khả năng chịu lửa dựa trên kết quả thí nghiệm đối với mẫu thí nghiệm nhỏ hơn và có cùng cấu tạo. Lý thuyết cơ bản và quy trình thực hiện của các phương pháp này đã được trình bày trong nhiều tài liệu kỹ thuật chuyên ngành của nước ngoài. Việc áp dụng các phương pháp đánh giá này trong thực tế ở Việt Nam cũng đã và đang được quan tâm. Với việc trực tiếp triển khai các phương pháp thử nghiệm và đánh giá nêu trên đã được Phòng Nghiên cứu phòng chống cháy thực hiện đối với nhiều dự án của các khách hàng khác nhau. Tác giả sẽ cung cấp một cái nhìn tổng thể về các yêu cầu kỹ thuật và trình tự các bước trong quy trình đánh giá khả năng chịu lửa đối với cửa cuốn bằng thép và màn ngăn cháy có kích thước lớn hơn kích thước thử nghiệm.

TỪ KHÓA: Thử nghiệm đốt, khả năng chịu lửa, cửa cuốn, màn ngăn cháy.

ABSTRACT: *Nowadays, fire tests are only carried out for roller shutter specimens or fire curtain specimens of which the dimension does not exceed furnace's one of 3×3(m). To support the acceptance for larger dimension specimens, it is necessary to make assessments for fire resistance based upon fire test results from the smaller specimens that have the same design. Basic theory and procedures for these assessments have been presented in professional documents in abroad. Applications for these assessment methods are more and more being interested in Vietnam. Department of Fire Safety Engineering is an organization who has been carried out fire tests and made assessments for many specimens for projects from different test sponsors. The author will give a general view over technical requirements and procedures to evaluate fire resistance for fire steel roller shutters and fire curtains that have larger dimension than the test one.*

KEYWORDS: *Fire testing, fire resistance, roller shutter, fire curtain.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Với điều kiện thử nghiệm hiện nay, các cấu kiện và bộ phận chịu lửa chỉ được thử nghiệm với kích thước hạn chế (3m×3m). Tuy nhiên, các bộ phận này, trong đó có cấu kiện cửa cuốn bằng thép và màn ngăn cháy (bằng vải thủy tinh) được thiết kế trong thực tế có kích thước lớn hơn so với thử nghiệm. Để phục vụ công tác nghiệm thu trong thực tế đối với các sản phẩm

chống cháy dạng cửa cuốn bằng thép và màn ngăn cháy (bằng vải thủy tinh) cần phải có các báo cáo nghiên cứu, đánh giá khả năng chịu lửa của các cấu kiện thực tế dựa trên các kết quả thử nghiệm đối với mẫu có cấu tạo tương tự nhưng có kích thước nhỏ hơn.

2. NGUYÊN TẮC CHUNG

Để đánh giá các thiết kế mở rộng dựa trên kết quả mẫu thử nghiệm cần thực hiện trên nguyên tắc sau:

- Các yêu cầu kỹ thuật đối với mẫu thử nghiệm cần được ghi nhận trước và trong quá trình thử nghiệm. Mẫu thử phải đảm bảo theo các yêu cầu trong tiêu chuẩn thử nghiệm và được xếp loại thời gian chịu lửa.

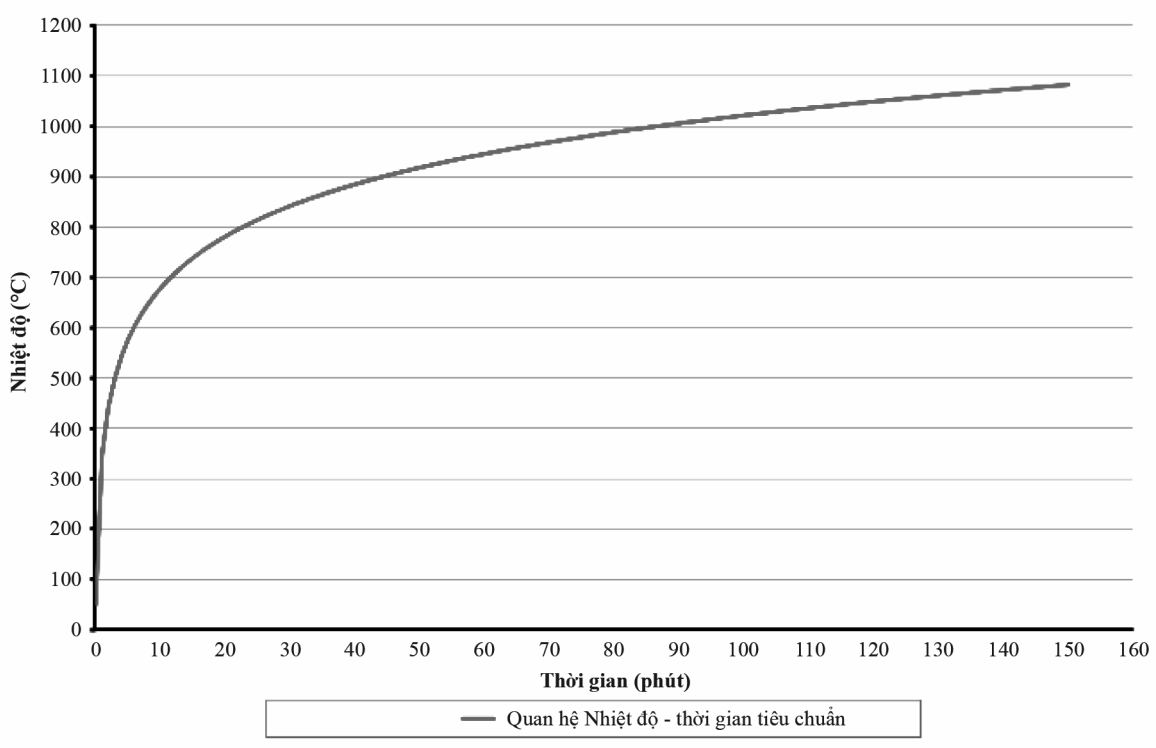
- Các yêu cầu kỹ thuật của mẫu thiết kế mở rộng phải được xem xét và so sánh với mẫu đã thử nghiệm. Mẫu đánh giá phải tương đương hoặc các kích thước các cấu kiện trong kết cấu phải có lợi về tính cách nhiệt hoặc chịu lực trong điều kiện nhiệt độ.

3. CÁC YÊU CẦU KỸ THUẬT ĐỐI VỚI MẪU THỬ NGHIỆM

3.1. Điều kiện tác động nhiệt độ đối với mẫu thử nghiệm

Mẫu thử nghiệm được tác động nhiệt theo Hàm số quan hệ Nhiệt độ và thời gian tiêu chuẩn được cho trong theo công thức sau [1]:

$$\Theta_g = 20 + 345\log_{10}(8t+1)$$



Hình 1. Biểu đồ quan hệ Nhiệt độ - Thời gian tiêu chuẩn

3.2. Xem xét cấu tạo của mẫu thử

Đối với việc xem xét cấu tạo mẫu thử cần xác định được các kết cấu chính của mẫu thử, liên kết của bộ phận mẫu thử với khung gá lắp, cụ thể như sau:

- Kích thước tổng thể của mẫu thử;
- Kích thước các bộ phận bao gồm: trục cuốn, lô cuốn, tấm đỡ…
- Liên kết tấm đỡ trục cuốn vào tường;
- Cấu tạo hệ nan cửa, màn chắn;
- Bu lông sử dụng trong liên kết;
- Loại vật liệu làm mẫu thử;
- Vật liệu sử dụng làm khung gá lắp mẫu thử.

3.3. Ghi nhận các biểu hiện làm việc của mẫu thử nghiệm

Theo các tiêu chuẩn áp dụng, để phục vụ cho việc đánh giá các mẫu thử cần phải xem xét phân loại khả năng chịu lửa đối với mẫu thử nghiệm bao gồm các yếu tố sau:

- Thời gian thử nghiệm;
- Quan hệ nhiệt độ thời gian thử nghiệm;
- Sự phát triển nhiệt độ trên bề mặt lộ lửa và không lộ lửa của các cấu kiện mẫu thử. Đối với mẫu thử cách nhiệt: Giới hạn nhiệt độ gia tăng lớn nhất trên bề mặt không lộ lửa là 180K, Giới hạn nhiệt độ gia tăng trung bình là 140K.
- Diễn biến độ cong vênh trên bề mặt cấu kiện trong suốt quá trình thử nghiệm;
- Trạng thái bề mặt cấu kiện sau thử nghiệm;
- Liên kết của cấu kiện với khung gá lắp sau khi thử nghiệm.

4. CÁC YÊU CẦU KỸ THUẬT ĐÁNH GIÁ MẪU MỞ RỘNG

4.1. Phạm vi áp dụng

Việc đánh giá khả năng chịu lửa cho các mẫu thiết kế có kích thước lớn hơn mẫu thử nghiệm khi đáp ứng được các yêu cầu sau:

- Mẫu thử nghiệm đạt được giới hạn chịu lửa được xếp vào dạng B (Dạng cho phép tăng kích thước);
- Mẫu thiết kế thực tế có cấu tạo tương tự với mẫu thử nghiệm.

4.2. Các tiêu chuẩn áp dụng cho việc đánh giá mở rộng

Tiêu chuẩn dụng bao gồm:

- Tiêu chuẩn EN 1364-1:2008 *Fire resistance and smoke control tests for door, shutter and openable window assemblies and elements of building hardware - Part 1: Fire resistance tests for doors, shutters and openable windows*;

- Tiêu chuẩn BS EN 1993-1-1:2005 *Thiết kế kết cấu thép. Phần 1-1 Các quy tắc chung và quy định cho kết cấu (BS EN 1993-1-1:2005 Design of Steel Structures. Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings)*;

- Tiêu chuẩn BS EN 15269-11:2011 *Áp dụng mở rộng kết quả thử nghiệm khả năng chịu lửa và/hoặc khả năng ngăn khói cho các cụm cửa ra vào, cửa chắn dạng cuốn và cửa sổ; Phần 11: Khả năng chịu lửa của màn vải ngăn cháy (BS EN 15269-11:2011 Extended application of test results for fire resistance and/or smoke control for door, shutter and openable window assemblies including their elements of building hardware; Part 11: Fire resistance for operable fabric curtains);*

- Tiêu chuẩn BS EN 15269-10:2011 *Áp dụng mở rộng kết quả thử nghiệm khả năng chịu lửa và/hoặc khả năng ngăn khói cho các cụm cửa ra vào, cửa chắn dạng cuốn và cửa sổ; Phần 10: Khả năng chịu lửa của cụm cửa chắn dạng cuốn bằng thép* (*BS EN 15269-10:2011 Extended application of test results for fire resistance and/or smoke control for door, shutter and openable window assemblies including their elements of building hardware; Part 10: Fire resistance of steel rolling shutter assemblies)*.

4.3. Xem sự phù hợp của cấu tạo của thiết kế mở rộng theo các tiêu chí trong tiêu chuẩn

Sự phù hợp của thiết kế mở rộng theo các tiêu chí được quy định trong tiêu chuẩn [3],[4] bao gồm:

- Vật liệu sử dụng:

+ Vật liệu cách nhiệt phải sử dụng cùng loại vật liệu với mẫu thử và chiều dày không được nhỏ hơn chiều dày trong mẫu đã thử nghiệm.

+ Vật liệu làm kết cấu mẫu phải đồng chất với mẫu thử và có tính chất cơ lý không nhỏ hơn so với vật liệu trong mẫu thử nghiệm.

- Cấu tạo mẫu: Có cấu tạo bao gồm các bộ phận giống với mẫu thử.

- Liên kết các bộ phận mẫu thử và liên kết mẫu thử với kết cấu khung gá lắp:

+ Liên kết giữa các bộ phận phải giống với liên kết trong mẫu đã thử nghiệm.

+ Liên kết mẫu vào kết cấu công trình: Giống với liên kết mẫu thử với khung gá lắp. Một số liên kết có thể thay đổi do điều kiện về vị trí lắp đặt không cho phép thì được phép áp dụng thay đổi.

- Vật liệu làm khung kết cấu gá lắp: Phải có cường độ không nhỏ hơn cường độ vật liệu làm khung gá lắp mẫu thử.

4.4. Đánh giá khả năng chịu lửa của thiết kế mở rộng dựa trên các tiêu chí trong tiêu chuẩn

Khả năng chịu lửa của thiết kế mở rộng được đánh giá trên 2 yếu tố:

- Tính cách nhiệt.

- Tính toàn vẹn.

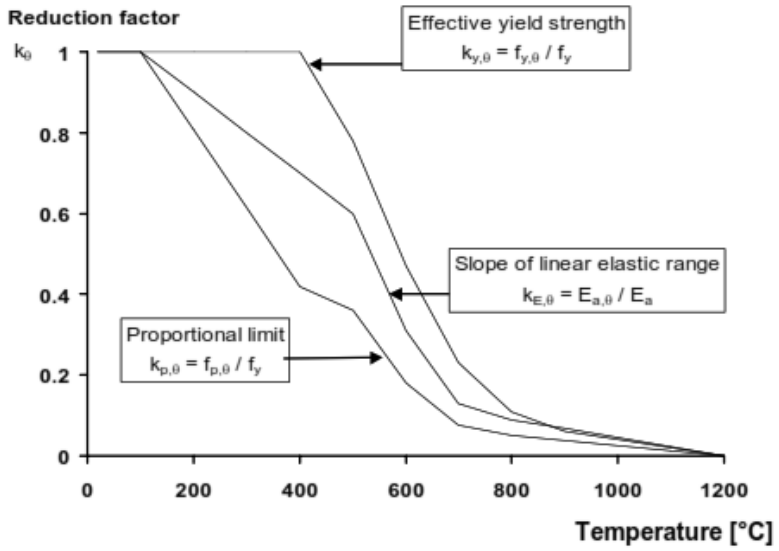
a. Tính toàn vẹn

Tính toàn vẹn của thiết kế mở rộng được xem xét trên các tiêu chí sau theo [3],[4]:

- Cường độ: Trong điều kiện nhiệt độ cao, cường độ của vật liệu kết cấu mẫu thiết kế sẽ giảm dẫn đến khả năng chịu lực trong kết cấu chính. Khi cường độ của vật liệu tại mức nhiệt đánh giá nhỏ hơn so với tác động của tải trọng lên kết cấu thì kết cấu đó được coi là hỏng về chịu lực dẫn đến sụp đổ về kết cấu.

- Biến dạng: Trong điều kiện nhiệt độ cao, mô đun biến dạng của vật liệu kết cấu mẫu thiết kế sẽ giảm dẫn đến làm tăng biến dạng trong kết cấu chính. Khi biến dạng này vượt quá khoảng cách cho phép trong cấu tạo mẫu thử, làm xuất hiện các khe hở hoặc lộ lửa trên bề mặt không lộ lửa dẫn đến hỏng tính toàn vẹn.

- Độ giảm cường độ và mô đun biến dạng của vật liệu thép được lấy theo [2] như Hình 2 sau đây:



Hình 2. Hệ số suy giảm cường độ và mô đun đàn hồi của thép theo nhiệt độ

- Đối với các vật liệu khác cần có các đặc tính cơ lý của vật liệu trong điều kiện nhiệt độ để đánh giá.

- Liên kết mẫu vào kết cấu công trình: Trong điều kiện nhiệt độ, do biến dạng của mẫu thử, liên kết xuất hiện thêm các lực cắt và lực kéo trên các bu lông liên kết. Mặt khác, do tác động của nhiệt độ, cường độ chịu kéo và chịu cắt của các bu lông sẽ giảm [5]. Do đó khi nội lực trên các bu lông lớn hơn khả năng chịu của chúng thì dẫn đến phá hủy liên kết, rơi mẫu và hỏng tính toàn vẹn của mẫu thử.

b. Tính cách nhiệt

Tính cách nhiệt của mẫu thiết kế mở rộng được đánh giá dựa trên cấu tạo mẫu tại tại các vị trí bề mặt không lộ lửa (các nan cửa hoặc màn chắn). Nhiệt độ tại các vị trí này phụ thuộc vào cấu tạo vật liệu làm nan cửa hoặc màn chắn. Do đó nếu các mẫu có cấu tạo cùng loại vật liệu và chiều dày không nhỏ hơn mẫu đã thử nghiệm thì đảm bảo được tính cách nhiệt giống với mẫu đã thử nghiệm [2],[3].

5. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU ĐÁNH GIÁ CÁC THIẾT KẾ MỞ RỘNG

5.1. Kết quả đánh giá đối với thiết kế mở rộng của mẫu cửa cuốn bằng thép EI70 [6]

Kết quả đánh giá các thiết kế mở rộng được dựa trên việc so sánh, phân tích tính toán theo các tiêu chí được nêu trong tiêu chuẩn [2],[4]. Các nội dung cần được xem xét đến bao gồm:

a. Mẫu thử nghiệm

- Kích thước mẫu thử: 2.600×2.800(mm).

- Vật liệu cấu tạo mẫu thử: bằng thép, loại SS400.

- Các bộ phận thành phần của mẫu thử nghiệm: Lô cuốn, trục cuốn, giá đỡ trục cuốn, hộp bao che cho lô cuốn, mành cửa (bao gồm hệ nan liên kết với nhau), thanh dẫn hướng, thanh đáy.

- Mặt tiếp xúc với lửa: là phía có lắp hộp mô tơ, trục cuốn.

- Liên kết mẫu thử với kết cấu gá lắp: Sử dụng liên kết bu lông.

- Kết cấu gá lắp của mẫu thử: Kết cấu cứng (bê tông cốt thép).

b. Thiết kế cần đánh giá

- Kích thước mẫu thử: 3.200×4.000(mm).

- Vật liệu cấu tạo mẫu thử: bằng thép, loại SS400.

- Các bộ phận thành phần của mẫu thử nghiệm: Lô cuốn, trục cuốn, giá đỡ trục cuốn, hộp bao che cho lô cuốn, mành cửa (bao gồm hệ nan liên kết với nhau), thanh dẫn hướng, thanh đáy.

- Mặt tiếp xúc với lửa: là phía có lắp hộp mô tơ, trục cuốn.

- Liên kết mẫu thử với kết cấu gá lắp: Sử dụng liên kết bu lông.

- Kết cấu gá lắp của mẫu thử: Kết cấu cứng (bê tông cốt thép).

c. Kết quả đánh giá

- Đánh giá về khả năng cách nhiệt: Thiết kế mở rộng có chiều dày các cấu kiện thành phần tương đương với mẫu thử nghiệm theo quy định nêu trong tiêu chuẩn [2],[4] thì mẫu đảm bảo tính cách nhiệt.

- Đánh giá về đảm bảo tính toàn vẹn: Tính toàn vẹn được xem xét tính toán dựa trên khả năng chịu lực của các cấu kiện thành phần trong điều kiện nhiệt độ cao. Cụ thể bao gồm:

+ Ứng suất trong các cấu kiện: lô cuốn, trục cuốn, tấm gối đỡ, thanh đáy, ứng suất trong thanh dẫn hướng. Các giá trị ứng suất này được tính theo kết cấu chịu nhiệt theo [2] và được so sánh với cường độ của vật liệu làm cấu kiện ở cùng mức nhiệt độ.

+ Độ võng của lô cuốn: Được so sánh với khoảng trống từ đáy lô cuốn đến mép trên của mành.

+ Liên kết bu lông: Đảm bảo điều kiện bu lông không bị tụt ra ngoài.

5.2. Kết quả đánh giá đối với thiết kế mở rộng của màn ngăn cháy EI70 [7]

a. Mẫu thử nghiệm

- Kích thước mẫu thử: 2.600×2.800(mm).

- Vật liệu cấu tạo mẫu thử:

- Màn ngăn cháy làm bằng vải thủy tinh.

+ Các bộ phận khác: Lô cuốn, trục cuốn, giá đỡ trục cuốn, hộp bao che cho lô cuốn, thanh dẫn hướng, thanh đáy làm bằng thép, loại SS400

+ Các bộ phận thành phần của mẫu thử nghiệm: Lô cuốn, trục cuốn, giá đỡ trục cuốn, hộp bao che cho lô cuốn, mành cửa (bao gồm hệ nan liên kết với nhau), thanh dẫn hướng, thanh đáy.

- Mặt tiếp xúc với lửa: là phía có lắp hộp mô tơ, trục cuốn.

- Liên kết mẫu thử với kết cấu gá lắp: Sử dụng liên kết bu lông.

- Kết cấu gá lắp của mẫu thử: Kết cấu cứng (bê tông cốt thép).

b. Thiết kế cần đánh giá

- Kích thước mẫu thử: 4.200×3.970(mm).

- Vật liệu cấu tạo mẫu thử: bằng thép, loại SS400.

- Các bộ phận thành phần của mẫu thử nghiệm: Lô cuốn, trục cuốn, giá đỡ trục cuốn, hộp bao che cho lô cuốn, mành cửa (bao gồm hệ nan liên kết với nhau), thanh dẫn hướng, thanh đáy.

- Mặt tiếp xúc với lửa: là phía có lắp hộp mô tơ, trục cuốn.

- Liên kết mẫu thử với kết cấu gá lắp: Sử dụng liên kết bu lông.

- Kết cấu gá lắp của mẫu thử: Kết cấu cứng (bê tông cốt thép).

c. Kết quả đánh giá

- Đánh giá về khả năng cách nhiệt: Thiết kế mở rộng có chiều dày các cấu kiện thành phần tương đương với mẫu thử nghiệm. theo quy định nêu trong tiêu chuẩn [2],[3] thì mẫu đảm bảo tính cách nhiệt.

- Đánh giá về đảm bảo tính toàn vẹn: Tính toàn vẹn được xem xét tính toán dựa trên khả năng chịu lực của các cấu kiện thành phần trong điều kiện nhiệt độ cao. Cụ thể bao gồm:

+ Ứng suất kéo trong màn ngăn: Ứng suất theo phương đứng và ngang. Các giá trị ứng suất này được tính theo kết cấu chịu nhiệt theo [3] và được so sánh với cường độ của vật liệu làm cấu kiện ở cùng mức nhiệt độ.

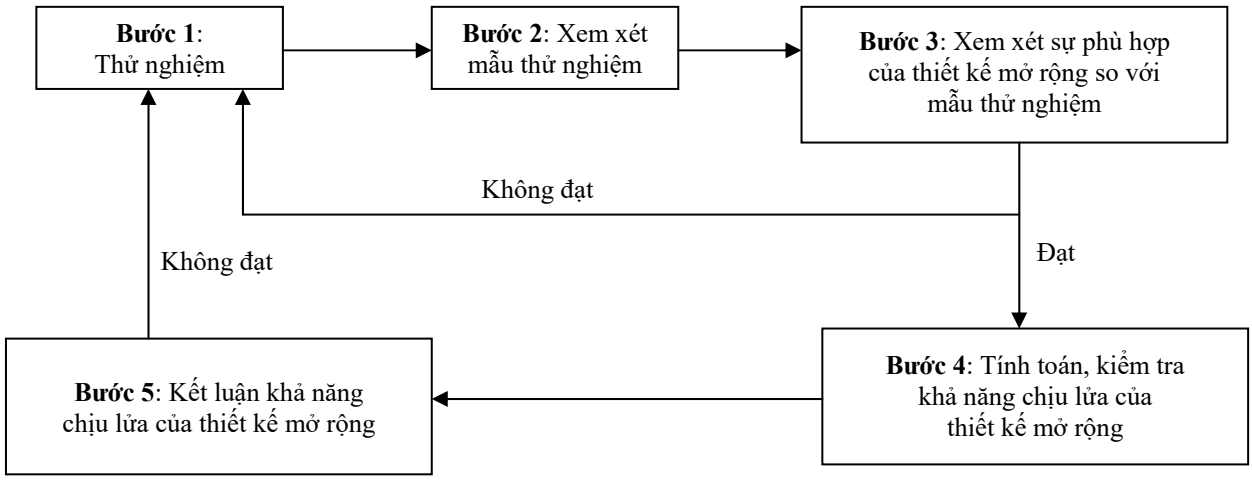
+ Ứng suất trong các cấu kiện: lô cuốn, trục cuốn, tấm gỗi đỡ, thanh đáy, ứng suất trong thanh dẫn hướng. Các giá trị ứng suất này được tính theo kết cấu chịu nhiệt theo [2] và được so sánh với cường độ của vật liệu làm cấu kiện ở cùng mức nhiệt độ.

+ Độ võng của lô cuốn: Được so sánh với khoảng trống từ đáy lô cuốn đến mép trên của mành.

+ Liên kết bu lông: Đảm bảo điều kiện bu lông không bị tụt ra ngoài.

6. QUY TRÌNH ĐÁNH GIÁ

Quy trình đánh giá mẫu thiết kế cửa cuốn và màn ngăn cháy mở rộng dựa trên mẫu thử đã thí nghiệm gồm các bước được thể hiện trong Hình 3 dưới đây:



Hình 3. Quy trình đánh giá khả năng chịu lửa của các thiết kế mở rộng

Một số yêu cầu kỹ thuật cần lưu ý trong các bước thực hiện đánh giá:

- Bước 1: Thử nghiệm. Trong quá trình này cần phải ghi nhận xem xét các thông số phục vụ cho việc tính toán mở rộng. Dựa trên các thông số này để triển khai việc đo đạc mẫu thử trong quá trình thử nghiệm.

- Bước 2: Xem xét mẫu thử. Chú ý xem xét về cấu tạo mẫu thử, ghi nhận sự làm việc của mẫu thử trong quá trình thử nghiệm và các biểu hiện sau thử nghiệm.

- Bước 3: Xem xét sự phù hợp của thiết kế mở rộng so với mẫu thử nghiệm. Các yêu tố này được quy định trong tiêu chuẩn hiện hành. Trong trường hợp không đảm bảo các yêu cầu cần phải thử nghiệm lại.

- Bước 4: Tính toán tính toàn vẹn và cách nhiệt của mẫu thử. Ngoài các yêu cầu tính toán theo các nội dung được đề cập trong tiêu chuẩn đánh giá cần nghiên cứu bổ sung các tính toán biến dạng có thể ảnh hưởng tới tính toàn vẹn của mẫu thử.

7. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

7.1. Kết luận

- Kết quả nghiên cứu đánh giá các thiết kế mở rộng dựa trên mẫu đã thử nghiệm đã đáp ứng được các yêu cầu tiêu chuẩn đề ra. Từ đó xây dựng được quy trình đánh giá cụ thể đối với các mẫu thử tương tự.

- Các đánh giá thiết kế mở rộng được các cơ quan chức năng chấp thuận đưa vào nghiệm thu công trình. Từ đó giảm bớt được chi phí thử nghiệm, nâng cao hiệu quả về kinh tế đối với các dự án xây dựng.

- Qua nghiên cứu đánh giá đã góp phần nâng cao hiểu biết về sự làm việc của kết cấu và các liên kết kết cấu trong điều kiện nhiệt độ cao.

7.2. Kiến nghị

- Các tài liệu sử dụng hiện nay là các tiêu chuẩn nước ngoài, phù hợp với điều kiện cụ thể trong nước. Do đó cần nghiên cứu biên soạn và thống nhất chung giữa các tổ chức để dễ dàng áp dụng cho quá trình đánh giá và nghiệm thu sản phẩm.

- Cần nghiên cứu thêm biến dạng của kết cấu chính trong quá trình chịu lửa, để đánh giá chính xác tính toàn vẹn của mẫu thiết kế mở rộng.

8. TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Tiêu chuẩn EN 1364-1:2008 *Fire resistance and smoke control tests for door, shutter and openable window assemblies and elements of building hardware - Part 1: Fire resistance tests for doors, shutters and openable windows*

[2] Tiêu chuẩn BS EN 1993-1-1:2005 *Thiết kế kết cấu thép. Phần 1-1 Các quy tắc chung và quy định cho kết cấu (BS EN 1993-1-1:2005 Design of Steel Structures. Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings)*

[3] Tiêu chuẩn BS EN 15269-11:2011 *Áp dụng mở rộng kết quả thử nghiệm khả năng chịu lửa và/hoặc khả năng ngăn khói cho các cụm cửa ra vào, cửa chắn dạng cuốn và cửa sổ; Phần 11: Khả năng chịu lửa của màn vải ngăn cháy (BS EN 15269-11:2011 Extended application of test results for fire resistance and/or smoke control for door, shutter and openable window assemblies including their elements of building hardware; Part 11: Fire resistance for operable fabric curtains)*

[4] Tiêu chuẩn BS EN 15269-10:2011 *Áp dụng mở rộng kết quả thử nghiệm khả năng chịu lửa và/hoặc khả năng ngăn khói cho các cụm cửa ra vào, cửa chắn dạng cuốn và cửa sổ; Phần 10: Khả năng chịu lửa của cụm cửa chắn dạng cuốn bằng thép (BS EN 15269-10:2011 Extended application of test results for fire resistance and/or smoke control for door,shutter and openable window assemblies including their elements of building hardware; Part 10: Fire resistance of steel rolling shutter assemblies)*

[5] *Đánh giá khả năng neo trong bê tông trong điều kiện chịu lửa*. Báo cáo kỹ thuật TR020, phiên bản tháng 5 năm 2004 của Tổ chức chứng nhận về kỹ thuật của châu Âu (European Organization for Technical Approvals)

[6] Hà Văn Hạnh và các cộng tác viên, *Báo cáo nghiên cứu đánh giá khả năng chịu lửa của mẫu thiết kế cửa chắn dạng cuốn kết hợp với phun nước làm mát*. Viện chuyên ngành Kết cấu Công trình Xây dựng, báo cáo số 169.20.KC.NCPCC, năm 2020

[7] Hà Văn Hạnh và các cộng tác viên, *Báo cáo nghiên cứu đánh giá khả năng chịu lửa của mẫu thiết kế màn ngăn cháy kết hợp với phun nước làm mát*. Viện chuyên ngành Kết cấu Công trình Xây dựng, báo cáo số 190.20.KC.NCPCC, năm 2020

NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP THỬ NGHIỆM ĐỐT ĐỂ XÁC ĐỊNH KHẢ NĂNG CHỊU LỬA CỦA CÁC CẤU KIỆN, BỘ PHẬN CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA ĐÁM CHÁY HYDROCACBON

RESEACH FOR FIRE TEST SOLUTIONS TO DETERMINE FIRE RESISTANE OF ELEMENTS HYDROCARBON FIRE

ThS. Hà Văn Hạnh[1], ThS. Nguyễn Viết Sơn[2], ThS. Thành Hữu Hồng Giang[3]
[1,2,3]Viện Khoa học công nghệ xây dựng
Email: hahanhibst@gmail.com, sonibst2109@gmail.com, hgiang8493@gmail.com

TÓM TẮT: Báo cáo trình bày các đường cong Nhiệt độ tiêu chuẩn - Thời gian đại diện cho những đám cháy khác nhau được áp dụng cho các thử nghiệm khả năng chịu lửa của các cấu kiện. Các cơ sở lý thuyết cũng như giải pháp thực tế được áp dụng để khai thác hệ thống lò thử nghiệm (chuyên dùng cho đường Nhiệt độ - thời gian đám cháy tiêu chuẩn) vào thử nghiệm cho đường Nhiệt độ - Thời gian đám cháy Hydrocacbon được trình bày chi tiết hơn cùng những ý nghĩa khoa học và thực tiễn của giải pháp.

TỪ KHÓA: Đường cong nhiệt, khả năng chịu lửa, nhiệt lượng, đám cháy.

ABSTRACT: *Report presents Standard Temperature - Time curve representing for different fires that apply for fire resistance tests for elements. Theoretical basis as well as actual solutions applied with the fire test furnace (Standard Temperature - Time curve used) for fire tests with Hydrocarbon fire Temperature - Time curve are shown more in detail with scientific significance and practice of the solutions.*

KEY WORDS: *Temperature curve, fire resistance, heat, fires.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đường cong nhiệt theo đám cháy Hydrocacbon là đường cong nhiệt thường được áp dụng cho các công trình cầu cảng, đường hầm. Tuy nhiên, hiện nay phương pháp gia nhiệt thử nghiệm các cấu kiện chịu lửa tại Việt Nam chủ yếu được thực hiện đối với đường cong tiêu chuẩn. Đối với hệ thống lò thử nghiệm ở Việt Nam cũng chỉ được cài đặt sẵn các chế độ gia nhiệt theo đường cong tiêu chuẩn. Việc tìm giải pháp để nhiệt độ lò thử nghiệm đáp ứng được nhiệt độ theo đường cong Hydrocacbon là rất cần thiết. Đây là việc có ý nghĩa thực tiễn, giải quyết được các vấn đề về kiểm định chất lượng phương tiện phòng cháy cho khách hàng trong nước. Do đó việc tìm giải pháp để gia nhiệt trong quá trình thử nghiệm theo đường cong Hydrocacbon được đề xuất là rất cần thiết.

2. TỔNG QUAN VỀ CÁC ĐÁM CHÁY ĐƯỢC TẠO TRONG LÒ THỬ NGHIỆM

2.1. Tổng quan về các đám cháy

Về quan hệ nhiệt độ và thời gian của đám cháy tác dụng lên các cấu kiện hoặc bộ phân công trình được phân thành 03 dạng quan hệ như sau:

- Quan hệ Nhiệt độ - Thời gian tiêu chuẩn: thường được áp dụng trong việc thử nghiệm khả năng chịu lửa của các cấu kiện. Hàm số quan hệ Nhiệt độ và Thời gian tiêu chuẩn được cho theo công thức sau [1]:

$$T = 20 + 345\log_{10}(8t+1) \quad (1)$$

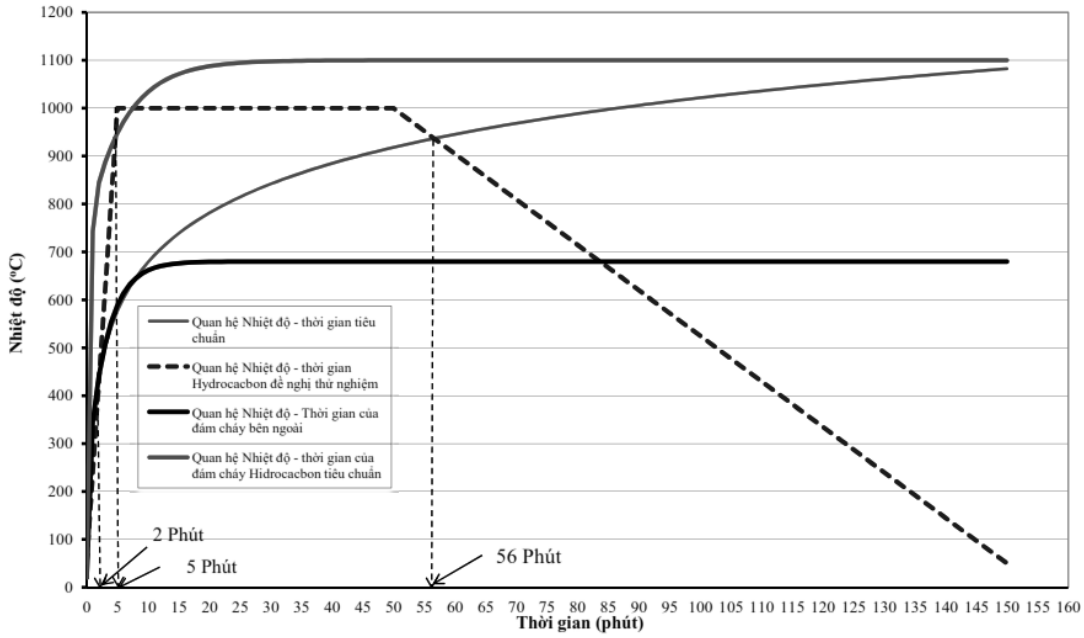
- Quan hệ Nhiệt độ - Thời gian đám cháy bên ngoài: được sử dụng để xem xét các tác động nhiệt từ đám cháy ở bên ngoài công trình lên các bộ phận bao bọc xung quanh (ví dụ mặt dựng, cửa sổ, tường bao ngoài, …). Hàm số quan hệ Nhiệt độ và Thời gian được cho theo công thức sau [1]:

$$T = 660(1 - 0{,}687e^{-0.32t} - 0{,}313e^{-3.8t}) + 20 \quad (2)$$

- Quan hệ Nhiệt độ - Thời gian theo đám cháy Hidrocacbon: thường được sử dụng để xem xét các tác động nhiệt từ đám cháy trong các công trình giao thông như đường hầm… hoặc các công trình dân dụng và công nghiệp như các kho chứa xăng dầu v..v. Hàm số quan hệ Nhiệt độ và Thời gian được cho theo công thức sau [1]:

$$T = 1080(1 - 0{,}325e^{-0.167t} - 0{,}675e^{-2.5t}) + 20 \quad (3)$$

- Các đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian được thể hiện trong Hình 1 dưới đây.



Hình 1. Biểu đồ quan hệ Nhiệt độ - Thời gian của các đám cháy

2.2. Điều kiện thử nghiệm đối với cấu kiện được đề nghị

- Đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian được đề nghị thử nghiệm: cũng là 1 dạng quan hệ theo đám cháy Hidrocacbon. Hàm số cho đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian như sau [2] và được thể hiện trong Hình 1:

$$T = 50 + 190t, \text{ với } 0 \le t \le 5 \quad (4)$$

$$T = 1000, \text{ với } 5 \le t \le 50 \quad (5)$$

$$T = 1475 - 9{,}5t, \text{ với } 5 \le t \le 50 \quad (6)$$

- Trong công thức từ (1) đến (6) thì:

T - Nhiệt độ khối khí gần cấu kiện [°C]

T - Thời gian (Phút)

Theo Hình 1, đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian hydrocacbon đề nghị thử nghiệm như 1 chu trình khép kín với các quá trình tăng nhiệt và giảm nhiệt về đến nhiệt độ ban đầu. Các quá trình này đòi hỏi về tốc độ tăng nhiệt, giữ nhiệt và giảm nhiệt trong lò thử nghiệm mà thiết bị lò thử nghiệm hiện tại khó đáp ứng được. Cụ thể, theo biểu đồ có thể chia làm 4 giai đoạn để so sánh thấy rõ sự khác biệt giữa đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian hydrocacbon đề nghị thử nghiệm (gọi là đường cong nhiệt thử nghiệm) và đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian tiêu chuẩn (gọi là đường cong nhiệt tiêu chuẩn) như sau:

- Giai đoạn 1: Từ lúc bắt đầu thử nghiệm đến phút thứ 2. Trong giai đoạn này, mức nhiệt và tốc độ nhiệt theo 2 đường là tương đồng. Sau 2 phút cả 2 đường đều đạt nhiệt độ 400°C.

- Giai đoạn 2: Từ phút thứ 2 đến phút thứ 5. Tốc độ tăng nhiệt của đường cong nhiệt thử nghiệm nhanh hơn đường cong nhiệt tiêu chuẩn. Tốc độ của đường cong nhiệt thử nghiệm là 200°/phút, đường cong nhiệt tiêu chuẩn 67°/phút. Chênh lệch nhiệt độ giữa 2 đường rất cao là +400°C.

- Giai đoạn 3: Từ phút thứ 5 đến phút thứ 56. Đây là giai đoạn giữ nhiệt của đường cong nhiệt thử nghiệm (luôn ở mức 1000°C trong khoảng 50 phút). Tốc độ của đường cong nhiệt tiêu chuẩn trung bình khoảng 70°/phút. Chênh lệch nhiệt độ tại từng thời điểm trong giai đoạn này giữa 2 đường cong lớn từ +400°C (phút thứ 5) và giảm dần còn +100°C (phút thứ 50) và bằng nhau tại thời điểm phút thứ 56.

- Giai đoạn 4: Từ phút thứ 56 đến khi kết thúc thử nghiệm. Đây là giai đoạn giảm nhiệt của đường cong nhiệt thử nghiệm về mức nhiệt độ ban đầu. Tốc độ giảm nhiệt trung bình khoảng 10°/phút.

2.3. Đáp ứng của lò thử nghiệm đối với các đường cong nhiệt

Lò thử nghiệm do hãng Burwitz - CHLB Đức sản xuất được cài đặt vận hành gia nhiệt trong lò theo tiêu chuẩn BS EN 1363, ISO834, ASTM E119. Đây là các dạng đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian theo công thức (1). Trong quá trình vận hành gia nhiệt thì nhiệt độ gia tăng trong lò không cho phép tăng quá so với nhiệt độ tiêu chuẩn là 100^{o}C. Như vậy, để vận hành lò theo đúng đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian đề nghị thử nghiệm cần phải tính toán bù nhiệt trong lò thử nghiệm trong các giai đoạn đốt (từ giai đoạn 1 đến giai đoạn 4) được mô tả trong mục 2.1 của báo cáo này.

3. LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN GIA NHIỆT TRONG LÒ THỬ NGHIỆM THEO ĐƯỜNG QUAN HỆ NHIỆT ĐỘ - THỜI GIAN THỬ NGHIỆM

3.1. Cơ sở điều chỉnh nhiệt độ trong lò

Dựa trên việc phân tích các giai đoạn gia nhiệt theo đường cong Nhiệt độ - Thời gian đề nghị thử nghiệm và các đáp ứng có thể của lò thử nghiệm đã nêu ở mục 2 của báo cáo này, có thể thấy các giai đoạn gia nhiệt sau cần phải bù nhiệt vào trong lò thử nghiệm:

- Giai đoạn 2: Bù nhiệt để đạt nhiệt độ 1000^{o}C tại thời điểm 5 phút.

- Giai đoạn 3: Bù nhiệt để giữ nhiệt trong lò đạt 1000^{o}C trong thời gian 50 phút.

3.2. Lựa chọn phương pháp bù nhiệt

Nhiệt lượng bù vào được tính toán dựa trên tổng nhiệt lượng được bù vào trong giai đoạn 2 và giai đoạn 3. Các vật liệu được lựa chọn phải đáp ứng được các yêu cầu về nhiệt, tốc độ cháy, khả năng giữ nhiệt và hạn chế tối đa ảnh hưởng đến thiết bị và môi trường thử nghiệm. Dựa trên điều kiện thực tế của lò thử nghiệm, các phương pháp bù nhiệt được thử nghiệm và triển khai bao gồm:

- Bù nhiệt bằng vật liệu khí đốt: Phương pháp này sử dụng các đầu đốt bằng ga bổ sung vào trong lò thử nghiệm. Phương pháp này cũng có các ưu nhược điểm như sau:

+ Ưu điểm: Bù nhiệt lượng tốt, dễ điều khiển lượng nhiệt trong lò.

+ Nhược điểm: Thời gian triển khai dài, thiết bị phức tạp, phải kết nối với bình nhiên liệu gas của lò thử nghiệm.

- Bù nhiệt bằng vật liệu cháy dạng lỏng: Phương pháp này sử dụng các sản phẩm hidrocacbon như xăng, dầu. Phương pháp này cũng có các ưu nhược điểm như sau:

+ Ưu điểm: Dễ thi công và thi công nhanh.

+ Nhược điểm: Vật liệu dễ bay hơi, cháy nhanh, nhiệt lượng có thể đáp ứng được giai đoạn 2, nhưng sang giai đoạn 3 không đáp ứng được yêu cầu. Hơn nữa sử dụng nhiều tạo thành các khói đen, ảnh hưởng đến môi trường và quá trình thử nghiệm.

- Bù nhiệt bằng vật liệu cháy hỗn hợp: Phương pháp này sử dụng vật liệu gỗ và xăng. Phương pháp này cũng có các ưu nhược điểm như sau:

+ Ưu điểm: Dễ thi công và thi công nhanh. Đảm bảo giữ nhiệt tốt và ít ảnh hưởng đến môi trường.

+ Nhược điểm: Trong quá trình giảm nhiệt (giai đoạn 4) cần phải kết hợp một số biện pháp khác để đảm bảo được tốc độ giảm nhiệt như yêu cầu đề ra.

Kết luận: Qua phân tích các ưu, nhược điểm của từng phương pháp cho thấy phương pháp bù nhiệt bằng vật liệu cháy hỗn hợp là phương pháp tối ưu nhất cho việc bù nhiệt trong lò đốt.

3.3. Các điều kiện ban đầu và giả thiết tính toán bù nhiệt

3.3.1. Điều kiện ban đầu

Điều kiện ban đầu được đặt ra dựa trên các điều kiện mà hệ thống thiết bị thử nghiệm đạt được tối đa và đáp ứng được theo công thức (1) cùng các điều kiện về áp suất.

3.3.2. Các giả thiết tính toán

- Các thông số về tính chất nhiệt của hỗn hợp khí trong lò đốt được lấy theo tính chất đối với không khí. Giả thiết này có thể đạt được bởi việc hút các khí thải của hệ thống ống hút và việc bơm không khí vào của các đầu phun khí. Cụ thể các thông số được lấy theo [3] như sau:

+ Khối lượng mol của không khí: 29 ĐVC

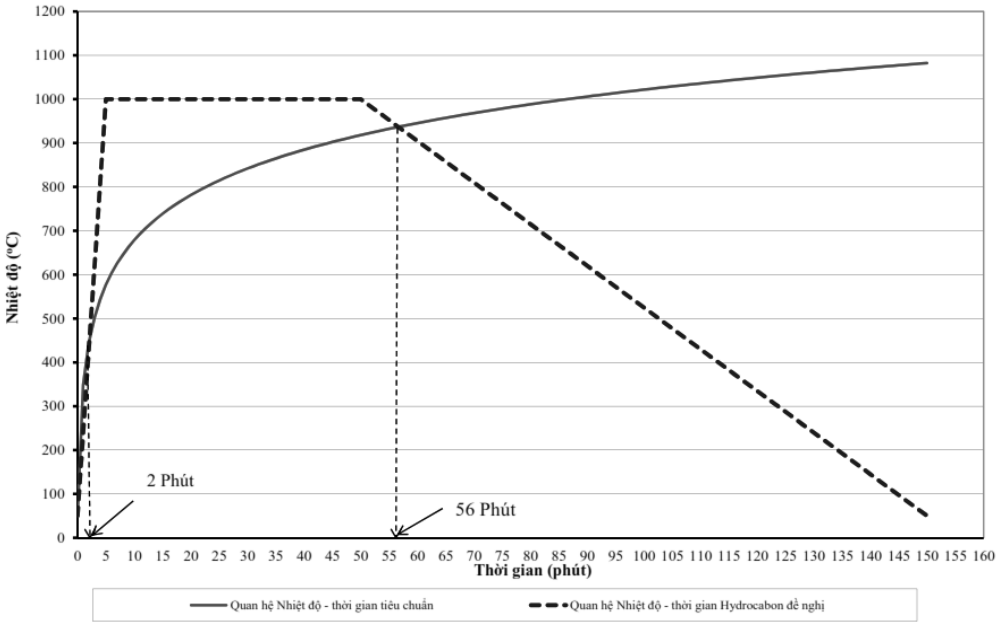
+ Nhiệt dung riêng của không khí: c = 1005 [J/(kg.K)]

- Các thông số về tổn thất nhiệt được lấy theo các tài liệu tin cậy trong việc chế tạo các lò hơi[1].

3.4. Tính toán nhiệt lượng

3.4.1. Chênh lệch nhiệt độ giữa các đường cong nhiệt

Chênh lệch nhiệt độ giữa đường cong tiêu chuẩn và đường cong Hydrocacbon đề nghị thử nghiệm được thể hiện trong Hình 2:



Hình 2. Biểu đồ chênh lệch nhiệt độ giữa đường cong nhiệt tiêu chuẩn và đường cong Hydrocacbon được đề nghị thử nghiệm

Theo biểu đồ trên, nhiệt lượng cần bù vào trong quá trình gia nhiệt chính là nhiệt lượng cần thiết để nâng nhiệt độ trong lò từ nhiệt độ theo đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian tiêu chuẩn lên mức nhiệt thử nghiệm trong thời gian từ phút thứ 5 đến phút thứ 56 (giai đoạn 2 và giai đoạn 3). Khoảng chênh nhiệt cao nhất là 400°C.

3.4.2. Tính toán nhiệt lượng hữu ích bù vào trong giai đoạn 2 và 3

- Nhiệt lượng hữu ích Q_1 được tính theo công thức [4]:

$$Q_1 = \Sigma M_{kk} * c_{kk} * (T_{hy} - T_{tc}) \quad (7)$$

Trong đó:

M_{kk} - khối lượng không khí trong lò;

C_{kk} - nhiệt dung riêng của không khí;

T_{hy} - nhiệt độ theo đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian Hydrocacbon đề nghị thử nghiệm;

T_{tc} - nhiệt độ theo đường quan hệ Nhiệt độ - Thời gian tiêu chuẩn.

- Kết quả tính toán:

+ Nhiệt lượng hữu ích cần bù vào trong giai đoạn 2: $Q_1 = 441$ (MJ)

3.4.3. Tính toán tổng nhiệt lượng bù vào trong giai đoạn 2 và 3

- Nhiệt lượng hữu ích Q_1, được tính theo công thức (7), là một trong các thành phần nhiệt lượng cần thiết để lò đáp ứng được mức chênh lệch nhiệt độ trong giai đoạn 2 và 3. Tổng nhiệt lượng bù vào Q_t bao gồm các thành phần sau:

$$Q_t = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 \quad (8)$$

+ Tổn thất nhiệt do khói thải mang ra ngoài. Gọi thành phần nhiệt này là Q_2. Thành phần này được tính toán theo lưu lượng của quạt hút.

+ Tổn thất nhiệt do cháy không hoàn toàn về mặt hóa học. Gọi thành phần nhiệt này là Q_3.

+ Tổn thất nhiệt do cháy không hoàn toàn về mặt hóa học. Gọi thành phần nhiệt này là Q_4.

+ Tổn thất nhiệt do tỏa ra môi trường. Gọi thành phần nhiệt này là Q_5.

- Kết quả tính toán:

+ Tổng nhiệt lượng cần bù vào là: $Q = 2714$ MJ

+ Tổn thất nhiệt do cháy không hoàn toàn về mặt hóa học và cơ học ($Q_3 + Q_5 + Q_4$) được đề xuất 33%. Kết quả này phù hợp khi vận hành lò trong giai đoạn 3 không cần tăng nhiệt bằng ga có sẵn.

$$Q_3 + Q_4 + Q_5 = 0{,}33Q \quad (10)$$

4. THỬ NGHIỆM THỰC TẾ

4.1. Tính toán lựa chọn vật liệu bổ sung

- Lượng nhiệt cần bổ sung: $Q = 2714$ MJ

- Nhiệt lượng tỏa ra do vật liệu cháy được tính theo công thức [7]:

$$Q = m \times q \quad (11)$$

Trong đó:

m - khối lượng vật liệu;

q - năng xuất tỏa nhiệt của vật liệu.

- Lựa chọn vật liệu bổ sung là gỗ nhóm V và xăng có năng suất tỏa nhiệt như sau:

+ Năng suất tỏa nhiệt của gỗ $q_g = 15.10^6$ J/kG

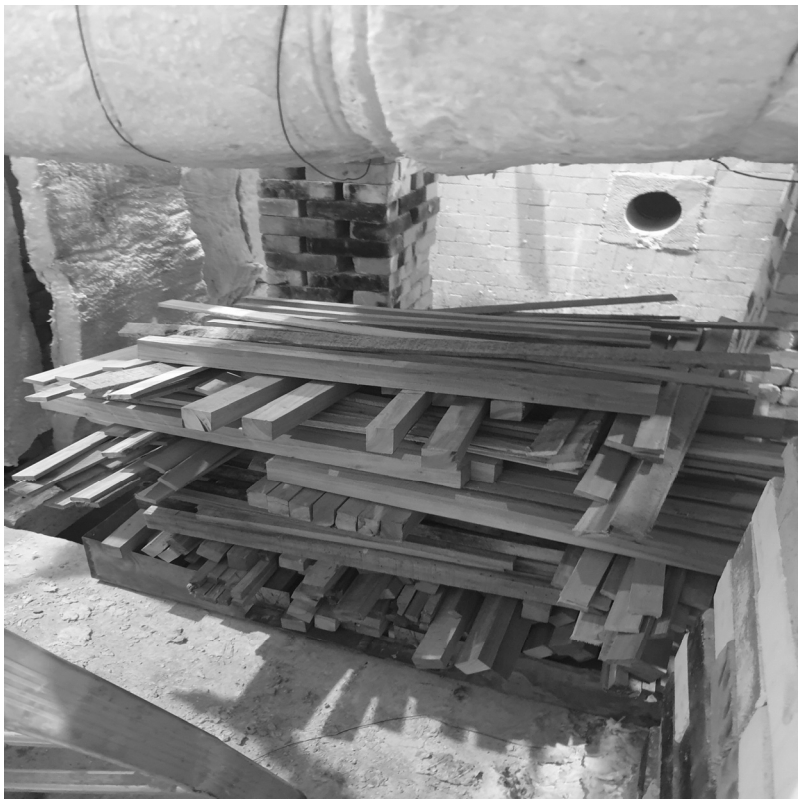
+ Năng suất tỏa nhiệt của xăng $q_x = 45.10^6$ J/kG

- Kết quả tính toán:

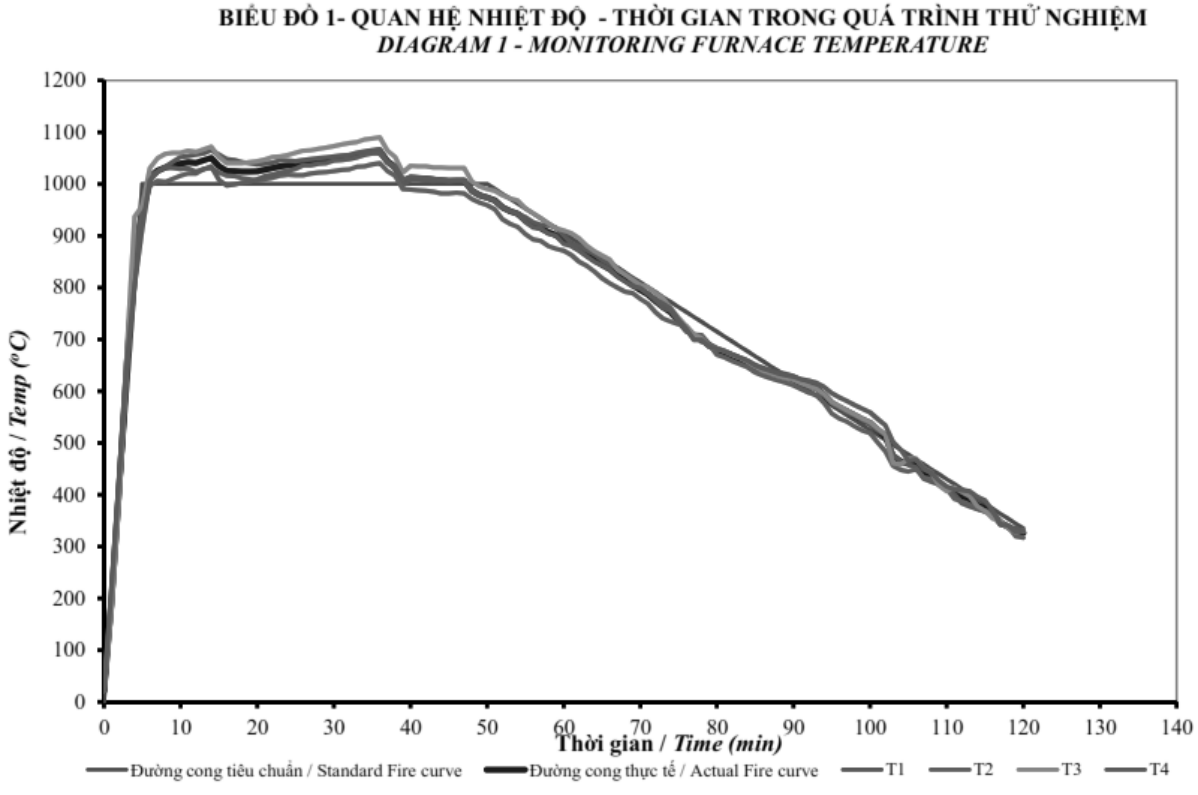
+ Khối lượng gỗ nhóm V cần bù vào là: $m_g = 170$ kG

+ Thể tích xăng cần bù vào là: $V_x = 5$ lít

4.2. Các hình ảnh triển khai và kết quả thực nghiệm



Hình 3. Bổ sung vật liệu gỗ có tẩm xăng trong lò đốt



Hình 4. Biểu đồ nhiệt thực tế trong lò đốt

4.3. Vận hành điều khiển lò thử nghiệm

Quá trình gia nhiệt trong lò bằng điều khiển gas được vận hành như sau:

- Giai đoạn 1, 2, 3: Vận hành tối đa độ mở của các đầu đốt. Độ mở quạt hút gió là 30%.

- Giai đoạn 4: Giảm, điều chỉnh các đầu đốt xuống mức thấp nhất để đảm bảo được tốc độ giảm 10^oC/phút. Độ mở quạt hút gió 30%.

4.4. Nhận xét

- Nhiệt độ lò đã đáp ứng được các nhiệt độ theo đường cong Hydrocacbon được khách hàng đề nghị.

- Các tổn thất nhiệt do cháy không hoàn toàn về mặt cơ học và hóa học của vật liệu ($Q_3 + Q_4$) được đề xuất là 33% tổng nhiệt lượng theo tính toán đề ra. Mức độ tổn thất này phù hợp với quá trình vận hành. Đủ để duy trì mức nhiệt khi các đầu đốt bằng ga được vận hành hết công suất mà vẫn chưa đạt được nhiệt độ như mong muốn.

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

5.1. Kết luận

- Nội dung báo cáo đã thể hiện sự tìm tòi, nghiên cứu tài liệu, phương pháp luận để xây dựng phương án khai thác hệ thống thiết bị hiện có cho những TN đặc biệt khác với khả năng theo thiết kế ban đầu của thiết bị hiện có.

- Triển khai nghiên cứu thực nghiệm để hiện thực hóa và áp dụng quy trình đã xây dựng vào thử nghiệm thực tế, được sự chấp nhận của các kỹ sư giám sát rất khắt khe của nước ngoài. Kết quả áp dụng đó đã giúp khẳng định khả năng triển khai các thử nghiệm tương tự trên hệ thống thiết bị hiện có của IBST.

- Quy trình và những kinh nghiệm triển khai có được sẽ giúp áp dụng tiếp theo cho các dự án thử nghiệm khác có yêu cầu tương tự, tránh tốn kém chi phí khi phải chuyển các thử nghiệm đó ra nước ngoài.

- Phương pháp tính toán bằng lý thuyết đã tính toán được các hệ số tổn thất nhiệt tương đối, có thể áp dụng tính toán ra khối lượng các vật liệu cần dùng trong thực tế để bù nhiệt.

5.2. Kiến nghị

- Nghiên cứu thêm các tổn thất nhiệt do tỏa nhiệt ra môi trường và sự cháy của vật liệu trong lò kín.

- Cần nghiên cứu thêm về giải pháp đảm bảo khả năng duy trì đám cháy trong lò khi có sự kết hợp của các vật liệu khác nhau như: gas, xăng, gỗ..

- Cần nghiên cứu các ảnh hưởng của vật liệu đốt tới áp suất trong lò thử nghiệm. Để tính toán và kiểm soát được áp suất trong lò cần nghiên cứu về quá trình sinh nhiệt của phản ứng đốt kết hợp với hệ thống hút khói của lò.

- Cần nghiên cứu giải pháp tương tự cho hệ thống lò đốt theo phương đứng.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Hoàng Anh Giang, 2007. *Thử nghiệm đốt đối với vật liệu và bộ phận công trình và việc áp dụng ở Việt Nam*. Tạp chí KHCN Xây dựng, Năm thứ 35, số 2/2007 (139). Trang 22-27

[2] Nguyễn Viết Sơn và các cộng tác viên, 2021. *Báo cáo thử nghiệm đốt xác định khả năng chịu lửa của mẫu bê tông vỏ hầm*. Viện Chuyên ngành Kết cấu Công trình xây dựng, báo cáo số 038.21.KC.NCPCC

[3] https://thuatngu.net/nhiet-dung-rieng-la-gi-bang-nhiet-dung-rieng-cua-cac-chat/. Tháng 6 năm 2021

[4] https://daiduongcorp.vn/nhiet-luong-la-gi/. Tháng 11 năm 2020

KIỂM SOÁT CHẤT LƯỢNG THÉP CỐT BÊ TÔNG TẠI VIỆT NAM VÀ ĐÁNH GIÁ SỰ PHÙ HỢP VỚI TIÊU CHUẨN BS 4449:2005

QUALITY CONTROL OF THE REINFORCEMENT IN VIETNAM AND COMFORMITY ASSESSMENT WITH BS 4449:2005

KS. Nguyễn Duy Vấn[1], ThS. Vũ Ngọc Luyến[2]
[1,2]Viện Khoa học công nghệ xây dựng,
Email: Duyvan.hust@gmail.com, Vnluyen.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Thép cốt bê tông chủ yếu được dùng trong kết cấu bê tông cốt thép, loại kết cấu chịu lực phổ biến nhất trong các công trình xây dựng tại Việt Nam. Việc kiểm soát chất lượng thép cốt tại Việt Nam đảm bảo sự tuân thủ các yêu cầu chất lượng theo TCVN 1651:2018 được thực hiện thông qua các thí nghiệm trong các Phòng thí nghiệm đạt chuẩn (LAS-XD). Theo định hướng xây dựng hệ thống các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu của Việt Nam theo hệ tiêu chuẩn Châu Âu, thép cốt đang sử dụng được đánh giá sự phù hợp về các yêu cầu chất lượng với tiêu chuẩn BS 4449:2005, qua đó tiếp cận và nắm bắt được khả năng sử dụng khi áp dụng các tiêu chuẩn Châu Âu trong thiết kế, thi công công trình bê tông cốt thép tại Việt Nam. Bài báo này trình bày tổng hợp kết quả thí nghiệm của các mẫu thí nghiệm thép cốt theo TCVN 1651:2018 và so sánh yêu cầu của tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 với BS 4449:2005.

TỪ KHÓA: Thép cốt, Kết cấu bê tông cốt thép.

ABSTRACT: *Reinforcements is mainly used in reinforced concrete structures, this is a common type of load-bearing structure used in building and civil structures. Quality control of reinforcements used in Vietnam to ensure compliance with steel quality requirements according to TCVN 1651:2018. According to the plan of applying European standards in the construction field in Vietnam, the reinforcements being used needs to be assessed for conformity with the required quality with the steel used by BS 4449, thereby accessing and getting ready the usability when applying BS4449:2005 in design and construction in Vietnam. This paper presents the summary of the test results of the reinforcement according to TCVN 1651:2018 and compares TCVN 1651:2018 with BS 4449:2005.*

KEYWORDS: *Reinforcement; Reinforced concrete structure.*

1. MỞ ĐẦU

Theo thống kê của hiệp hội thép Việt Nam 6 tháng đầu năm 2021, sản lượng thép sản xuất tại Việt Nam đạt 15.926.051 tấn tăng 37% so với cùng kỳ 2020 trong đó sản phẩm thép xây dựng đạt khoảng 5.300.000 tấn chiếm tỷ lệ 33,3% sản lượng thép. Sản lượng thép các năm tại Việt Nam được cho trong bảng 1.

Bảng 1. Sản lượng thép tại Việt Nam các 5 năm gần nhất

TT	Thời gian	Đơn vị tính	Tổng sản lượng thép	Thép xây dựng	Tỷ lệ (%)
1	6 tháng năm 2021	Tấn	15.926.051	5.300.000	33,3
2	Năm 2020	Tấn	25.588.484	9.500.000	37,1
3	Năm 2019	Tấn	25.263.113	10.700.000	42,4
4	Năm 2018	Tấn	24.194.335	11.700.000	48,4
5	Năm 2017	Tấn	21.062.000	8.900.000	42,3

Qua bảng thống kê trên cho thấy tỷ lệ thép xây dựng chiếm tỷ trọng khá lớn trên tổng sản lượng thép các loại được sản xuất tại Việt Nam do loại thép này được sử dụng xây dựng các cơ sở hạ tầng kỹ thuật phục vụ phát triển kinh tế. Tỷ lệ trên giảm vào năm 2020 và 6 tháng đầu năm 2021 do ảnh hưởng của dịch Covid 19 tuy nhiên theo các nhà phân tích sản phẩm thép xây dựng sẽ tăng trở lại sau khi nước ta khống chế được dịch Covid 19 và các nước khống chế được dịch sẽ nhập khẩu sản phẩm thép Việt Nam để xây dựng và tái thiết các cơ sở hạ tầng kỹ thuật phát triển đất nước.

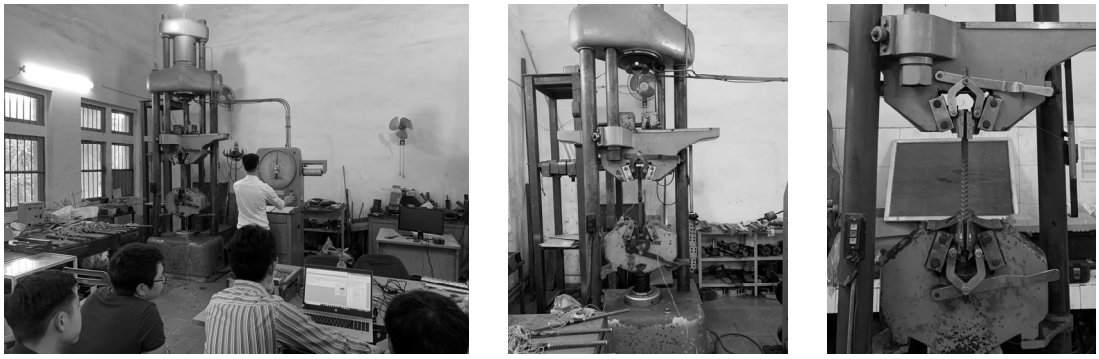
2. KIỂM SOÁT CHẤT LƯỢNG THÉP CỐT TẠI VIỆT NAM

Kiểm soát chất lượng thép cốt là quá trình kiểm tra các tính chất cơ lý và hóa để các loại thép trước khi được đưa vào sử dụng trong các kết cấu bê tông cốt thép trong công trình xây dựng đảm bảo tuân thủ theo các yêu cầu kỹ thuật trong tiêu chuẩn áp dụng tại Việt Nam thường sử dụng TCVN 1651:2018 hoặc các tiêu chuẩn nước ngoài. Các công tác kiểm tra chất lượng thép cốt được thực hiện trong các phòng thí nghiệm chuyên ngành xây dựng (LAS-XD) có phương pháp thử và thiết bị thử nghiệm phù hợp theo quy định.

2.1. Giới thiệu phòng TNCT - LAS-XD01

LAS-XD01 thuộc Viện Chuyên ngành Kết cấu Công trình Xây dựng - Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng có phạm vi hoạt động trong lĩnh vực Nghiên cứu, đào tạo, chuyển giao công nghệ và cung cấp dịch vụ thí nghiệm vật liệu và cấu kiện, sản phẩm thép, kiểm tra chất lượng phá hủy (ND) và không phá hủy trong lĩnh vực cơ khí chế tạo và lắp đặt ngành Hàn và Vật liệu kim loại, thử nghiệm các cấu kiện bê tông và bê tông cốt thép… Thử nghiệm kiểm tra chất lượng vật liệu tại các công trình quan trọng, công trình trọng điểm Quốc gia, thí nghiệm, kiểm tra chất lượng vật liệu, nền móng, kết cấu xây dựng, cấu kiện xây dựng, vật liệu kim loại, liên kết hàn và các sản phẩm kim loại. Cung cấp các dịch vụ kỹ thuật trong công nghệ cơ khí chế tạo (Xử lý nhiệt mối hàn, xử lý bề mặt vật liệu). Đào tạo thợ hàn, kiểm tra đánh giá tay nghề thợ hàn và cấp chứng chỉ tay nghề thợ hàn. Đào tạo thí nghiệm viên và chuyển giao công nghệ kiểm tra chất lượng mối hàn và vật liệu kim loại bằng phương pháp phá hủy (ND) và không phá hủy (NDT) các ngành Xây dựng dân dụng công nghiệp và giao thông vận tải. Las-XD01 có đội ngũ cán bộ với nhiều năm kinh nghiệm trong các công tác thử nghiệm và có phương pháp thử, thiết bị thử

nghiệm phù hợp để kiểm tra đánh giá chất lượng các loại vật liệu và sản phẩm thép, các cấu kiện xây dựng. LAS-XD01 thực hiện các quy trình thử nghiệm và quản lý phòng thí nghiệm theo tiêu chuẩn ISO 17025:2017 từ khâu tiếp nhận mẫu đến khi xuất kết quả thử nghiệm.



Hình 1. Thử nghiệm kiểm tra chất lượng thép cốt trong phòng thí nghiệm

2.2. Yêu cầu với thép cốt bê tông theo TCVN 5574:2018, TCVN 1651:2018

Thép cốt sử dụng chủ yếu trong kết cấu bê tông cốt thép, đây là kết cấu chịu lực chính trong công trình nên các loại thép cốt cần thỏa mãn các yêu cầu trong TCVN 5574:2018 "Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép". Theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 khi thiết kế nhà và công trình bê tông cốt thép cần phải quy định loại cốt thép sử dụng, các yêu cầu về cơ tính với thép cốt sử dụng trong kết cấu BTCT.

Theo TCVN 5574:2018, Thép cốt bê tông sử dụng trong kết cấu bê tông cốt thép phải thỏa mãn tiêu chuẩn TCVN 1651:2018. TCVN 1651:2018 quy định các chỉ tiêu gồm: hình dạng kích thước, tiết diện thép và các đặc trưng cơ tính như: Ứng suất chảy, ứng suất bền, độ giãn dài tương đối, khả năng chịu uốn và thành phần hóa. Thép sử dụng trong kết cấu bê tông cốt thép gồm các mác CB240-T, CB300-V, CB400-V, CB500-V và CB600-V, trong các kết cấu bê tông cốt thép không ứng lực trước các loại thép thanh vằn từ CB300-V đến CB600-V được ưu tiên sử dụng làm cốt thép tính toán chịu lực, thép CB240-T sử dụng làm cốt thép ngang và hạn chế biến dạng ngang. Giá trị đặc trưng độ bền tiêu chuẩn của thép cốt trong kết cấu bê tông cốt thép được quy định theo bảng 2.

Bảng 2. Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của cốt thép $R_{s,n}$ và cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đối với các trạng thái giới hạn thứ 2 $R_{s,ser}$

Loại cốt thép		Tiêu chuẩn	Đường kính danh nghĩa	Giá trị của $R_{s,n}$, MPa và $R_{s,ser}$, MPa
Thép thanh	CB240-T	TCVN 1651-1:2018	6,0÷40,0	240
	CB300-T			300
	CB300-V	TCVN 1651-2:2018	6,0÷50,0	300
	CB400-V			400
	CB500-V			500

Các giá trị đặc trưng cường độ cốt thép được quy định trong TCVN 5774:2018 khi triển khai thực tế việc kiểm soát chất lượng cốt thép phù hợp yêu cầu thiết kế được quy định trong TCVN 1651:2018. Các loại thép cốt trước khi sử dụng trong các công trình được lấy mẫu và kiểm tra chất lượng theo tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 theo các chỉ tiêu phù hợp thép dùng làm cốt trong kết cấu bê tông gồm: hình dạng, tiết diện thép, khối lượng đơn vị, thành phần hóa học và các chỉ tiêu cơ tính: giới hạn chảy, giới hạn bền, độ giãn dài tương đối và khả năng chịu uốn. Các giá trị đặc trưng khối lượng đơn vị được thể hiện theo bảng 3, kích thước hình học bảng 4, thành phần hóa và đặc trưng cơ tính của thép xem bảng 5 và bảng 6.

Bảng 3. Giá trị khối lượng cho 1m dài và sai lệch cho phép

Đường kính danh nghĩa d, mm	Diện tích mặt cắt ngang danh nghĩa S_0, mm^2	Khối lượng trên 1m dài	
		Yêu cầu kg/m	Sai lệch cho phép, %
6	28,3	0,222	±8
8	50,3	0,395	±8
10	78,5	0,617	±6
12	113	0,888	±6
14	154	1,21	±5
16	201	1,58	±5
18	255	2,00	±5
20	314	2,47	±5
22	380	2,98	±5
25	491	3,85	±4
28	616	4,83	±4
32	804	6,31	±4
36	1018	7,99	±4
40	1257	9,86	±4
50	1964	15,42	±4

Bảng 4. Kích thước hình học thép vằn

	Đường kính danh nghĩa, mm	Gân có chiều cao không đổi	Gân hình lưỡi liềm
Chiều cao của gân, a, nhỏ nhất	Tất cả	0,05d	0,065d
Bước gân ngang, c	$6 \le d < 10$ $d \ge 10$	$0,35d \le c \le 0,7d$	$0,5d \le 0,25c \le 1,0d$
Độ nghiêng của gân ngang, β	Tất cả	$35° \le \beta \le 90°$	$35° \le \beta \le 75°$
Độ nghiêng cạnh của gân ngang, α	Tất cả	$\alpha \ge 45°$	$\alpha \ge 45°$
Chu vi không có gân, Σfi lớn nhất	Tất cả	-	-

Bảng 5. Thành phần hóa thép các mác và sai số cho phép

Mác thép	C[a]	SI	Mn	P	S	CEV[a]
CB300-V	-	-	-	0,050	0,050	-
CB400-V	0,29	0,55	1,80	0,040	0,040	0,56
CB500-V[b]	0,32	0,55	1,80	0,040	0,040	0,61
CB600-V[c]	-	-	-	0,040	0,040	0,63

[a] Có thể sử dụng các giá trị và công thức CEV khác khi có sự thỏa thuận của nhà sản xuất và người mua.

[b] Các nguyên tố hợp kim như Cu, NI, Cr, Mo, V, Nb, Ti và Zr, có thể được thêm vào khi có sự thỏa thuận của nhà sản xuất và người mua.

[c] Mác thép này không được sử dụng để hàn.

Nguyên tố	Giá trị lớn nhất quy định trong phân tích mẻ nấu, %	Sai lệch cho phép của phân tích sản phẩm với các giới hạn quy định của phân tích mẻ nấu, %
C	≤ 0,25	+0,02
	> 0,25	+0,03
Si	≤ 0,55	+0,05
Mn	≤ 1,65	+0,06
	> 1,65	+0,08
P	≤ 0,05	+0,008
S	≤ 0,05	+0,008

Bảng 6. Các đặc trưng cơ tính thép cốt

Mác thép	Giá trị đặc trưng của giới hạn chảy trên nhỏ nhất, MPa	Giá trị đặc trưng của giới hạn bền kéo nhỏ nhất, MPa	Giá trị đặc trưng quy định của độ giãn dài %	
			A Nhỏ nhất	Agt Nhỏ nhất
CB240-T	240	380	20	2
CB300-V	300	450	16	8
CB400-V	400	570	14	8
CB500-V	500	650	14	8

2.3. Kiểm tra, đánh giá chất lượng thép cốt trong Phòng thí nghiệm

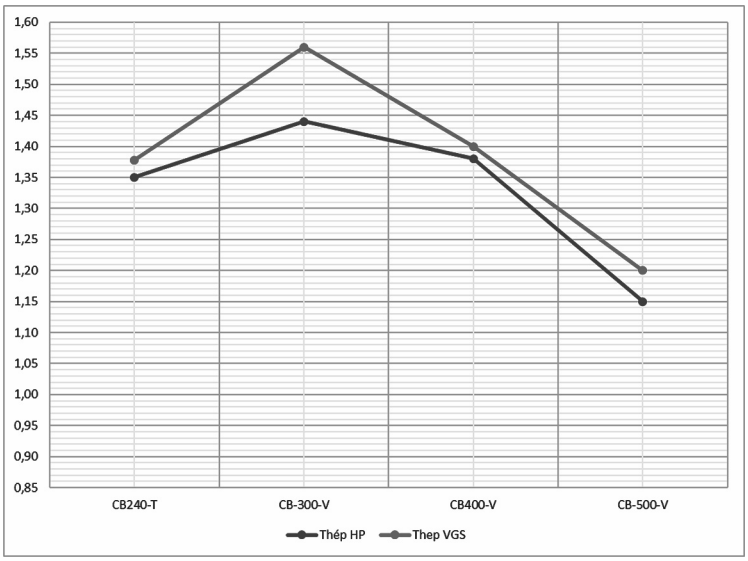
Các loại thép cốt khi thử nghiệm có các kết quả phù hợp với các chỉ tiêu yêu cầu theo tiêu chuẩn sẽ được sử dụng trong công trình. Quy trình kiểm soát chất lượng các loại thép cốt sử dụng phòng thí nghiệm chuyên ngành (LAS-XD) như sau:

Tại phòng thí nghiệm khách hàng tiến hành đăng ký các thông tin về mẫu thử nghiệm và các chỉ tiêu yêu cầu thử nghiệm. Sau đó, các mẫu được chuyển đến khu vực gia công mẫu, tại đây các mẫu thử nghiệm được cắt phẳng hai đầu và chuyển vào khu vực chờ thí nghiệm. Trước khi thí nghiệm các bên chứng kiến xác nhận mẫu thử nghiệm đã lấy tại hiện trường sau đó thí nghiệm

viên tiến hành thử nghiệm kiểm tra chất lượng thép cốt. Việc đo hình dạng, kích thước được tiến hành trên các mẫu thí nghiệm, sử dụng các thiết bị đo xác định bước gân, chiều cao gân và góc nghiêng theo yêu cầu tiêu chuẩn. Thép cốt sau đó được thí nghiêm các chỉ tiêu cơ tính về khối lượng đơn vị, ứng suất chảy, ứng suất bền, độ giãn dài tương đối, khả năng chịu uốn và thành phần hóa kết quả thu được được lập trong phiếu kết quả thử nghiệm, kết quả so sánh, đánh giá sự phù hợp với yêu cầu thép cốt theo TCVN 1651:2018. Kết quả kiểm tra chất lượng một số loại thép sử dụng tại Việt Nam được thực hiện tại LAS-XD01 thể hiện trong bảng 7, bảng 8

Bảng 7. Ứng suất chảy thép HP và VGS trong phòng thí nghiệm

TT	Mác thép	Thép HP			Thép VGS		
		Ứng suất chảy rung bình các mẫu Thử nghiệm	Tỷ lệ ứng suất chảy TN/US chảy Quy ước	Độ lệch chuẩn	Ứng suất chảy rung bình các mẫu Thử nghiệm	Tỷ lệ ứng suất chảy TN/US chảy Quy ước	Độ lệch chuẩn
		F_e	-	S	F_e	-	S
1	CB240-T	331,2	1,35	1,9	330,7	1,38	2,8
2	CB300-V	433,7	1,44	8,9	469,9	1,56	22,6
3	CB400-V	550,1	1,38	8,0	560,4	1,40	32,2
4	CB500-V	573,0	1,15	16,4	601,2	1,20	21,7



Hình 2. Biểu đồ tỷ lệ ứng suất chảy thí nghiệm - ứng suất chảy quy ước thép HP và VGS

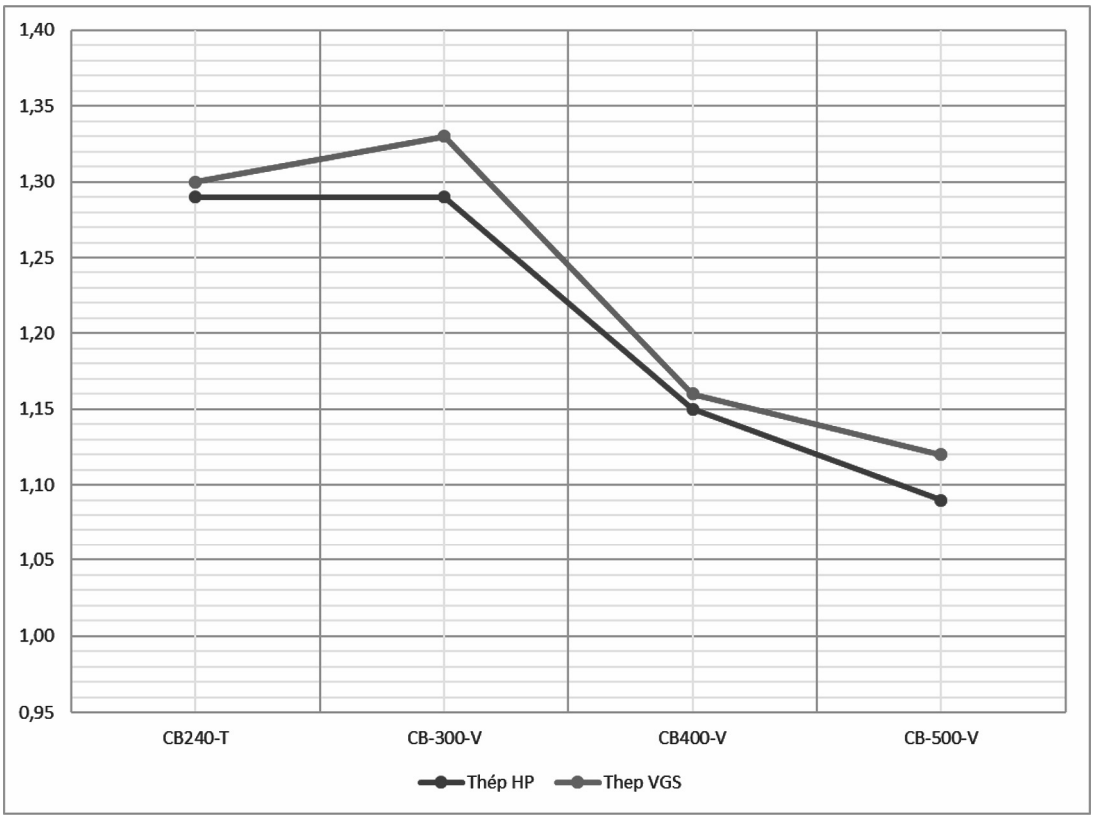
Qua kết quả thí nghiệm và biểu đồ nhận thấy:

- Ứng suất chảy của các loại thép thử nghiệm đều đảm bảo và cao hơn yêu cầu tiêu chuẩn.

- Ứng suất chảy thử nghiệm lớn hơn từ 1,15 ÷ 1,44 ứng suất chảy quy ước với thép HP và 1,2 ÷1,56 ứng suất chảy quy ước với thép VGS theo từng mác thép, cao nhất là mác thép CB300-V.

Bảng 8. Ứng suất bền thép HP-VGS trong phòng thí nghiệm

TT	Mác thép	Thép HP			Thép VGS		
		Ứng suất bền trung bình các mẫu Thử nghiệm	Tỷ lệ ứng suất bên TN/ US bền Quy ước	Độ lệch chuẩn	Ứng suất bền trung bình các mẫu Thử nghiệm	Tỷ lệ ứng suất bên TN/ US bền Quy ước	Độ lệch chuẩn
		F_m	-	S	F_m	-	S
1	CB240-T	480,8	1,29	1,8	493,4	1,30	1,9
2	CB300-V	578,4	1,29	9,0	596,8	1,33	17,0
3	CB400-V	658,1	1,15	16,1	663,4	1,16	26,1
4	CB500-V	710,4	1,09	8,8	724,9	1,12	21,2



Hình 3. Biểu đồ tỷ lệ ứng suất chảy thí nghiệm - ứng suất bền quy ước thép HP và VGS

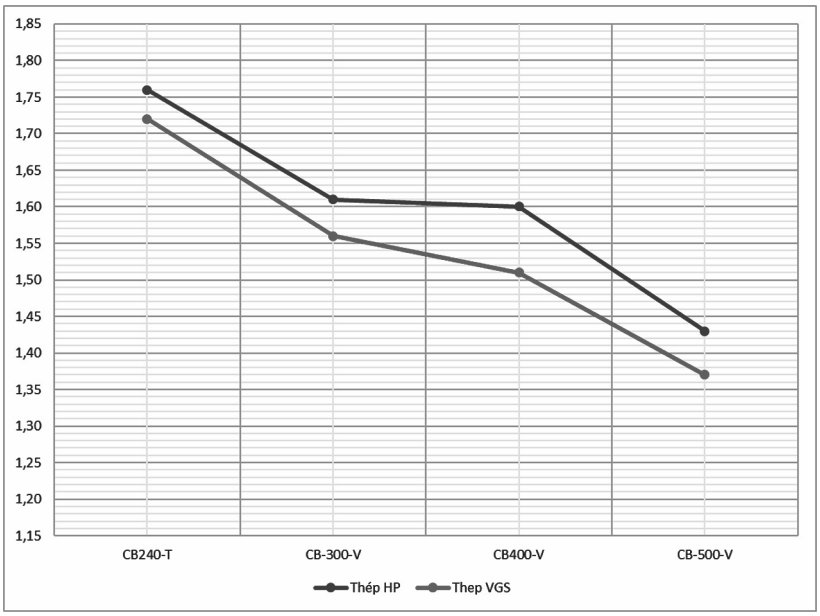
Qua kết quả thí nghiệm và biểu đồ nhận thấy:

- Ứng suất bền của các loại thép thử nghiệm đều đảm bảo và cao hơn yêu cầu tiêu chuẩn.

- Ứng suất bền thử nghiệm lớn hơn từ 1,09 ÷ 1,29 ứng suất chảy quy ước với thép HP và 1,12 ÷1,33 ứng suất bền quy ước với thép VGS theo từng mác thép, cao nhất là mác thép CB 300-V.

Bảng 9. Độ giãn dài tương đối thép HP-VGS trong phòng thí nghiệm

TT	Mác thép	Thép HP			Thép VGS		
		Độ giãn dài tướng đối bình các mẫu Thử nghiệm	Tỷ lệ độ giãn dài TN/độ giãn dài Quy ước	Độ lệch chuẩn	Độ giãn dài tướng đối bình các mẫu Thử nghiệm	Tỷ lệ độ giãn dài TN/độ giãn dài Quy ước	Độ lệch chuẩn
		A	-	S	A	-	S
1	CB240-T	35,2	1,76	1,8	34,5	1,72	1,5
2	CB300-V	25,8	1,61	2,1	24,9	1,56	1,8
3	CB400-V	22,4	1,60	1,6	21,1	1,51	1,5
4	CB500-V	20,0	1,43	1,0	19,2	1,37	0,8



Hình 4. Biểu đồ tỷ lệ độ giãn dài thí nghiệm - độ giãn dài quy ước thép HP và VGS

Qua kết quả thí nghiệm và biểu đồ nhận thấy:

- Độ giãn dài tương đối của các loại thép thử nghiệm đều đảm bảo và cao hơn yêu cầu tiêu chuẩn.

- Độ giãn dài tương đối các loại thép thử nghiệm lớn hơn từ 1,43 ÷ 1,76 độ giãn dài quy ước với thép HP và 1,37÷1,72 độ giãn dài quy ước với thép VGS theo từng mác thép do ứng suất chảy và ứng suất bền của thép VGS cao hơn thép HP, cao nhất là thép CB 240-T.

Nhận xét: Các kết quả thử nghiệm kiểm tra chất lượng thép cốt các loại trong phòng thí nghiệm có:

- Ứng suất chảy, ứng suất bền các loại thép đều cao hơn yêu cầu tiêu chuẩn, ứng suất chảy cao hơn 1,15-1,56 ứng suất chảy quy ước, ứng suất bền cao hơn 1,09÷1,33 ứng suất bền quy ước.

- Độ giãn dài tương đối cao hơn yêu cầu tiêu chuẩn 30 - 60% với riêng mác thép CB240-T độ giãn dài tương đối một số loại thép cao hơn 90% so với yêu cầu tiêu chuẩn.

- Khối lượng đơn vị của các mác thép đa số nhỏ hơn yêu cầu tiêu chuẩn và thỏa mãn giới hạn cho phép trong tiêu chuẩn, riêng mác thép CB240-T thường có khối lượng đơn vị cao hơn yêu cầu tiêu chuẩn.

- Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ tính và hóa của các loại thép trên thỏa mãn yêu cầu theo tiêu chuẩn TCVN 1651:2018.

3. ĐÁNH GIÁ SỰ PHÙ HỢP TCVN 1651:2018 với BS 4449:2005

3.1. Phương pháp thử TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005

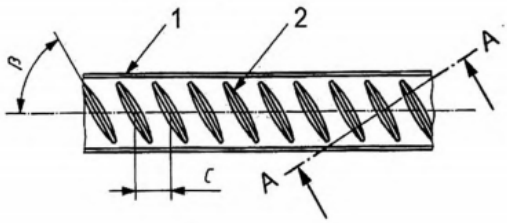
- Phương pháp thử hiện tại thử nghiệm các loại thép cốt đang sử dụng tại Việt Nam tuân thủ theo ISO 15630-1:2010 và phù hợp với phương pháp thử thép cốt theo BS 4449:2005.

3.2. Yêu cầu kỹ thuật TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005

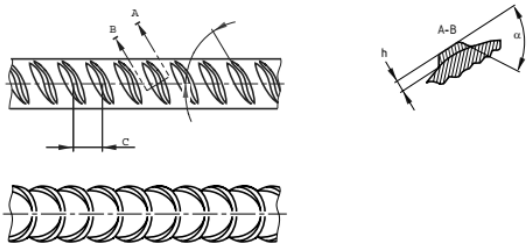
- Về chỉ tiêu kích thước hình học tiêu chuẩn BS 4449:2005 quy định kiểm tra chiều cao gân, bước gân và góc nghiêng gân ngang giống yêu cầu trong TCVN 1651-2:2018. Các chỉ tiêu hình dạng và kích thước thép theo hai tiêu chuẩn được thống kê trong bảng 10.

Bảng 10. Kích thước hình học thép cốt theo TCVN 1651-2:2018 và BS 4449:2005

TT	Chỉ tiêu	TCVN 1651-2:2018	BS 4449:2005
1	Chiều cao của gân, a, nhỏ nhất	0,05d	0,03d ÷ 0,05d
2	Bước gân ngang, c	0,35d ≤ c ≤ 0,7d	0,4d ≤ c ≤ 1,2d
3	Độ nghiêng của gân ngang, β	35° ≤ β ≤ 90°	35° ≤ β ≤ 75°
4	Độ nghiêng cạnh của gân ngang, α	α ≥ 45°	-



Hình 5. Kích thước hình học thanh thép TCVN 1651-2:2018



Hình 6. Kích thước hình học thanh thép BS 4449:2005

Qua bảng các yêu cầu về kích thước hình học, hình dạng thép cốt nhận thấy:

+ Kích thước hình học và hình dạng thép cốt theo TCVN 1651-2:2018 khá tương đồng với hình dạng và kích thước thép cốt quy định BS 4449:2005.

- Khối lượng đơn vị theo tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005 được thống kê theo bảng 11.

Bảng 11. Đường kính danh nghĩa và khối lượng đơn vị thép cốt theo TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005

TCVN 1651:2018				BS 4449:2005			
Đường kính danh nghĩa	Diện tích mặt cắt ngang danh nghĩa S_0, mm^2	Khối lượng trên 1m dài		Đường kính danh nghĩa	Diện tích mặt cắt ngang danh nghĩa S_0, mm^2	Khối lượng trên 1m dài	
		Yêu cầu kg/m	Sai lệch cho phép, %			Yêu cầu kg/m	Sai lệch cho phép, %
6	28,3	0,222	±8	6[a]	28,3	0,222	±6
8	50,3	0,395	±8	7[a]	38,5	0,302	±6
10	78,5	0,617	±6	8	50,3	0,395	±4,5
12	113	0,888	±6	9[a]	63,6	0,499	±4,5
14	154	1,21	±5	10	78,5	0,617	±4,5
16	201	1,58	±5	12	113	0,888	±4,5
18	255	2,00	±5	16	201	1,58	±4,5
20	314	2,47	±5	20	314	2,47	±4,5
22	380	2,98	±5	-	-	-	
25	491	3,85	±4	25	491	3,85	±4,5
28	616	4,83	±4	-	-	-	
32	804	6,31	±4	32	804	6,31	±4,5
36	1018	7,99	±4	-	-	-	±4,5
40	1257	9,86	±4	40	1257	9,86	±4,5
50	1964	15,42	±4	50	1963	15,4	±4,5

Qua bảng thống kê các chỉ tiêu đường kính danh nghĩa, khối lượng đơn vị và sai số cho phép theo 2 tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005 nhận thấy:

+ Hai tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005 một số loại thép cốt có đường kính danh nghĩa khác nhau, các loại thép cốt có đường kính danh nghĩa giống nhau thì khối lượng đơn vị tương đương nhau.

+ Sai số về khối lượng đơn vị các loại thép được quy định trong 2 tiêu chuẩn chênh lệch nhau không lớn 0,5%, trừ loại thép có đường kính D ≤ 8 chênh lệch 2%.

- Các chỉ tiêu cơ tính của thép cốt theo TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005 được thống kê theo bảng 12.

Bảng 12. Các chỉ tiêu cơ tính thép cốt theo TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005

Tiêu chuẩn	Mác thép	Cường độ kéo (MPa)		Độ giãn dài (%)		Đường kính búa uốn	Khả năng chịu uốn
		Ứng suất chảy nhỏ nhất	Ứng suất bền nhỏ nhất	A nhỏ nhất	Agt nhỏ nhất		
TCVN 1651:2018	CB240-T	240	380	20	2	2d	Không nứt
	CB300-V	300	450	16	8		
	CB400-V	400	570	14	8	3d÷7d	
	CB500-V	500	650	14	8		
BS 4449:2005	B500A	500	525 (d ≤ 8)	-	2,5 (d ≤ 8)	4d (d ≤ 16)	Không nứt
	B500B	500	540	-	5,0	7d (d > 16)	
	B500C	500	≥ 575; < 675	-	7,5		

Qua bảng thống kê các chỉ tiêu cơ tính giữa hai tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005 nhận thấy:

+ Với các chỉ tiêu cơ tính TCVN 1651:2018 quy định với nhiều loại mác thép hơn so với tiêu chuẩn BS 4449:2005.

+ Các mác thép được quy định trong tiêu chuẩn BS 4449:2005: B500A, B500B và B500C tương đương với mác thép CB 500-V trong tiêu chuẩn TCVN 1651:2018.

+ Đường kính búa uốn của các mác thép quy định trong TCVN 1651:2018 phù hợp với BS 4449:2005.

+ Khả năng chịu uốn các loại thép thep BS 4449:2005 khi uốn không cho phép xuất hiện vết nứt, tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 khi uốn không cho phép xuất hiện vết nứt ngang nhìn thấy được bằng mặt thường.

+ Trong BS 4449:2005 có mác thép B500C quy định về giới hạn ứng suất bền 575÷675 MPa do đó khi áp dụng tiêu chuẩn BS 4449:2005 vào Việt Nam. Các loại thép sử dụng phải có ứng suất bền thỏa mãn khoảng giới hạn trên điều này đặt ra yêu cầu các nhà sản xuất thép cần có sự điều chỉnh thay đổi phù hợp khi sản xuất sản phẩm thép cốt do hiện nay các loại thép đang sử dụng hầu hết có ứng suất bền cao hơn khoảng giới hạn trên (theo các kết quả thử nghiệm thu được trong phòng thí nghiệm).

+ Tiêu chuẩn BS 4449:2005 độ giãn dài xác định theo độ giãn dài tổng khi lực lớn nhất (Agt) khác với cách đo độ giãn dài tương đối sau khi đứt (A) đang thí nghiệm hiện nay do đó đòi hỏi các nhà sản xuất lưu ý đến quá trình sản xuất từ phôi thép đến sản phẩm thép.

- Thành phần hóa học thép cốt theo TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005 được thống kê theo bảng 13.

Bảng 13. Thành phần hóa học thép theo TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005

TCVN 1651:2018						
Mác thép	C[a]	SI	Mn	P	S	CEV[a]
CB300-V	-	-	-	0,050	0,050	-
CB400-V	0,29	0,55	1,80	0,040	0,040	0,56
CB500-V[b]	0,32	0,55	1,80	0,040	0,040	0,61
CB600-V[c]	-	-	-	0,040	0,040	0,63
BS 4449:2005						
Các mác	C[a]	Cu	Ni	P	S	CEV[a]
	0,22	0,80	0,012	0,05	0,05	0,50

Qua bảng thống kê thành phần hóa theo tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 và BS 4449:2005 và yêu cầu về hàm lượng carbon tương đương nhận thấy:

+ Hàm lượng carbon tương đương của thép cốt theo tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 đang cao hơn so với hàm lượng carbon theo BS 4449:2005. Hàm lượng carbon tương đương của các loại thép cốt theo tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 trong khoảng 0,56÷0,63 cao hơn so với hàm lượng carbon tương đương của các loại thép theo BS 4449:2005.

- Hàm lượng carbon tương đương là một chỉ số quan trọng biểu thị khả năng xuất hiện vết nứt khi hàn của thép. Hàm lượng carbon tương đương của thép càng nhỏ thì khả năng xuất hiện các vết nứt hàn càng thấp và ngược lại, do đó các thép sản xuất tại châu Âu, Mỹ thường khống chế hàm lượng carbon tối đa nhằm hạn chế xuất hiện vết nứt khi hàn. Bảng phân loại tính hàn theo hàm lượng carbon tương đương CEV được cho trong bảng 14.

Bảng 14. Phân loại tính hàn theo hàm lượng carbon tương đương CEV [4]

Hàm lượng carbon tương đương CEV	Tính hàn của thép
Đến 0,35	Đặc biệt tốt
0,36÷0,40	Rất tốt
0,41÷0,45	Tốt
0,46 ÷ 0,50	Trung bình
Lớn hơn 0,50	Kém

- Theo bảng phân loại tính hàn theo bảng trên thì hàm lượng carbon tương đương của thép sản xuất tại Việt Nam theo TCVN 1651:2018 đang cao hơn so với hàm lượng carbon theo quy định trong tiêu chuẩn BS 4449:2005 do đó tính hàn của thép sản xuất tại Việt Nam kém hơn so với thép theo sản xuất thép tiêu chuẩn châu Âu. Hàm lượng carbon tương đương này cần được điều chỉnh để phù hợp với tiêu chuẩn châu Âu khi áp dụng các tiêu chuẩn BS EN vào Việt Nam.

4. KẾT LUẬN

- Công tác kiểm soát chất lượng thép cốt trong phòng thí nghiệm tuân thủ theo các quy định trong tiêu chuẩn. Các kết quả thí nghiệm thép cốt đang sử dụng trong các công trình xây dựng được thực hiện trong LAS-XD01 về chất lượng đa số thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật trong tiêu chuẩn TCVN 1651:2018.

- Các yêu cầu kỹ thuật của cốt thép trong tiêu chuẩn TCVN 1651:2018 cơ bản phù hợp với các yêu cầu của tiêu chuẩn BS 4449:2005 do cả hai tiêu chuẩn cùng sử dụng chung phương pháp thử, các yêu cầu kỹ thuật với thép cốt tương đồng nhau. Tuy nhiên, có một số điểm khác nhau giữa BS 4449:2005 và TCVN 1651:2018 như: quy định về hàm lượng carbon tương đương, tính hàn của thép cốt, tiêu chí đạt khi thử uốn, một số quy định về độ giãn dài cũng như yêu cầu đặc thù của thép cốt chịu động đất (B500C).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 1651-1:2018 *Thép cốt bê tông phần 1: Thép tròn trơn*

[2] TCVN 1651-2:2018 *Thép cốt bê tông phần 2: Thép thanh vằn*

[3] Hiệp hội thép Việt Nam, *Tình hình thị trường thép Việt Nam 6 tháng đầu năm 2021 và các năm 2017-2020*

[4] *Phân tích tính hàn của thép kết cấu*, ThS. Nguyễn Long - Trường Đại học Giao thông Vận tải

[5] BS 4449:2005 *Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - Bar, coil and decoiled product - Specification*

[6] BS EN 10080 *Steel for Reinforcement of Concrete - Weldable reinforcing steel - General*

[7] ISO 15630-1:2010 *Steel for the reintorcement and prestressing of concrete - Test methods - Part 1: Reintorcing bars, wire rod and wire*

[8] CONSTRUCTION MATERIAL MS 146: 2014, Ir. Sabrudin Suren CIDB Expert Panel (Iron & Steel) 16/12/2015 Grand Season Kuala Lumpur

NGHIÊN CỨU PHỤC HỒI CỔ TRỤC MÁY PHÁT ĐIỆN BẰNG PHƯƠNG PHÁP MẠ XOA

RESEARCH RESTORATION OF GENERATOR SHAFTS BY BRUSHPLATING METHOD

ThS. Phan Anh Tuấn
Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: tuanphanibst@gmail.com

TÓM TẮT: Báo cáo trình bày các kết quả nghiên cứu và triển khai kết quả vào việc phục hồi chi tiết cổ trục máy phát điện của nhà máy thủy điện bằng phương pháp mạ xoa, nhằm khôi phục lại kích thước đường kính ban đầu và đảm bảo yêu cầu kỹ thuật của cổ trục bị mòn hỏng tại cổ trục lắp bi. Sử dụng lớp phủ mạ xoa composite Ni/nano-Al_2O_3 là lớp phủ mạ xoa Ni được bổ xung thêm các hạt nano Al_2O_3 vào cấu trúc mạng tinh thể. Lớp phủ được chế tạo bằng phương pháp mạ xoa trên hệ thống thiết bị mạ xoa LDC - 100A. Kết quả thực nghiệm thu được sau khi thực hiện với cổ trục máy phát điện đường kính $300_{-0,02}$ mm đã được phục hồi về kích thước $300^{+0,03}$ mm với lớp phủ mạ xoa composite Ni/nano-Al_2O_3 có độ cứng tương thích với vật liệu nền C45.

TỪ KHÓA: Công nghệ mạ xoa; Lớp phủ composite Ni/nano-Al_2O_3 , trục máy phát điện

ABSTRACT: *The preport presents the results restoration of details generator shoafts of hydroelectric power plants by brush plating method, in order to restore the original diameter size ensure the technical requirements of the worn - our shaft. The Ni/nano-Al_2O_3 composite brushplating coating is a Ni coating adding nano-Al_2O_3 nanopartucles to the lattice structure. The coating made by brush plating method on LDC - 100A plating system. Reseach results obtained after performing with generator shaft diameter $300_{-0,02}$ mm have been restored to size $300^{+0,03}$ mm with Ni/nano-Al_2O_3 composite coating with hardness compatible with the base material C45.*

KEYWORDS: *Bruch plating; Ni/nano-Al_2O_3 composite coating; generator shaft*

1. GIỚI THIỆU

Phương pháp mạ xoa là một trong những công nghệ xử lý bề mặt tiên tiến với cơ chế hình thành lớp phủ tương đồng với mạ điện. Mạ xoa cho phép vừa phục hồi kích thước bị hao mòn, vừa tạo được chất lượng bề mặt về độ cứng, khả năng chịu mài mòn, chịu ăn mòn v.v... Hiện nay, ứng dụng phương pháp mạ xoa vào trong việc phục hồi bề mặt các chi tiết bị hư hỏng, tạo nên một lớp kim loại có độ bền cao trên bề mặt của chi tiết, bảo vệ bề mặt các chi tiết không bị xước, bị mòn, chống lại sự ăn mòn hoá học. Mạ xoa là sự phát triển mới của công nghệ mạ điện, sử dụng bút xoa và dung dịch mạ được cấp trực tiếp lên bề mặt chi tiết. Các thiết bị cần thiết bao gồm: một nguồn điện điều khiển, cấp điện âm cho chi tiết mạ và điện áp dương cho bút xoa, bơm dung dịch, và một số thiết bị phụ trợ khác. Phương pháp công nghệ này không những tăng năng suất của quá trình mà còn nâng cao được chất lượng lớp mạ so với các phương pháp mạ điện khác. Mạ xoa được ứng dụng phổ biến trong các ngành phụ trợ công nghiệp nhằm chế tạo lớp bảo vệ chi tiết máy; phục hồi, sửa chữa các lớp mạ cũ mà không cần mất các chi phí tháo lắp máy di chuyển về

xưởng mạ. Bên cạnh đó, xuất phát từ tính năng chống mài mòn tuyệt vời của các vật liệu gốm, các bít,..., nhằm tạo ra lớp mạ composite có thêm các hạt cứng kích thước nano nhằm tăng cường tính chịu mài mòn, ăn mòn cho lớp mạ, gia tăng khả năng bảo vệ chi tiết máy.

Trong khuôn khổ bài báo này tác giả đã thực hiện nghiên cứu và áp dụng các kết quả nghiên cứu vào việc phục hồi cổ trục máy phát điện đường kính 300mm, sau quá trình hoạt động kích thước bị mài mòn xuống -0,02 mm đã được phục hồi về kích thước $300^{+0,03}$ mm với lớp phủ mạ xoa composite Ni/nano-Al_2O_3 có độ cứng tương thích với vật liệu nền C45.

2. CƠ SỞ KHOA HỌC ỨNG DỤNG CỦA PHƯƠNG PHÁP

Qua quá trình vận hành sử dụng các chi tiết máy sẽ bị mài mòn dẫn đến kích thước bị hao hụt, không đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật khi sử dụng. Để có thể tiếp tục sử dụng các chi tiết máy đó cần được sửa chữa phục hồi lại hình dáng và kích thước ban đầu. Hiện nay có nhiều phương pháp được ứng dụng để phục hồi kích thước cho các chi tiết máy, như: Hàn đắp, phun phủ, mạ bể nhúng nóng hay mạ điện… Tuy nhiên dù áp dụng phương pháp nào thì cũng phải đảm bảo được các yêu cầu cơ bản sau:

+ *Yêu cầu về kích thước, hình dáng hình học*: Trong quá trình phục hồi chi tiết máy, việc lấy lại kích thước, hình dáng hình học của chi tiết máy là yêu cầu đầu tiên.

+ *Yêu cầu về cơ, lý hóa tính*: Sau khi phục hồi chi tiết máy ngoài việc đảm bảo kích thước, hình dáng hình học của chi tiết máy còn phải đảm bảo ổn định được cơ, lý, hóa tính.

+ *Yêu cầu về kinh tế và môi trường*: Một trong các lý do cho nhà đầu từ về việc lựa chọn phục hồi chi tiết máy hay thay mới chính là yếu tố giá cả và chi phí cũng như môi trường cải thiện làm việc của chi tiết.

Trong đó mạ xoa là một công nghệ bề mặt tiên tiến. Cho phép vừa phục hồi kích thước vừa tạo được chất lượng bề mặt cao về độ cứng, khả năng chịu mài mòn, độ bền cao, không cần phải có bể mạ, không cần phải thắp lắp thiết bị, vùng ảnh hưởng nhiệt thấp và có thể kiểm soát chất lượng cũng như chiều dày lớp mạ một cách trực quan và chính xác. Do đó nó được sử dụng rộng rãi trong nhiều ngành kinh tế như đầu máy toa xe, hàng không, tàu thuyền, cơ giới công trình, thiết bị điện tử.

Qua các nghiên cứu thực nghiệm về công nghệ mạ xoa composite Ni có bổ xung các hạt nano- Al_2O_3 [1], cho thấy rằng lớp phủ được được tạo từ lớp mạ xoa composite Ni/nano- Al_2O_3 với các thông số thích hợp của: Mật độ dòng điện mạ; Hàm lượng hạt Al_2O_3 trong dung dịch Niken; Nhiệt độ dung dịch mạ. Lớp mạ xoa composite Ni/nano- Al_2O_3 có thể nâng cao độ bền mài mòn gấp hơn 2-3 lần so với lớp mạ Ni thường.

Trên cơ sở đó tác giả đã lựa chọn phương pháp mạ xoa Ni có bổ xung các hạt nano Al_2O_3 để mạ phục hồi cho cổ máy phát điện cỡ lớn với yêu cầu đặt ra là không tháo lắp thiết bị ra khỏi khu vực sản xuất, đảm bảo được kích thước yêu cầu, độ cứng bề mặt và độ bóng đảm bảo được các yêu cầu kỹ thuật của sản phẩm như ban đầu.

3. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM CHẾ TẠO LỚP MẠ COMPOSITE Ni/Al_2O_3 CHO CỔ TRỤC MÁY PHÁT ĐIỆN

3.1. Phương pháp thực hiện

Phương pháp nghiên cứu để tìm ra các thông số cho quá trình mạ trục máy phát điện ở đây là dựa trên cơ sở kế thừa các kết quả nghiên cứu cơ sở lý thuyết từ trước [1, 2, 3], qua quá trình áp dụng thử nghiệm, có kiểm nghiệm khảo sát trên sản phẩm thực tế là cổ trục máy phát điện, tác giả đã đưa ra được các thông số kỹ thuật cụ thể cho việc thực hiện phục hồi chi tiết trục máy phát điện với các thông số mạ xoa chính được cố định như sau (Trong khuôn khổ bài báo tác giả xin được sử dụng kết quả cuối cùng của quá trình kiểm soát thực nghiệm các thông số mà bỏ qua các kết quả trung gian ban đầu):

+ Hàm lượng Al_2O_3: M = 20 g/*l*

+ Nhiệt độ dung dịch mạ: T = 50°C

+ Điện áp: U = 10 V

Dung dịch niken nhanh được bổ xung thêm các hạt nano - Al_2O_3 có dạng nano α–Al_2O_3 (độ tinh khiết 99,85%; kích thước hạt ~100 nm). Hạt Al_2O_3 được sấy ở 100°C trong 1 giờ, sau đó đem cân lấy khối lượng chính xác cho vào dung dịch mạ. Hỗn hợp được xử lý trên máy khuấy từ trong 18 giờ trước khi mạ để đảm bảo các hạt phân tán đều trong dung dịch.

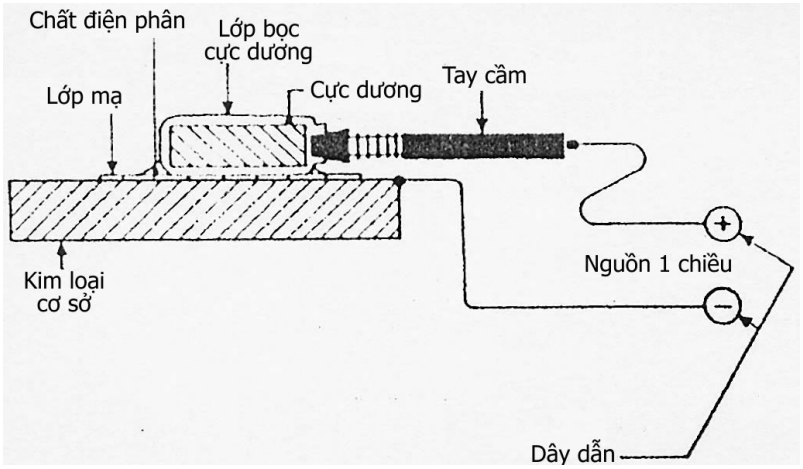
3.2. Thiết bị mạ xoa và phụ trợ

Công việc phục hồi cổ trục máy phát điện được thực hiện với hệ thống thiết bị mạ xoa LDC - 100A của Mỹ với các các điện cực phẳng làm bằng graphit có kích thước là 50×50×20 mm.

Quá trình mạ có sử dụng thiết bị ARE (Ý) với khả năng gia nhiệt lên đến 300°C và tốc độ khuấy 8000 rpm dùng để gia nhiệt dung dịch và khuấy phân tán hạt Al_2O_3 vào dung dịch mạ.

Thiết bị kiểm tra chất lượng lớp phủ mạ xoa: máy đo độ dày lớp phủ Mitutoyo DIGI-DERM 745, panme đo 250 ÷ 350 mm, thiết bị đo độ cứng Mitutoyo của Nhật, thiết bị đo độ nhám Insize.

Nguyên lý của phương pháp mạ xoa được thể hiện trong hình 1:



Hình 1. Quá trình hình thành lớp phủ mạ xoa

3.3. Quy trình thực hiện

a. Làm sạch bề mặt chi tiết

Để làm sạch bề mặt làm việc của chi tiết cổ trục máy phát điện, nhóm tác giả thực theo quy trình công nghệ như Bảng 1. Sau mỗi bước công nghệ bề mặt mạ được làm sạch bằng nước RO.

Bảng 1. Chế độ công nghệ mạ xoa làm sạch bề mặt chi tiết

TT	Bước công nghệ	Chế độ công nghệ mạ xoa
1	Tẩy dầu bề mặt kim loại nền - Dung dịch điện phân LDC - 01	- Điện cực: Đấu cực thuận - Điện áp: 10 ÷ 12 V - Tốc độ tay mạ: 40 ÷ 50 mm/s - Thời gian: 30s~2 phút
2	Khử màng oxy hóa và lớp mỏi của bề mặt kim loại nền - Dung dịch hoạt hóa LDC - 02	- Điện cực: Đấu cực nghịch - Điện áp: 6 ÷ 16 V - Tốc độ tay mạ: 40 ÷ 50 mm/s - Thời gian: 30s~2 phút
3	Khử Các bon và các chất bẩn tàn dư sau bước 2 của bề mặt kim loại nền - Dung dịch hoạt hóa LDC - 03	- Điện cực: Đấu cực thuận - Điện áp: 6 ÷ 16 V - Tốc độ tay mạ: 40 ÷ 50 mm/s - Thời gian: 30s ~2 phút.
4	Làm sạch bằng nước RO	

b. Chế độ công nghệ mạ xoa lớp phủ nanocomposite Ni/nano-Al_2O_3

Sau khi làm sạch bề mặt bằng các dung dịch điện phân và dung dịch hoạt hóa, chi tiết cổ trục máy phát điện được thực hiện tạo lớp phủ nanocomposite lên bề mặt làm việc với các chế độ công nghệ được nêu trong Bảng 2.

Bảng 2. Chế độ công nghệ mạ xoa tạo lớp phủ nanocomposite Ni/nano-Al_2O_3

TT	Bước công nghệ	Chế độ công nghệ mạ xoa
1	Tạo lớp phủ lót: Ni - Dung dịch mạ xoa Ni đặc biệt	- Điện cực: Đấu cực thuận - Điện áp: + 18 V trong 3 giây đầu + 12 V trong thời gian còn lại - Tốc độ tay mạ: 50 ÷ 60 mm/s - Thời gian: 2 phút
2	Tạo lớp phủ Niken bán bóng: - Dung dịch mạ niken. - Phụ gia mạ bán bóng.	- Điện cực: Đấu cực thuận - Điện áp: 14 V - Tốc độ tay mạ: 40 ÷ 50 mm/s - Thời gian: 20 ÷ 30 phút

Bảng 2 *(tiếp theo)*

TT	Bước công nghệ	Chế độ công nghệ mạ xoa
3	Tạo lớp phủ nanocomposite Ni/nano-Al_2O_3 - Dung dịch mạ xoa Ni nhanh - Bột nano - Al_2O_3 kích thước 30 nm - Thêm phụ gia tăng bóng nếu lớp mạ ngoài quá sần sùi.	- Điện cực: Đấu cực thuận - Điện áp: 10V - Tốc độ tay mạ: 40 ÷ 50 mm/s - Thời gian: mạ cho tới khi đạt độ dày phục hồi
4	Làm sạch bằng nước RO	

Dưới đây là một số hình ảnh thực tế trong quá trình thực hiện phục hồi kích thước cổ trục máy phát điện bằng phương pháp mạ xoa lớp phủ nanocomposite Ni/nano-Al_2O_3.

Hình 2. Máy phát điện - thủy điện

Hình 3. Thực hiện mạ xoa và kiểm tra kích thước, độ nhám bề mặt trong quá trình phục hồi

4. KẾT QUẢ THỰC HIỆN

Sau quá trình áp dụng quy trình thực hiện mạ xoa tạo lớp phủ composite Ni/nano-Al_2O_3 lên vị trí cổ trục máy phát điện đường kính 300 mm. Các thông số kỹ thuật được kiểm tra và đánh giá như sau:

Đạt được kết quả tốt, đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật của trục máy phát với thông số kỹ thuật sau khi phục hồi như sau:

+ Kích thước đường kính Cổ trục:

Quá trình tiến hành phục hồi, đường kính Cổ trục được kiểm soát chặt chẽ sau mỗi lớp phủ hoàn thiện. Sau khi hoàn thiện quá trình phục hồi được kiểm tra lại bằng thước panmer điện tử Mitutoyo khoảng đo 350mm, độ chính xác ±0.01. Kết quả cho thấy đường kính ban đầu là $300_{-0,02}$ mm đã được phục hồi về kích thước $300^{+0,03}$ mm.

+ Độ cứng bề mặt:

Yêu cầu kỹ thuật độ cứng của lớp phủ phục hồi phải đạt được độ cứng lớn hơn vật cơ bản (Thép C45). Lớp phủ sau khi hoàn thành phải có độ cứng cao, độ bám dính tốt, khả năng chịu mài mòn đáp ứng được đo được tại các vị trí phục hồi đạt 240-250 HV, phù hợp với độ cứng thép C45, đáp ứng đúng yêu cầu kỹ thuật đặt ra.

+ Độ nhám bề mặt tại vị trí phục hồi đo được nằm trong vùng 0,7 – 0,9 µm.

Các chi tiết sửa chữa phục hồi đã hoạt động bình thường với các chỉ số giám sát nằm trong mức cho phép theo yêu cầu kỹ thuật.

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

- Với bộ thông số chế độ mạ xoa: Điện áp mạ U = 10 (V); Hàm lượng hạt Al_2O_3 M = 20 g/l; Nhiệt độ dung dịch mạ T = 50°C, đã tạo lớp phủ composite Ni/nano- Al_2O_3 lên bề mặt thép có độ cứng tương thích thép C45, đánh giá ngoại quan lớp phủ mịn, sáng bóng, đồng đều, tốc độ hình thành lớp mạ đạt mức 0,86 µm/phút.

- Nhóm tác giả đã thành công trong việc chế tạo lớp phủ mạ xoa composite Ni/nano- Al_2O_3 lên bề mặt cổ trục máy phát điện. Trục phát điện được phục hồi về kích thước ban đầu đường kính $300^{+0,03}$ mm (kích thước cổ trục bị mòn xuống đường kính $300_{-0,02}$ mm) và độ cứng tương thích với vật liệu nền.

- Ứng dụng lớp phủ mạ xoa composite Ni/nano- Al_2O_3 cho sự phục hồi, sửa chữa và nâng cao tính chịu mòn cho chi tiết có kích thước lớn tại hiện trường đã trở thành hướng phát triển mới trong ngành cơ khí. Phương pháp mạ xoa đã mang đến hiệu quả kinh tế lớn giảm giá thành, dễ dàng và chủ động trong việc phục hồi, sửa chữa các chi tiết, giảm được thời gian, chi phí đầu tư và dễ dàng triển khai rộng rãi trong các cơ sở phục hồi, sửa chữa.

- Cần có những nghiên cứu rộng hơn để đưa ra các bộ thông số phù hợp nhằm kiểm xoát chất lượng bề mặt lớp mạ cho các loại vật liệu nền khác nhau, tạo cơ sở cho việc áp dụng rộng rãi phương pháp này trong hầu hết các loại vật liệu nền đang được sử dụng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Nguyễn Văn Lộc, (2012), *Công nghệ mạ đặc biệt*, NXB Bách khoa, Hà Nội

[2] M. Petrova, Z. Noncheva, E. Dobreva, (2011), *Electroless deposition of diamond powder dispersed nickel-phosphorus coatings on steel substrate*, Transactions of the IMF, (89), 89-94

[3] Lingzhong Du, Binshi Xu, Shiyun Dong, Hua Yang, Yixiong Wu (2005), *Preparation, microstructure and tribological properties of nano-Al2O3/Ni brush plated composite coatings, Surface & Coatings Technology*, (192), 311-316

[4] Cao Minh Loan, (2007), *Nghiên cứu chế tạo dung dịch mạ xoa*, Đề tài Cấp Bộ Công thương 2007, Phòng thí nghiệm trọng điểm công nghệ Hàn và Xử lý bề mặt - Viện Nghiên cứu Cơ khí, Hà Nội

[5] Đỗ Thanh Tùng, Lê Thu Quý, Nguyễn Anh Dũng, Lê Đức Thành (2018), *Nghiên cứu chế tạo lớp mạ nanocomposite nền Ni bền mài mòn bằng phương pháp mạ xoa*. Nhà Xuất bản Khoa học Kỹ thuật, Hà Nội

ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN BÊ TÔNG HIỆN TRƯỜNG BẰNG VẬN TỐC XUNG SIÊU ÂM THEO TCVN 9357 VÀ EN 13791

EVALUATION OF THE FIELD COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE BY ULTRASONIC PULSE VELOCITY ACCORDING TO TCVN 9357 AND EN 13791

KS. Đặng Trọng Vinh[1], ThS. Đỗ Trần Hùng[2], KS. Vũ Hồng Hà[3]
[1, 2, 3]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: dang.vinh.56nuce@gmail.com

TÓM TẮT: Cường độ chịu nén hiện trường của bê tông được sử dụng để đánh giá sự phù hợp của các kết cấu xây mới, đánh giá khả năng chịu lực của các kết cấu hiện có,... Cường độ chịu nén hiện trường ở Việt Nam có thể được xác định theo TCXDVN 239, còn ở các nước thuộc cộng đồng châu Âu theo EN 1379. Tuy nhiên, có một số khác biệt nhất định trong kỹ thuật sử dụng để đánh giá cường độ hiện trường trong hai tiêu chuẩn trên. Bài viết trình bày cụ thể việc sử dụng tiêu chuẩn TCXDVN 239 và TCVN 9357 để đánh giá cường độ chịu nén bê tông hiện trường bằng vận tốc xung siêu âm và so sánh với BS EN 13791.

TỪ KHÓA: Cường độ nén, đường chuẩn.

ABSTRACT: *The field compressive strength of concrete is used to evaluate the suitability of newly built structures, assess the bearing capacity of existing structures,... Field compressive strength in Vietnam Male can be defined according to TCXDVN 239, and in the countries of the European Community according to EN 13791. However, there are certain differences in the techniques used to assess field strength in the two standards above. The article presents in detail the use of standard TCXDVN 239 and TCVN 9357 to evaluate the compressive strength of concrete in the field by ultrasonic pulse velocity and compares it with BS EN 13791.*

KEYWORDS: *compressive strength, calibration curve.*

1. MỞ ĐẦU

Để đánh giá cường độ chịu nén bê tông hiện trường bằng vận tốc xung siêu âm, TCVN 9357 và BS EN 13791 đều dựa trên đường chuẩn V-R đã được thiết lập. Việc xây dựng đường chuẩn V-R có thể được tiến hành dựa trên các mẫu đúc tiêu chuẩn (dùng cho việc xác định cường độ bê tông trên những công trình xây dựng mới), hoặc các lõi khoan (trong trường hợp cần kiểm định những công trình cũ). Trong BS EN 13791, những chỉ dẫn và viện dẫn cụ thể để thực hiện các bước thiết lập đường chuẩn V-R không được đề cập, còn trong TCXDVN 239 việc xây dựng đường chuẩn V-R được tiến hành theo TCVN 9357. Nên ở bài viết này tác giả chỉ trình bày cách đánh giá cường độ chịu nén bê tông hiện trường bằng vận tốc xung siêu âm theo TCXDVN 239 và TCVN 9357 và so sánh một số điểm khác biệt được nêu ra trong BS EN 13791.

2. ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN BÊ TÔNG HIỆN TRƯỜNG BẰNG VẬN TỐC XUNG SIÊU ÂM THEO TCVN

2.1. Thiết lập đường chuẩn V-R [2]

Theo TCVN 9357, để xây dựng đường chuẩn V-R cần có từ 30 đến 60 mẫu lập phương cạnh 15 cm hoặc cạnh 10 cm đối với mỗi loại cấp phối bê tông, được bảo dưỡng và đủ tuổi thí nghiệm. Nếu không đủ mẫu thì có thể áp dụng theo TCXDVN 239 như sau:

- Đối với các công trình đang xây dựng nhưng không đủ mẫu hoặc không có mẫu lưu để xây dựng đường chuẩn cho loại bê tông của kết cấu cần kiểm tra, được phép sử dụng một đường chuẩn của một loại bê tông tương tự (về cốt liệu, xi măng, tỷ lệ nước - xi măng, tuổi, công nghệ trộn, đổ, đầm v.v...) với điều kiện phải hiệu chỉnh đường chuẩn dựa trên:

+ Các mẫu lập phương tiêu chuẩn của loại bê tông đã kiểm tra, đúc và bảo dưỡng tại hiện trường với số lượng không ít hơn 9, 18, 27 mẫu tùy thuộc vào khối lượng bê tông của các kết cấu kiểm tra.

+ Các mẫu khoan có đường kính 150 mm hay 100 mm, khoan từ những kết cấu cần kiểm tra với số lượng không ít hơn 3, 6, 9 mẫu tùy thuộc vào khối lượng bê tông của các kết cấu kiểm tra.

- Đối với công trình đã sử dụng không có mẫu lưu, phải khoan mẫu từ công trình để xây dựng đường chuẩn với số lượng không ít hơn 6, 12, 15 mẫu tùy thuộc vào khối lượng bê tông của các kết cấu kiểm tra.

- Đo vận tốc xung siêu âm V_i, thí nghiệm nén mẫu để xác định cường độ R_{mi} của từng tổ mẫu (loại bỏ các kết quả thí nghiệm dị thường), tiến hành xây dựng đường chuẩn theo trình tự sau:

****** *Bước 1: Xác định quan hệ giữa V và R*

Quan hệ giữa V và R có 2 dạng là tuyến tính và phi tuyến

- Khi $R_{mi}^{max} - R_{mi}^{min} \le 2\overline{R_m}\,(60 - \overline{R_m})\%$ thì dùng phương trình dạng tuyến tính:

$$R = a_o + a_1 \times V \tag{1}$$

- Trường hợp còn lại thì dùng phương trình dạng phi tuyến tuyến (hàm số mũ):

$$R = b_o \times e^{b1V} \tag{2}$$

Trong đó:

V - vận tốc xung siêu âm trong mẫu;

R - cường độ bê tông xác định theo phương trình;

R_{mi}^{max} - cường độ nén lớn nhất của tất cả các tổ mẫu;

R_{mi}^{mim} - cường độ nén nhỏ nhất của tất cả các tổ mẫu.

Với phương trình dạng tuyến tính, các hệ số a_0, a_1, được tính như sau:

$$a_0 = \overline{R_m} - a_1 \times \overline{V} \tag{3}$$

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n} (\overline{R_m} - R_{mi}) \times (\overline{V} - V_i)}{\sum_{i=1}^{n} (\overline{V} - V_i)^2} \tag{4}$$

Trong đó:

$$\overline{R_m} = \frac{\sum_{i=1}^{n} R_{mi}}{n}$$ - cường độ nén trung bình của tất cả các tổ mẫu (5)

$$\overline{V} = \frac{\sum_{i=1}^{n} V_i}{n}$$ - vận tốc xung siêu âm trung bình của tất cả các tổ mẫu (6)

Với

R_{mi} - cường độ của tổ mẫu thứ i;

V_i - vận tốc của tổ mẫu thứ i;

n - số tổ mẫu thí nghiệm để xây dựng đường chuẩn.

** Bước 2: Hiệu chuẩn đường chuẩn bằng cách loại bỏ các tổ mẫu không đạt điều kiện:*

$$\frac{|R_i - R_{mi}|}{S} \le 2 \quad (7)$$

Trong đó:

S - độ lệch bình phương trung bình, xác định theo công thức:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (R_{mi} - R_i)^2}{n-2}} \quad (8)$$

Trong đó:

R_i - cường độ của tổ mẫu thứ i xác định theo đường chuẩn đã xây dựng;

$R_i = a_0 + a_1 \times V_i$ đối với phương trình (1) hoặc $R_i = b_0 \times e^{b1Vi}$ đối với phương trình (2).

Sau đó đường chuẩn được xây dựng lại theo kết quả các tổ mẫu còn lại.

Việc hiệu chỉnh đường chuẩn được thực hiện cho đến khi kết quả từng tổ mẫu thoả mãn điều kiện (7).

2.2. Xác định cường độ bê tông hiện trường [1]

Theo TCXDVN 239, sau khi thiết lập xong đường chuẩn, từ kết quả siêu âm xác định cường độ bê tông tại các vùng thử R_{hti}.

- Xác định cường độ bê tông trung bình của các vùng kiểm tra trên kết cấu:

$$\overline{R}_{ht} = \frac{\sum_{i=1}^{m} R_{hti}}{m} \quad (9)$$

Trong đó:

$R_{ht\,i}$ - cường độ bê tông tại vùng kiểm tra thứ i;

m - số vùng kiểm tra trên kết cấu, cấu kiện.

- Xác định cường độ bê tông hiện trường của kết cấu, cấu kiện (R_{ht}) theo công thức:

$$R_{ht} = \overline{R}_{ht}(1 - t_{\alpha} \times v_{ht}) \quad (10)$$

Trong đó:

v_{ht} - hệ số biến động cường độ bê tông của các vùng kiểm tra trên kết cấu, cấu kiện;

t_{α} - hệ số phụ thuộc vào số lượng vùng kiểm tra khi thử bằng phương pháp không phá hủy, lấy theo phụ lục A - TCXDVN 239.

2.3. Đánh giá cường độ bê tông hiện trường [1]

** Theo TCXDVN 239*

- Xác định cường độ bê tông yêu cầu

R_{yc} = B hoặc R_{yc} = M(1 − 1,64ν); với ν = 0,135 thì R_{yc} = 0,778M

Trong đó:

B - cấp bê tông theo cường độ chịu nén (MPa, N/mm^2);

M - mác bê tông theo cường độ chịu nén (MPa, N/mm^2).

- Khi đánh giá cường độ chịu nén của bê tông bằng vận tốc xung siêu âm, bê tông trong cấu kiện hoặc kết cấu công trình đạt yêu cầu về cường độ chịu nén khi $R_{ht} \geq 0,9\ R_{yc}$; $R_{min} \geq 0,75\ R_{yc}$.

3. ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN BÊ TÔNG HIỆN TRƯỜNG BẰNG VẬN TỐC XUNG SIÊU ÂM THEO BS EN [3]

3.1. Thiết lập đường chuẩn

Cường độ chịu nén của bê tông được biểu thị bằng cấp độ bền (cấp cường độ) của bê tông, có liên quan đến cường độ đặc trưng (5 %) của mẫu trụ f_{ck} hoặc mẫu lập phương $f_{ck,cube}$ theo tiêu chuẩn EN 206-1.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8\ (MPa) \quad (11)$$

f_{cm} - cường độ chịu nén trung bình của bê tông ở tuổi 28 ngày

Theo BS EN 13791 cường độ nén hiện trường là cường độ nén của mẫu hình trụ có tỷ lệ đường kính: chiều cao là 2:1 và có đường kính lớn hơn hoặc bằng 75 mm. Đánh giá cường độ chịu nén hiện trường trên cơ sở lõi khoan cần có ít nhất 10 cặp kết quả.

Có thể tham khảo cách xây dựng đường chuẩn theo EN 13791:2007 bằng cách sử dụng đường chuẩn cơ sở:

$$f_V = 62,5.V^2 - 497,5.V + 990 \quad (12)$$

Dịch chuyển đường cơ sở dựa trên:

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1.s \quad (13)$$

$$\delta f = f_{is} - f_V \quad (14)$$

Việc loại bỏ các tổ mẫu không hợp lệ được xét trên các tổ mẫu có cường độ nén lớn nhất và nhỏ nhất, thõa mãn điều kiện sau:

$$\frac{f_{c,is,highest} - f_{c,m(n)is}}{s} > G_p \quad (15)$$

$$\frac{f_{c,m(n)is} - f_{c,is,lowest}}{s} > G_p \quad (16)$$

Trong đó:

$f_{c,is,highest}$ - cường độ nén lớn nhất của tất cả các tổ mẫu;

$f_{c,is,lowest}$ - cường độ nén nhỏ nhất của tất cả các tổ mẫu;

$f_{c,m(n)is}$ - cường độ nén trung bình của tất cả các tổ mẫu;

G_p - giá trị giới hạn, được cho trong bảng 5 - BS EN 13971;

S - độ lệch chuẩn tổng thể được tính như sau:

$$s = \sqrt{s_c^2 + s_e^2} \quad (17)$$

$$s_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{m} (f_{c,is,reg} - f_{c,m(m)is})^2}{m-1}} \quad (18)$$

$$s_c = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (f_{c,is} - f_{c,is,reg})^2}{n-2}} \quad (19)$$

Nếu tính toán ra $S_c < 2$ thì lấy $S_c = 2$

Với:

S_c - độ lệch chuẩn các mẫu thử;

S_e - độ lệch chuẩn còn lại các mẫu thử đạt yêu cầu;

$f_{c,is,reg}$ - cường độ của tổ mẫu được xác định theo đường chuẩn đã được xây dựng;

$f_{c,m(m)is}$ - cường độ nén trung bình của các tổ mẫu;

$f_{c,is}$ - cường độ nén của tổ mẫu;

n - số lượng mẫu nén;

m - các tổ mẫu được sử dụng để thiết lập đường chuẩn.

Đường chuẩn có dạng ($y = a + b.x$), hoặc ($\ln y = a + b.\ln x$).

3.2. Đánh giá cường độ bê tông hiện trường

Đánh giá cường độ nén bê tông bằng vận tốc xung siêu âm theo BS EN 13791 được cho trong bảng 10 của tiêu chuẩn này.

- Với khối lượng bê tông của các kết cấu kiểm tra từ 60 đến 120 m^3:

$$f_{is,lowest} \geq 0{,}85(f_{ck,spec} - M) \quad (20)$$

$$f_{m(n),is} \geq 0{,}85(f_{ck,spec} + 1) \quad (21)$$

Trong đó:

$f_{ck,spec}$ - cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông kiểm tra;

$f_{ck,is}$ - cường độ chịu nén đặc trưng hiện trường của bê tông kiểm tra;

$f_{m(n),is}$ - giá trị trung bình của n kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén hiện trường;

$f_{is,lowest}$ - kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén hiện trường nhỏ nhất;

M = 4 (MPa) đối với bê tông có cấp độ bền nén C20/25 trở lên.

4. VÍ DỤ CỤ THỂ

4.1. Xây dựng đường chuẩn và xác định cường độ bê tông hiện trường theo TCVN

Kiểm tra chất lượng bê tông hiện trường với 1 công trình cụ thể có bê tông thiết kế M 450 (B35) bằng phương pháp vận tốc xung siêu âm với 16 tổ mẫu lưu.

Đơn vị thí nghiệm đã tiến hành đo vận tốc xung siêu âm và nén mẫu trên 16 tổ mẫu với kết quả được cho trong bảng sau:

Bảng 1. Kết quả thí nghiệm trên các tổ mẫu

Tổ mẫu	Vận tốc xung siêu âm V (m/s)	Cường độ nén R (MPa)	Tổ mẫu	Vận tốc xung siêu âm V (m/s)	Cường độ nén R (MPa)
1	4222	44,89	10	4344	37,33
2	4499	42,89	11	4296	31,33
3	4464	40,00	12	4532	48,67
4	4277	37,04	13	4270	42,44
5	4482	41,56	14	4295	44,44
6	4454	41,33	15	4392	39,56
7	4392	34,67	16	4367	39,56
8	4389	44,00			
9	4485	42,67			

** Thiết lập đường chuẩn V-R*

Theo bảng trên, R_{max} = 45,67 N/mm^2, R_{min} = 31,33 N/mm^2; $\overline{R}_m$ = 40,58 N/mm^2

Đường chuẩn có dạng $R = a_0 + a_1 \times V = 0{,}01V - 4{,}5$

Sử dụng đường chuẩn trên để tính độ lệch bình phương trung bình các mẫu thử:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(R_{mi} - R_i)^2}{n-2}} = 4{,}16$$

Kiểm tra các tổ mẫu đều đạt theo điều kiện: $\frac{|R_i - R_{mi}|}{S} \le 2$

** Xác định cường độ chịu nén bê tông hiện trường bằng phương pháp siêu âm*

Trên cấu kiện cần kiểm tra, tiến hành xác định vận tốc xung siêu âm và tính toán cường độ chịu nén cho từng vùng theo đường chuẩn vừa được thiết lập trên, kết quả được cho trong bảng dưới:

Bảng 2. Cường độ chịu nén trên các vùng thử nghiệm

Vùng	V (m/s)	R (MPa)	Vùng	V (m/s)	R (MPa)
1	4181	37,31	7	4153	37,03
2	4251	38,01	8	4143	36,93
3	4319	38,69	9	4103	36,53
4	4330	38,80	10	4168	37,18
5	4248	37,98	11	4156	37,06
6	4194	37,44	12	4220	37,70

Từ các số liệu trên ta có:

$$\overline{R}_{ht} = \frac{\sum_{i=1}^{m} R_{hti}}{m} = 37{,}56 \text{ (MPa)}$$

Cường độ bê tông hiện trường của cấu kiện dầm:

$$R_{ht} = \overline{R}_{ht}(1 - t_\alpha \times v_{ht})$$

Với: $V_{ht} = 0{,}017;\ t_\alpha = 1{,}77$

$$R_{ht} = 36{,}42 \text{ (MPa)}$$

Bê tông dầm thiết kế B35 có B = 35 MPa

$$R_{yc} = B = 35 \text{ MPa}$$

$$0{,}9R_{yc} = 31{,}5 \text{ MPa}$$

$$0{,}75R_{yc} = 26{,}25 \text{ MPa}$$

So sánh thấy $R_{ht} \ge 0{,}9\ R_{yc}$; $R_{min} \ge 0{,}75\ R_{yc}$, vậy cường độ chịu nén bê tông của cấu kiện kiểm tra đạt yêu cầu so với bê tông thiết kế.

4.2. Xây dựng đường chuẩn và xác định cường độ bê tông hiện trường theo BS EN

Với 16 tổ mẫu lập phương cạnh 15 cm trong bảng 1, theo EN thì $f_{ck,cube}$ = 35 (MPa)

Bảng 3. Xử lý số liệu các tổ mẫu theo BS EN

Tổ mẫu	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V	4,222	4,499	4,464	4,277	4,482	4,454	4,392	4,389	4,485
$f_{c,is}$	44,89	42,89	40,00	37,04	41,56	41,33	34,67	44,00	42,67
$f_{c,is,reg}$	26,05	39,22	37,02	27,88	38,10	36,44	32,98	32,84	38,30
Tổ mẫu	10	11	12	13	14	15	16		
V	4,344	4,296	4,532	4,270	4,295	4,392	4,367		
$f_{c,is}$	37,33	31,33	48,67	42,44	44,44	39,56	39,56		
$f_{c,is,reg}$	30,66	28,62	41,40	27,65	28,57	33,00	31,73		

Đường chuẩn có dạng:

$$f_{c,is,reg} = 62,5.V^2 - 497,5.V + 1012$$

$$f_{c,m(m)is} = \sum (f_{c,is,reg})/m = 33,15 \text{ (MPa)}$$

$$f_{c,m(n)is} = \frac{\sum (f_{c,is})}{n} = 40,59 \text{ (MPa)}$$

$$s_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{m} (f_{c,is,reg} - f_{c,m(m)is})^2}{m-1}} = 9,04$$

$$s_c = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (f_{c,is} - f_{c,is,reg})^2}{n-2}} = 9,59$$

$$s = \sqrt{s_c^2 + s_e^2} = 13,17$$

Kiểm tra đường chuẩn: do có 16 tổ mẫu nên G_p = 2,852

$$\frac{f_{c,is,highest} - f_{c,m(n)is}}{s} = 0,06 < G_p = 2,852$$

$$\frac{f_{c,m(n)is} - f_{c,is,lowest}}{s} = 1,10 < G_p = 2,852$$

Vậy các tổ mẫu làm đường chuẩn đều hợp lệ.

Sử dụng đường chuẩn trên để xác định cường độ chịu nén đặc trưng hiện trường (mẫu lập phương) của bê tông kiểm tra:

Bảng 4. Cường độ chịu nén trên các vùng thử nghiệm theo BS EN

Vùng	V (m/s)	$f_{ck,is}$ (MPa)	Vùng	V (m/s)	$f_{ck,is}$ (MPa)
1	4181	24,90	7	4153	24,25
2	4251	26,95	8	4143	24,04
3	4319	29,54	9	4103	23,33
4	4330	30,02	10	4168	24,58
5	4248	26,87	11	4156	24,32
6	4194	25,24	12	4220	25,98

$f_{is,lowest} \geq 0,85(f_{ck,spec} - M)$ điều kiện này không đạt (23,33 < 26,35)

$f_{m(n),is} \geq 0,85(f_{ck,spec} + 1)$ điều kiện này không đạt (25,83 < 30,6)

Vậy cường độ chịu nén bê tông của cấu kiện kiểm tra không đạt yêu cầu so với bê tông thiết kế.

4.3. Nhận xét

Việc xây dựng đường chuẩn cường độ chịu nén bê tông hiện trường - vận tốc xung siêu âm dựa trên các mẫu lưu thực hiện theo TCVN 9357 rất tường minh và rõ ràng, rất thuận tiện cho các kỹ sư thực hiện. Đường chuẩn được lập dựa trên 30 đến 60 mẫu lập phương cạnh 15 cm hoặc cạnh 10 cm đối với mỗi loại cấp phối bê tông hoặc mẫu khoan từ công trình với số lượng không ít hơn 6, 12, 15 mẫu tùy thuộc vào khối lượng bê tông của các kết cấu kiểm tra.

Với BS EN 13791:2019 cách xây dựng đường chuẩn là phân tích hồi quy các cặp giá trị thu được trong thí nghiệm cùng với các công thức đánh giá đường chuẩn. Đánh giá cường độ chịu nén hiện trường trên cơ sở lõi khoan cần có ít nhất 10 cặp kết quả. Các chỉ dẫn cụ thể để xây dựng đường chuẩn không được đề cập sẽ gây khó khăn đáng kể khi áp dụng phương pháp xác định cường độ chịu nén của bê tông bằng siêu âm trong thực tế. Có thể tham khảo cách xây dựng đường chuẩn theo BS EN 13791:2007 bằng cách sử dụng đường chuẩn cơ sở có sẵn.

Sau khi có đường chuẩn, việc đánh giá cường độ chịu nén bê tông hiện trường theo TCXDVN 239 hoặc BS EN 13791 đều có những công thức cụ thể.

Với cùng tổ mẫu lưu, cùng một cấu kiện kiểm tra bằng phương pháp siêu âm, đánh giá kết quả thí nghiệm hiện trường theo TCXDVN 239 thì đạt còn theo BS EN 13791 thì không đạt. Cách xác định giá trị cường độ chịu nén bê tông hiện trường theo BS EN 13791 cho giá trị nhỏ hơn nhiều so với TCXDVN 239.

5. KẾT LUẬN

Bài báo đã đưa ra cách xây dựng đường chuẩn dựa trên các mẫu lưu và mẫu khoan trên công trình để đánh giá cường độ chịu nén bê tông hiện trường theo TCVN 9357, TCXDVN 239 và BS EN 13791.

Cách xây dựng đường chuẩn của 2 hệ tiêu chuẩn trên có sự tương đồng, nhưng khác nhau về việc đánh giá kết quả thí nghiệm hiện trường.

Các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu cốt lõi ở Việt Nam như: kết cấu bê tông cốt thép đang được biên soạn dựa trên nền tảng hệ thống tiêu chuẩn châu Âu, do đó các tiêu chuẩn về phương pháp thử và đánh giá cần được biên soạn đồng bộ theo định hướng mới nhưng cần bổ sung những ví dụ minh họa để dễ dàng áp dụng trong thực tế.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCXDVN 239:2006: *Bê tông nặng - Chỉ dẫn đánh giá cường độ bê tông trên kết cấu công trình*

[2] TCVN 9357:2012: *Bê tông nặng - Phương pháp thử không phá hoại - Đánh giá chất lượng bê tông bằng vận tốc xung siêu âm*

[3] BS EN-13791:2019 *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*

NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP LIÊN KẾT HỆ GIÁO TREO SỬ DỤNG GIÁO HOÀN THIỆN

RESEARCH SOLUTIONS TO CONNECTED TEACHING CONTACT USING COMPLETE CONFIGURATION

KS. Vũ Hồng Hà[1], ThS. Đỗ Trần Hùng[2], KS. Đặng Quốc Hải[3], KS. Đặng Trọng Vinh[4]
[1,2,3,4]Viện Khoa học công nghệ xây dựng,
Email: vuha.ibst@gmail.com, tranhung.ibst@gmail.com,
hdquochai@gmail.com, dang.vinh.56nuce@gmail.com

TÓM TẮT: Trong thi công xây dựng nói chung thì hệ giàn giáo là kết cấu tạm thời nhưng đóng vai trò rất quan trọng trong việc đảm bảo an toàn cho người và công trình. Những công trình có tính chất đặc thù với những điều kiện địa hình chật hẹp, khó khăn trong công tác lắp dựng sàn thao tác thì việc đảm bảo an toàn cho người lao động được ưu tiên hàng đầu. Thực trạng ở Việt Nam hiện nay, có khá ít các hệ giàn giáo phục vụ công tác thi công cho các công trình có tính chất đặc thù như đã nói ở trên. Bài báo này nhóm tác giả trình bày giải pháp liên kết hệ giáo treo sử dụng giáo hoàn thiện với mục đích giới thiệu một giải pháp là sự kết hợp giữa những vật liệu giáo sẵn có, phổ biến trên thị trường nhưng lại có tính khả thi cao trong các công trình có tính chất đặc thù.

TỪ KHÓA: hệ giáo treo, giàn giáo.

ABSTRACT: *In general construction, the scaffolding system is a temporary structure but plays a vital role in ensuring the safety of people and works. For projects with specific characteristics with narrow terrain conditions and difficulties in the erection of working floors, ensuring the safety of workers is a top priority. In the current situation in Vietnam today, quite a few scaffolding systems are serving the construction work for projects with specific characteristics, as mentioned above. In this paper, the authors present a solution to link a suspended scaffold system using a complete spear to introduce a solution that is a combination of available and popular spear materials on the market but with high potential. Highly competitive in projects with specific characteristics.*

KEYWORDS: *the suspended scaffold system, the scaffolding.*

1. MỞ ĐẦU

Trong thi công xây dựng nói chung thì giàn giáo là kết cấu tạm thời thường được sử dụng để chống đỡ các tải trọng khi thi công. Các tải trọng thẳng đứng trên giàn giáo có thể là từ người lao động, thiết bị, ván khuôn và vật liệu xây dựng. Tùy thuộc vào mục đích sử dụng cụ thể, giàn giáo có thể được phân loại thành giàn giáo hoàn thiện hoặc chịu lực. Giàn giáo hoàn thiện được sử dụng để chịu tải nhẹ đến trung bình do người lao động, vật liệu thi công nhẹ. Giàn giáo hoàn thiện đôi khi lại được đơn vị thi công sử dụng để chịu tải trọng nặng như trọng lượng bê tông trong ván khuôn

Giàn giáo (scaffold) là kết cấu tạm được đặt cố định hoặc di chuyển được (trên mặt đất, sàn hoặc kết cấu khác đỡ chúng); hoặc được treo hay neo giữ vào kết cấu công trình chính và các cấu kiện phụ trợ của chúng. Giàn giáo được sử dụng để nâng, đỡ người và vật liệu, làm đường đi tiếp cận vào công trình phục vụ công tác hoàn thiện hoặc bao che bao gồm:

- Giàn giáo tự đứng (không được neo giữ vào công trình);
- Giàn giáo được neo giữ vào công trình;
- Giáo treo.

Với những công trình có tính chất đặc thù (công trình nhà máy nhiệt điện, hầm lò, ống khói...) với những điều kiện địa hình chật hẹp, khó khăn trong công tác lắp dựng sàn thao tác thì việc đảm bảo an toàn cho người lao động được ưu tiên hàng đầu. Thực trạng ở Việt Nam hiện nay, có khá ít các hệ giàn giáo phục vụ công tác thi công cho các công trình có tính chất đặc thù như đã nói ở trên. Bài báo này nhóm tác giả trình bày giải pháp liên kết hệ giáo treo sử dụng giáo hoàn thiện với mục đích giới thiệu một giải pháp là sự kết hợp giữa những vật liệu giáo sẵn có, phổ biến trên thị trường nhưng lại có tính khả thi cao trong các công trình có tính chất đặc thù.

2. KHÁI QUÁT VỀ GIÁO TREO

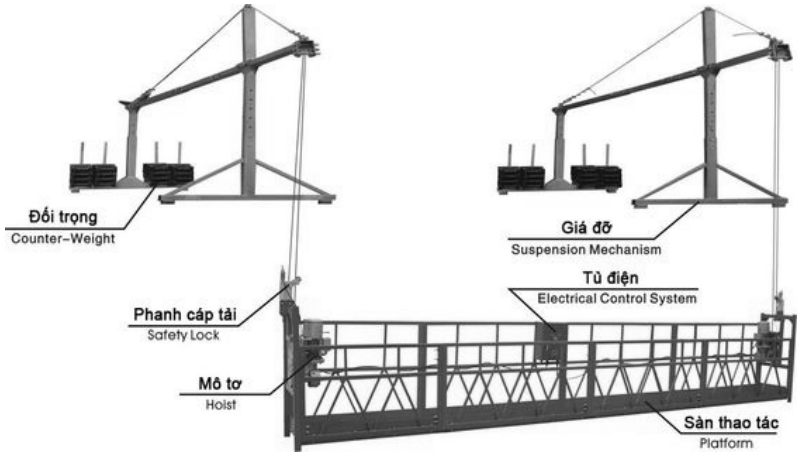
2.1. Công dụng của giáo treo

Giáo treo là hệ kết cấu chắc chắn dùng để thi công lắp đặt, bảo dưỡng, trang trí trong các công trình xây dựng. Giáo treo được sử dụng khá rộng rãi và phổ biến trên toàn thế giới với nhiều tính năng ưu việt đem lại chất lượng, tiến độ công trình và an toàn cho người lao động, là thiết bị có tính cạnh tranh thay thế cho giàn giáo xây dựng truyền thống. Giáo treo có những ưu điểm nổi trội như đảm bảo an toàn cho người lao động, kết cấu đơn giản, gọn nhẹ, dễ vận chuyển, lắp đặt thuận tiện, tạo khoảng thi công lớn cho người lao động. Hệ giáo treo rất thích hợp với những công tác thi công trong điều kiện mặt bằng chật hẹp, không gian không đủ rộng để lắp đặt hệ giàn giáo truyền thống, các vị trí thi công có độ cao lớn mà việc lắp đặt các hệ giáo khác không khả thi.

2.2. Một số loại giáo treo phổ biến

2.2.1. Hệ giáo treo Gondola

Là hệ giáo treo phổ biến nhất trong công tác xây dựng hiện nay ở Việt Nam. Cấu tạo của hệ giáo treo Gondola về cơ bản như hình 1



Hình 1. Cấu tạo của giáo treo Gondola

Hệ giáo treo Gondola có những công dụng như sau:

- Hoàn thiện công trình: lắp ráp nhôm kính, mặt dựng (hình 2);
- Trang trí: vệ sinh, làm sạch bề mặt, sơn sửa (hình 3);
- Bảo dưỡng: thi công sơn nước, trát tường, gắn đá ốp tường (hình 4).

Hình 2. Công tác lắp mặt dựng kính

Hình 3. Công tác vệ sinh, làm sạch bề mặt

Hình 4. Công tác thi công sơn nước nhà cao tầng

2.2.2. Hệ giáo treo sử dụng giáo hoàn thiện

Như đã đề cập ở trên thì trong các biện pháp thi công hiện nay tại Việt Nam, hệ giáo treo Gondola được sử dụng rất phổ biến với những ưu điểm vượt trội như lắp dựng đơn giản, dễ thao tác, năng suất lao động cao phù hợp với nhiều điều kiện thi công khó khăn, phức tạp. Bên cạnh những ưu điểm như vậy thì vẫn còn những tồn tại đó là chi phí đầu tư còn khá cao, đòi hỏi người vận hành phải được đào tạo bài bản kĩ năng sử dụng và đặc biệt là với những công trình có tính chất đặc thù, điều kiện địa hình thi công chật hẹp, khó khăn trong công tác lắp đặt sàn thao tác

thì việc sử dụng hệ giáo treo Gondola chưa được hợp lý và tối ưu. Để phần nào giải quyết vấn đề này, nhóm tác giả muốn giới thiệu một giải pháp đó là sự liên kết hệ giáo hoàn thiện với nhau để trở thành hệ giáo treo.

Hình 5. Quá trình cẩu lắp hệ giáo treo vào công trình

Hệ giáo treo này được cấu tạo bởi hệ giáo khung thông thường (giáo hoàn thiện), giáo có thể tự treo do liên kết đặc thù giữa các đầu khung với nhau. Chúng có thể được sử dụng cho những vị trí thi công mà không gian không đủ lớn để lắp dựng hệ giàn giáo truyền thống như hạng mục lò nung của nhà máy nhiệt điện. Do đặc thù công tác thi công lò phải làm hệ ống bên dưới mặt đất, song song với đó là công tác hoàn thiện vách lò và hệ ống bên trong lò. Chính vì thế phải treo hệ giáo này lên bằng hệ giáo treo đảm bảo công tác thi công cả trên và dưới. Ngoài ra hệ giáo treo này cũng rất phù hợp với điều kiện thi công các hạng mục ống khói công nghiệp, đảm bảo tiến độ thi công đồng thời từ trên xuống dưới, từ dưới lên trên, thi công cùng một trục ở các cao độ khác nhau, điều mà hệ giáo treo Gondola không đáp ứng được.

3. GIẢI PHÁP LIÊN KẾT HỆ GIÁO TREO SỬ DỤNG GIÁO HOÀN THIỆN

3.1. Cấu tạo giáo hoàn thiện

Giáo hoàn thiện được sử dụng trong hệ giáo treo này về cơ bản cũng giống như giáo khung (giáo chữ H) thông thường. Điểm khác biệt lớn nhất là nút liên kết ở đầu khung giáo (hình 6) giúp cho các khung giáo được liên kết chắc chắn với nhau. Ngoài ra để tăng thêm sức chịu tải của hệ giáo này thì có thể gia cường liên kết các hệ khung với nhau bằng ống giáo đi đôi với các khóa xoay (hình 7).

Hình 6. Nút liên kết 2 đầu khung giáo

Hình 7. Gia cường hệ giáo bằng ống giáo và khóa xoay

3.2. Các giải pháp liên kết, thử nghiệm khả năng chịu tải thực tế

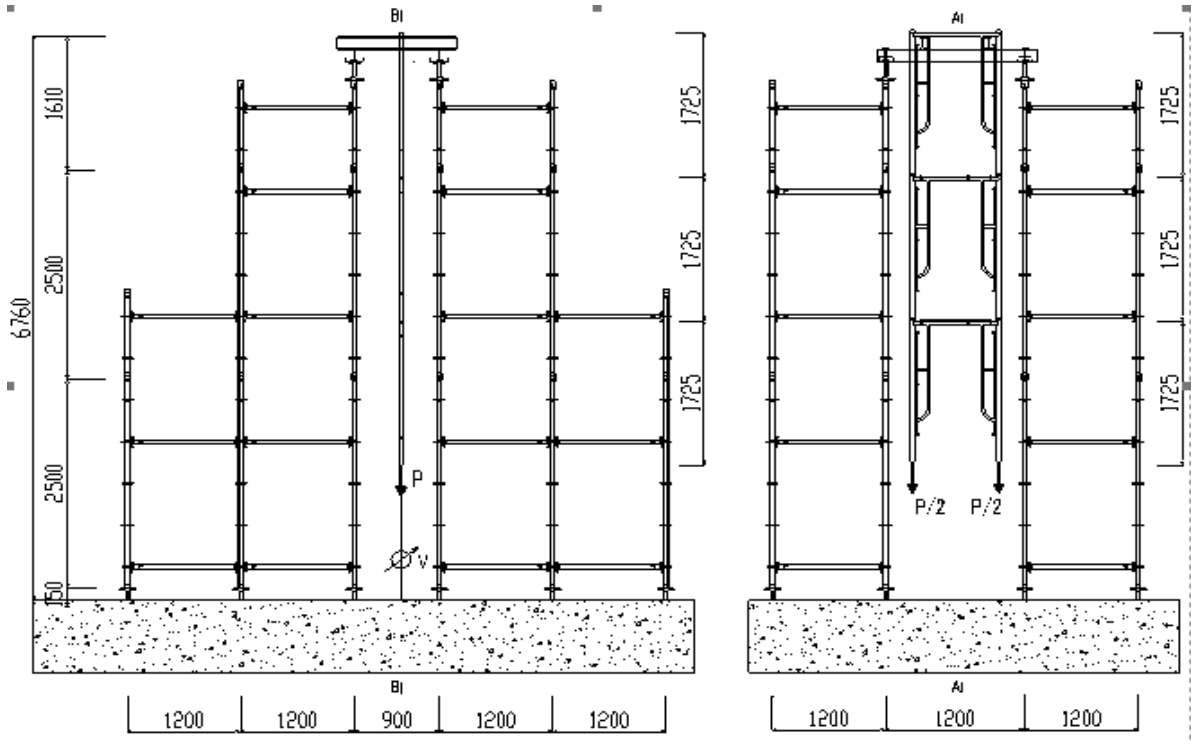
Nhóm tác giả đã thực hiện lắp dựng các trường hợp liên kết để tạo thành các tổ hợp hệ giáo treo, đồng thời tiến hành thử nghiệm khả năng chịu tải thực tế của từng trường hợp cụ thể tại Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng. Các trường hợp liên kết cụ thể mà nhóm tác giả đã thực hiện gồm:

- Hệ liên kết có chốt, không có khóa xoay;
- Hệ liên kết có chốt, 02 khóa xoay;
- Hệ liên kết không chốt, 02 khóa xoay;
- Hệ liên kết không chốt, 04 khóa xoay;
- Hệ liên kết không chốt, 06 khóa xoay.

Hệ giáo treo chịu tải trọng kéo là chính, thực tế hệ giáo treo có thể được lắp bởi rất nhiều khung theo phương thẳng đứng nên nhóm tác giả đã lắp dựng mô đun hệ khung giáo treo gồm 3 khung giáo hoàn thiện được treo thẳng đứng bởi các liên kết chốt và khóa xoay để xác định khả năng chịu tải của các khung trên cùng vốn là các khung chịu tải trọng kéo lớn nhất. Kết quả thử nghiệm thực tế của từng trường hợp như sau:

a. Hệ liên kết có chốt, không có khoá xoay

Các đầu khung được liên kết bằng chốt và không có khóa xoay. Quá trình thử nghiệm như hình 8, hình 9.



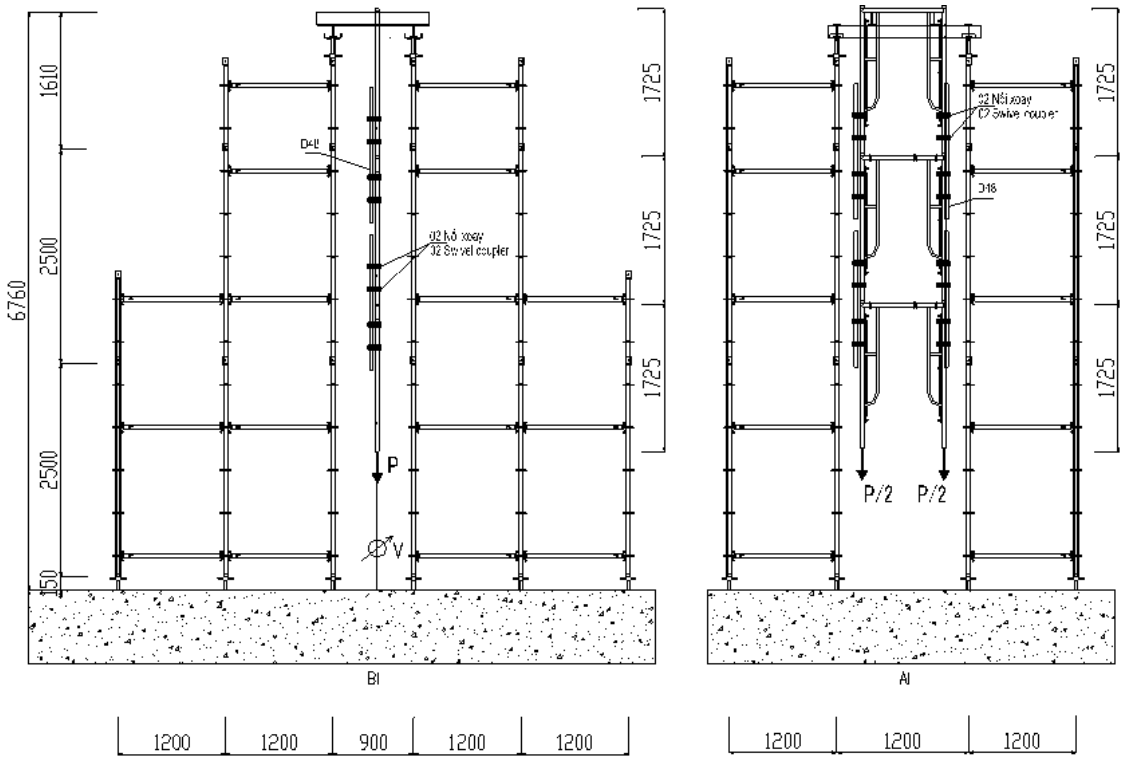
Hình 8. Sơ đồ thử nghiệm hệ giáo treo có chốt, không có khóa xoay

Hình 9. Thử nghiệm thực tế khả năng chịu tải của hệ giáo treo có chốt, không có khóa xoay

Kết quả thử nghiệm thực tế cho thấy, tăng từ từ tải trọng thử đến cấp tải 75 kN, hệ giáo treo bị phá hoại, mà cụ thể là chốt liên kết bị đứt gẫy.

b. Hệ liên kết có chốt, 02 khoá xoay

Các đầu khung được liên kết bằng chốt và mỗi đầu 02 khóa xoay. Quá trình thử nghiệm như hình 10, hình 11.



Hình 10. Sơ đồ thử nghiệm hệ giáo treo có chốt, 02 khóa xoay

Hình 11. Thử nghiệm thực tế khả năng chịu tải của hệ giáo treo có chốt, 02 khóa xoay

Kết quả thử nghiệm thực tế cho thấy, tăng từ từ tải trọng thử đến cấp tải 115 kN, hệ giáo treo chưa bị phá hoại.

Tương tự các trường hợp còn lại, nhóm tác giả đã tiến hành thử nghiệm và thu được kết quả cho trong bảng 1

Bảng 1. Kết quả thử nghiệm các loại liên kết của hệ giáo treo sử dụng giáo hoàn thiện

STT	Loại liên kết	Tải trọng thử (kN)	Kết quả	Ghi chú
1	Có chốt, không khóa xoay	75	Phá hoại	Gẫy chốt
2	Có chốt, 02 khóa xoay	115	Chưa phá hoại	
3	Không chốt, 02 khóa xoay	36	Phá hoại	Vỡ khóa
4	Không chốt, 04 khóa xoay	57	Phá hoại	Vỡ khóa
5	Không chốt, 06 khóa xoay	110	Phá hoại	Vỡ khóa

Hiện nay, theo catalog của các đơn vị cung cấp, thì hệ giáo treo Gondola có sức chịu tải an toàn dao động từ 500 kg đến 1000 kg tùy loại. Nếu so sánh với hệ giáo treo Gondola thì hệ giáo treo sử dụng giáo hoàn thiện hoàn toàn đáp ứng được yêu cầu về tải trọng. Nếu như trong TCXDVN 296:2004 Giàn giáo - Các yêu cầu về an toàn [2] có quy định về hệ số an toàn đối với hệ giáo hoàn thiện là 4 thì hệ giáo treo như nhóm tác giả đã thử nghiệm có khả năng chịu tải lên tới khoảng 1000 kg đến 2750 kg.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Hệ giáo treo sử dụng giáo hoàn thiện được áp dụng đối với công tác thi công trong các điều kiện về mặt bằng chật hẹp, khó khăn cho việc lắp dựng giàn giáo truyền thống như các công trình có tính chất đặc thù có thể kể đến là ống khói nhà công nghiệp, lò nung của nhà máy nhiệt điện, công trình hầm lò, tuynen. Về ưu điểm thì việc chế tạo sản xuất hệ giáo treo như trên khá đơn giản, gọn nhẹ, dễ dàng vận chuyển và tháo lắp. Vật liệu chính của hệ là các khung giáo hoàn thiện vốn sẵn có trên thị trường, bên cạnh ưu điểm thì nhược điểm của hệ giáo treo này là còn khá mới mẻ nên chưa có quy trình, biện pháp thi công lắp dựng cụ thể, chưa có chỉ dẫn về an toàn kỹ thuật.

Khi chế tạo và sản xuất nhà chế tạo giáo phải cung cấp đầy đủ các thông số kỹ thuật liên quan đến an toàn sử dụng hệ giáo và phải được kiểm tra chứng nhận theo tiêu chuẩn phù hợp.

Khi cần chắc chắn về khả năng chịu lực của hệ giáo để có thể đưa ra các giải pháp tổng thể cho thi công kết cấu nhà, có thể phải tiến hành thử nghiệm thử tải các hệ giáo treo này.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 6052:1995, *Giàn giáo thép*

[2] TCXDVN 296:2004, *Giàn giáo - Các yêu cầu về an toàn*

[3] ANSI/SSFI SC 100-5/05, *Standards for testing and rating scaffold asemblies and components*

[4] EN 12811-3:2002, *Temporary works equipment - Load testing*

[5] SS 580: 2012, *Code of practice for formwor*

ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ PHẢN XẠ XUNG SIÊU ÂM TRONG KIỂM TRA KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

APPLICATION OF ULTRASONIC PULSE ECHO TECHNOLOGY IN THE INSPECTION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

KS. Nguyễn Văn Thạnh
Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: thanhnv.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Ứng dụng rộng rãi của bê tông trong thi công cấu kiện bê tông cốt thép, sữa chữa cấu kiện đòi hỏi sự phát triển của thiết bị và kỹ thuật mới để kiểm tra chất lượng bê tông được tin cậy và hiệu quả. Trong số các kỹ thuật kiểm tra không phá hủy bằng phương pháp siêu âm hiện có, bao gồm: vận tốc tung siêu âm (UPV), phản xạ xung siêu âm (UPE), radar xuyên đất (GPR), tia X. Trong đó, UPE dựa trên kỹ thuật xung phản xạ xung siêu âm ngày càng trở nên phổ biến hơn do độ tin cậy cao trong việc phát hiện các khuyết tật có trong bê tông được hiển thị ở dạng hình ảnh có độ phân giải tốt và khả năng áp dụng cho các cấu kiện có chiều dày (sâu) lớn hơn.

Trong bài báo này, tác giả ứng dụng công nghệ phản xạ xung siêu âm trong một trường hợp cụ thể là kiểm tra vị trí tiếp giáp của mối nối cấu kiện cột, vách thi công theo biện pháp topdown, semi topdown tại vị trí đổ bù (vữa, bê tông) để liền khối hóa cấu kiện trên các mẫu thử (mockup) và kiểm chứng độ tin cậy của phương pháp bằng phương pháp phá hủy (khoan lấy mẫu) kiểm tra.

Kết quả siêu âm dự đoán khuyết tật bằng phương pháp phản xạ xung có độ chính xác cao. Tuy nhiên do hạn chế về việc hiển thị (phân biệt) khuyết tật, cần phải kết hợp với các thông tin về kết cấu kiểm tra như: bản vẽ thép, hiện trạng thi công ... để loại trừ các khuyết tật đã biết (thép, ống thoát khí ...).

TỪ KHÓA: NDT, phản xạ xung siêu âm bê tông, UPE, Ultrasonic Pulse Echo …

ABSTRACT: *The wide application of concrete in reinforced concrete structure construction, structural repair requires the development of new equipment and techniques to reliably and effectively test the quality of concrete. Among the non-destructive ultrasonic testing techniques currently available, these include: ultrasonic launch velocity (UPV), ultrasonic pulse reflection (UPE), ground-penetrating radar (GPR), X-ray. In therefore, UPE based on ultrasonic pulse reflection technique is becoming more and more popular due to its high reliability in detecting defects present in concrete displayed in the form of high resolution images and the ability to applicability to members with greater thickness (depth).*

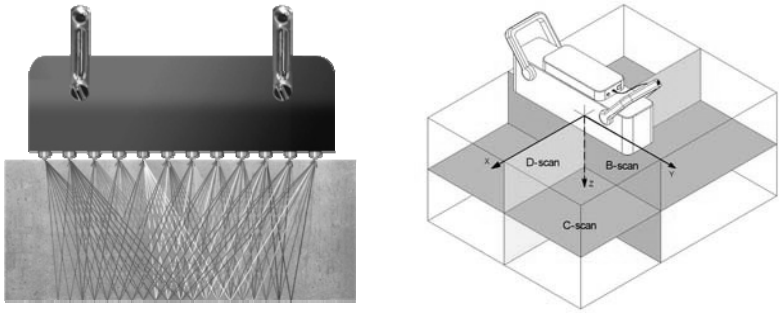
In this paper, the author applies ultrasonic pulse reflection technology in a specific case to check the contiguous position of the column and wall member joints according to the topdown, semi topdown method at the pouring location. compensation (grout, concrete) to solidify the structure on the test samples (mockup) and verify the reliability of the method by destructive testing (sampling drilling).

Ultrasound results predict defects by pulse reflection method with high accuracy. However, due to the limitation of displaying (distinguishing) defects, it is necessary to combine with information on the inspected structure such as: steel drawings, construction status... to exclude known defects. (steel, exhaust pipe...).

KEYWORDS: *NDT, UPE, Ultrasonic Pulse Echo…*

1. MỞ ĐẦU

Phản xạ xung siêu âm (UPE): Là sử dụng các đầu dò phát ra các xung ngắn, các xung siêu âm này truyền vào lớp vật liệu và bị phản xạ lại, thông qua kết quả xung phản xạ (tần số, thời gian) [1]. Phương pháp UPE sử dụng sóng ứng suất âm để nghiên cứu đặc tính của các lớp dưới bề mặt và xác định các khuyết tật bằng cách xác định bất kỳ điểm bất thường nào của trở kháng âm khác với bê tông. Phương pháp thử nghiệm được phát triển để giải quyết các hạn chế thực tế của thử nghiệm Vận tốc xung siêu âm nói chung, chẳng hạn như nhu cầu tiếp cận cả hai mặt của phần tử bê tông. ACI 228.2R Phần 3.2.2 cung cấp một đánh giá toàn diện về sự phát triển của phương pháp dội âm xung siêu âm và các thiết bị trong vài thập kỷ qua. Trong khi các thiết bị UPE truyền thống có khả năng cung cấp A-Scans và B-Scans, các thiết bị Siêu âm Echo Tomography hiện đại có khả năng cung cấp B-Scans thời gian thực cho phép các kỹ sư nhìn thấy các mục tiêu dưới bề mặt với độ rõ nét hơn. Các ứng dụng dựa trên thiết bị di động, cùng với Trí tuệ nhân tạo và các kỹ thuật xử lý tín hiệu hiện đại đã mang lại tốc độ và độ rõ nét vượt trội, dễ sử dụng.



Hình 1. Mô hình nguyên tắc phương pháp thí nghiệm phản xạ xung siêu âm

Nguyên lý của phương pháp là sử dụng việc truyền sóng qua một lớp chiều dày bê tông nhất định trên kết cấu, trong quá trình truyền tại mỗi vật liệu đặc trưng khác nhau sẽ phản hồi lại xung và được thiết bị tiếp nhận lại. Căn cứ vào thông số đặc trưng của xung, bằng các thuật toán của thiết bị sử dụng thông qua các đại lượng đo lường của thiết bị (thời gian truyền, tần số, màu sắc…) sẽ đưa ra phân tích về phổ ảnh, từ đó có những đánh giá dự đoán khuyết tật.

Các vấn đề liên quan đến kiểm tra cấu kiện bê tông cốt thép bằng phương pháp không không phá hủy luôn được các bên lựa chọn và quan tâm bởi sự tiện dụng, thời gian và độ chính xác tương đối của nó mang lại.

Trong quá trình đô thị hóa ở Việt Nam, việc đẩy nhanh tiến độ thi công được các đơn vị đặc biệt quan tâm, một trong những biện pháp giải quyết bài toán xây dựng các công trình cao tầng là bằng biện pháp thi công topdown, semi topdown. Công nghệ thi công topdown (từ trên xuống) là công nghệ thi công phần ngầm của công trình nhà, theo phương pháp khác với phương pháp truyền thống thi công từ dưới lên. Theo cách thi công này các cột, vách có khoảng hở ở vị trí tiếp giáp giữa cột, vách và sàn tầng phía trên, khoảng hở đó được liền khối hóa bằng vữa không co đảm bảo cường độ lớn hơn cường độ vật liệu của cấu kiện. Việc sử dụng vữa không co trong liền khối hóa đem lại ưu điểm như: thời gian, chất lượng thi công … tuy nhiên qua thực tế hiện nay chất lượng tại mối nối này đặc biệt là lớp tiếp giáp trên còn nhiều khuyết tật như: rỗ, rỗng, liên kết vữa-bê tông yếu …

Trên cơ sở nghiên cứu sơ bộ và ứng dụng triển khai, tác giả nhận thấy việc sử dụng phương pháp UPE trong kiểm tra đối với trường hợp mối nối topdown này có ý nghĩa thực tiễn đáp ứng được các yêu cầu đề ra khi kiểm tra cấu kiện. Các nghiên cứu được thực hiện trên mô hình thí nghiệm tại hiện trường và tại Viện Chuyên ngành Bê tông - Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng.

2. PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM

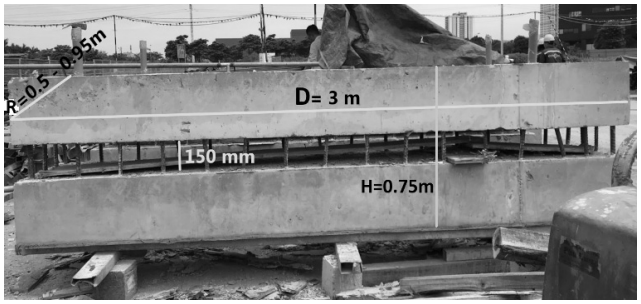
2.1. Mô hình thử nghiệm

Các mô hình thử nghiệm được chế tạo đại diện theo đúng mô hình cấu kiện khi thi công thực tế, sử dụng bê tông có cấp độ bền B45.

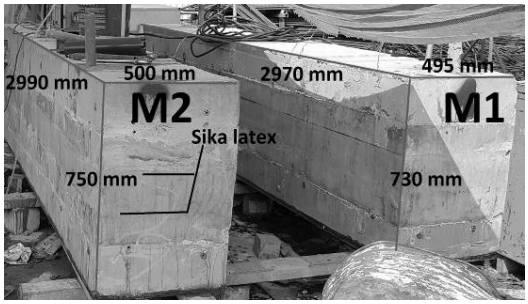
Mô hình thử nghiệm được mô phỏng lại theo đúng điều kiện thi công thực tế hiện nay đang gặp:

Trường hợp 1: Sử dụng biện pháp liền khối hóa cột vách bằng vữa không co (mô hình 1, 2 và 5)

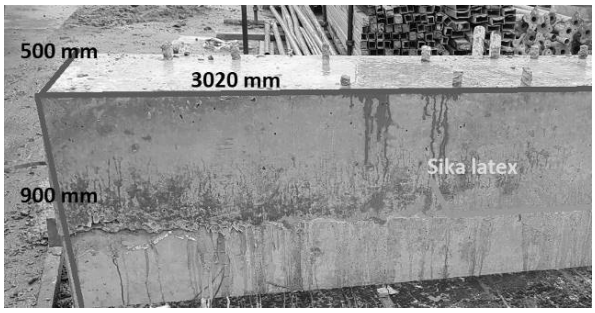
Trường hợp 2: Thi công bê tông gián đoạn (mô hình 4)



Hình 2. Mô hình (M1, M2, M5) thử nghiệm trước khi đổ bù bằng vữa không co



Hình 3. Mô hình (M1, M2) sau khi được liền khối hóa bằng vữa không co



Hình 4. Mô hình (M4) thi công bê tông gián đoạn

Hình 5. Mô hình (M5) sau khi được liền khối hóa bằng vữa không co

Việc thi công bơm vữa được các bên liên quan thực hiện theo nguyên tắc bơm lấp đầy giống nhau trên các mô hình (bố trí vị trí lỗ thoát khí, áp lực bơm, trình tự bơm …). Công tác chế tạo mô hình thử nghiệm được Nhà thầu thi công thực hiện. Thông tin chế tạo các mô hình thử nghiệm được tập hợp trong bảng 1.

Bảng 1. Thông tin chế tạo mô hình thử nghiệm

Nội dung	Mô hình 1 (M1)	Mô hình 2 (M2)	Mô hình 4 (M4)	Mô hình 5 (M5)
Vật liệu tăng cường bám dính	--	Sika Latex quét 2 mặt tiếp giáp bê tông phía trên, dưới	Sika Latex quét lên mặt bê tông	- Sikadur 732 quét lên mặt tiếp giáp bê tông phía trên - Sika Latex quét lên mặt tiếp bê tông phía dưới
Liền khối hóa mô hình (vật liệu…)	GPS M700	GPS M700	Bê tông B45	GPS M700
Kích thước mô hình (D×R×H) sau khi liền khối hóa	2970×495 ×730 mm (Hình 3)	2990×500 ×750 mm (Hình 3)	3020×500 ×900 mm (Hình 4)	880×495 ×880 mm (Hình 5)

2.2. Phương pháp thực hiện

Để thực hiện các nội dung thử nghiệm trên đây, sử dụng 02 phương pháp kiểm tra chính:

2.2.1. Phương pháp không phá hủy

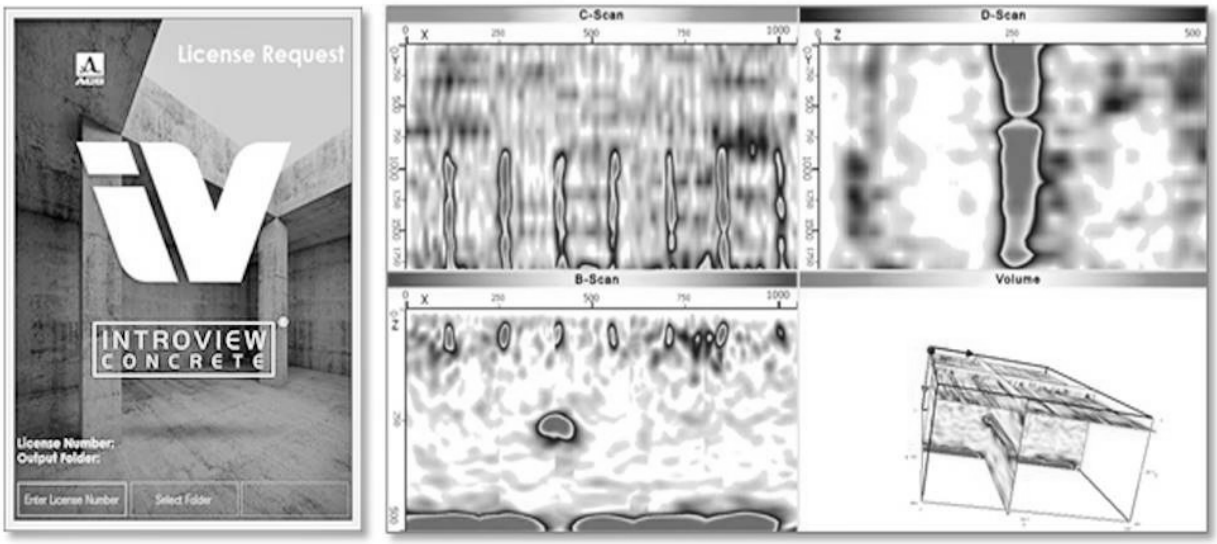
Sử dụng phương pháp phản xạ xung siêu âm (UPE) để dự đoán khuyết tật. Thiết bị sử dụng là máy siêu âm Mira A1020 Lite - ACS-Solutions Gmbh - Germany [2][3].

Hình 6. Máy siêu âm Mira A1020 Lite và các phụ kiện

Mira A1020 Lite là một hệ thống siêu âm chụp cắt lớp có tần số thấp (10 kHz đến 100 kHz) tương ứng với phạm vi vận tốc sóng âm từ 1.000 m/s đến 10.000 m/s cho kiểm tra đánh giá chất lượng các kết cấu bê tông và BTCT có chiều sâu đo được lên tới 1.000 mm đối với bê tông và 400 mm đối với BTCT. Các chế độ hình ảnh quan sát trực quan hóa dạng 2D (A-Scan, B-Scan, B-C-D Scan Panorama) và Full-3D. Nó là một hệ thống hoàn toàn độc lập được sử dụng để thu thập, xử lý đo vẽ bản đồ địa hình và đánh giá dữ liệu siêu âm bằng kỹ thuật xung dội. Hệ thống cảm biến thế hệ mới chứa một mảng dải ma trận (MAA- Matrix Antenna Array) với 32 đầu dò kiểu tiếp xúc khô (DPC - Dry Point Contact) loại sóng trượt có băng thông rộng tần số thấp với các đầu tiếp xúc được làm bằng gốm ceramic chịu được sự mài mòn khi hoạt động lâu dài và không cần chất tiếp âm trên các bề mặt gồ ghề.

Mira A1020 Lite được thiết kế dành riêng cho kiểm tra không phá hủy các kết cấu BTCT chỉ cần tiếp xúc từ một phía. Nó cho phép ước tính tính toàn vẹn (tình trạng nguyên vẹn) của vật liệu bằng cách phát hiện các tạp chất, khoảng trống, lỗ rỗng, bóc tách, không được phun vữa và vết nứt cũng như đo chiều dày đối tượng đang kiểm tra.

A1020 Mira Lite cho phép thực hiện kiểm tra nhanh chóng và hiệu quả các chi tiết lớn với hình ảnh ba chiều trực quan hóa và tài liệu các kết quả kiểm tra bằng phần mềm INTROVIEW 3D độc đáo của ACS Group.



Hình 7. Phần mềm chuyên dụng Introview xử lý kết quả ra dạng hình ảnh

2.2.2. Phương pháp phá hủy

Đánh giá trực quan thông qua mẫu khoan lõi từ trên mô hình và thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý mẫu bê tông khoan (TCVN 3105:1993; TCVN 3118:1993; TCXDVN 239:2006 …).

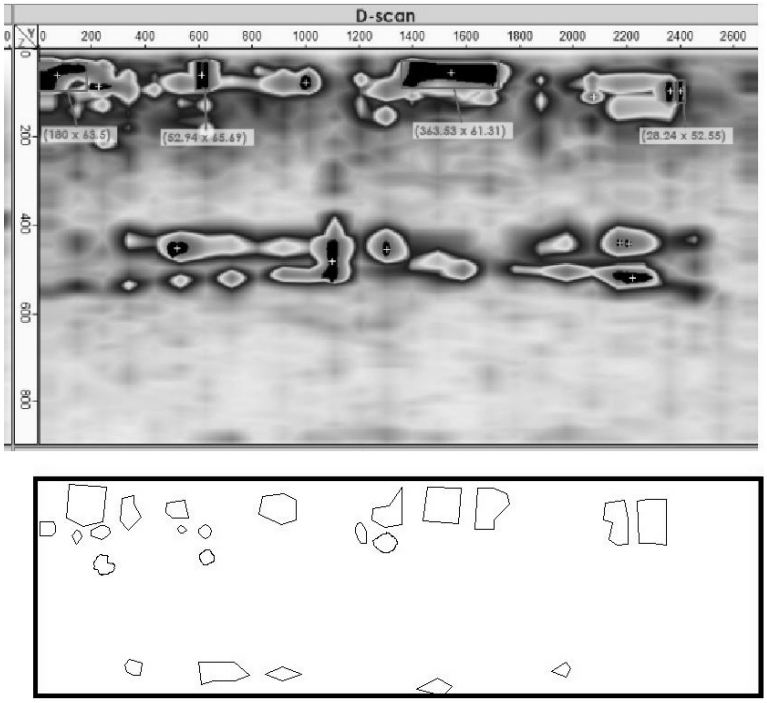
3. KẾT QUẢ VÀ BÌNH LUẬN

3.1. Xác định khuyết tật trong mô hình bằng UPE

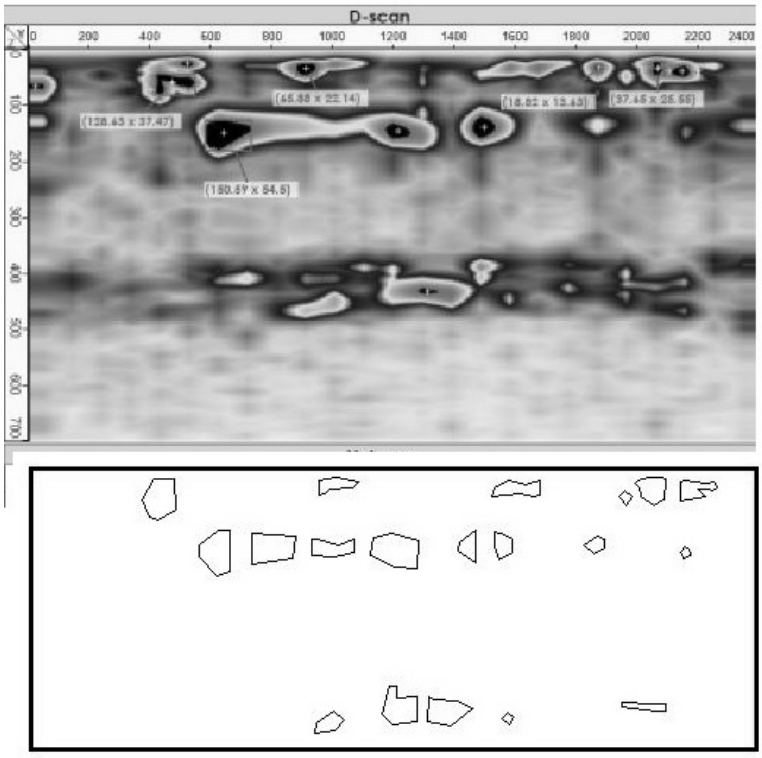
Dữ liệu siêu âm được xử lý bằng phần mềm chuyên dụng, kết quả siêu âm đối với các mô hình được thể hiện bằng hình ảnh. Dựa trên dữ liệu hiện trạng của mô hình (vị trí thép, vị trí ống thoát khí (ống nhựa), khuyết tật tại bề mặt kiểm tra …), tác giả tổng hợp phân tích kết quả, đối chiếu thông tin hiện trạng đã biết và đưa ra ước tính tỷ lệ khuyết tật dự đoán, vùng khuyết tật đối với từng mô hình như sau:

- Tính toán tỷ lệ khuyết tật dự đoán căn cứ trên kết quả hình ảnh 2D tại mặt cắt vùng tiếp giáp, tỷ lệ diện tích vùng khuyết tật (màu đỏ, cam) trên diện tích vùng quét hình ảnh. Việc tính toán diện tích vùng khuyết tật dự đoán trên vùng siêu âm kiểm tra được xử lý bằng phần mềm Autocad.

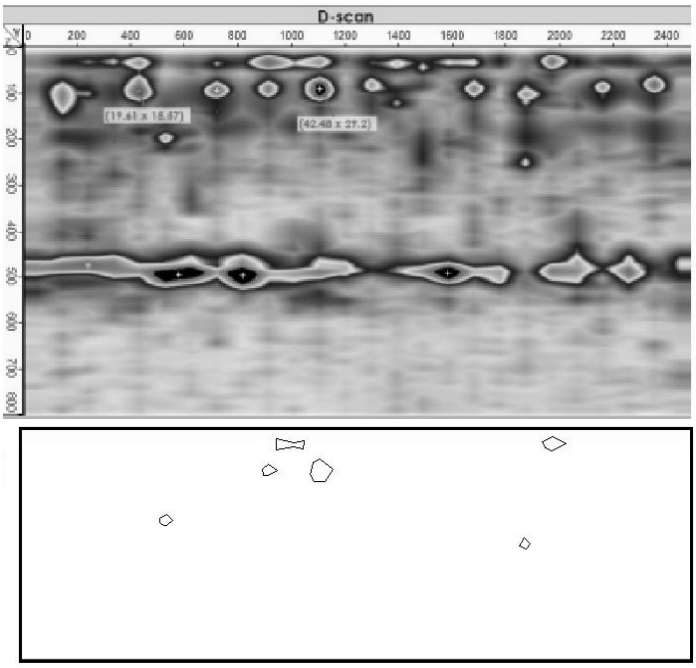
- Tỷ lệ vùng khuyết tật không bao gồm các vị trí trùng với các khuyết tật đã biết trong cấu kiện như: thép, ống nhựa … Kết quả tính toán tỷ lệ khuyết tật dự đoán cho với mỗi loại mô hình (M1, M2, M5: Tiếp giáp vữa - bê tông phía trên; M4 : Tiếp giáp bê tông - bê tông) như sau:



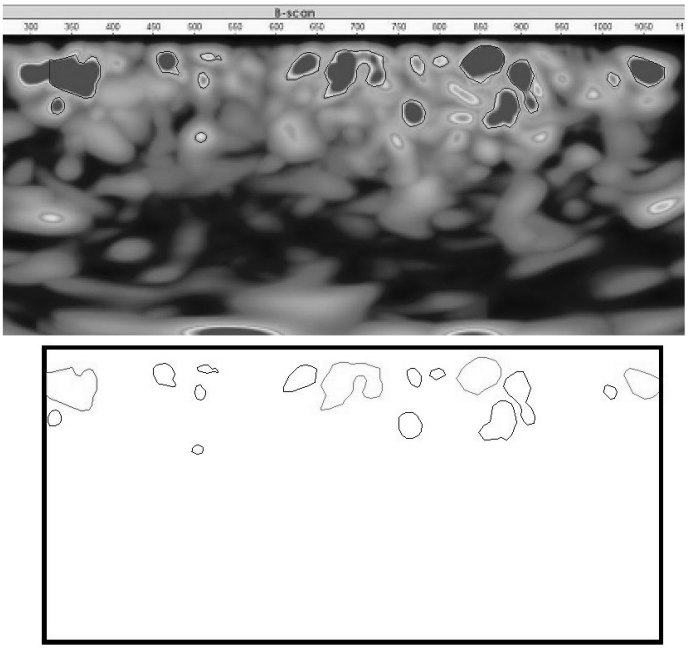
Hình 8. Kết quả siêu âm dự đoán các vùng khuyết tật tại vị trí tiếp giáp vữa - bê tông phía trên của mô hình M1. Tỷ lệ khuyết tật dự đoán tương đối thông qua diện tích vùng khuyết tật/kiểm tra là 0,098/1,336 = 7,33%



Hình 9. Kết quả siêu âm dự đoán các vùng khuyết tật tại vị trí tiếp giáp vữa - bê tông phía trên của mô hình M2. Tỷ lệ khuyết tật dự đoán tương đối thông qua diện tích vùng khuyết tật/kiểm tra là 0,063/1,200 = 5,26%



Hình 10. Kết quả siêu âm dự đoán các vùng khuyết tật tại vị trí tiếp giáp bê tông của mô hình M4 (thi công gián đoạn). Tỷ lệ khuyết tật dự đoán tương đối thông qua diện tích vùng khuyết tật/kiểm tra là 0,008/1,250 = 0,64%



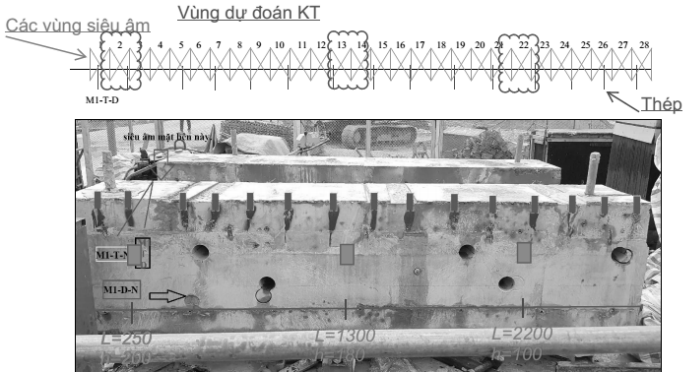
Hình 11. Kết quả siêu âm dự đoán các vùng khuyết tật tại vị trí tiếp giáp vữa - bê tông phía trên của mô hình M5. Tỷ lệ khuyết tật dự đoán tương đối thông qua diện tích vùng khuyết tật/kiểm tra là 0,010/0,436 = 2,32%

Kết quả phân tích bằng hình ảnh trên cho thấy, tỷ lệ vùng khuyết tật của mô hình M4 (thi công gián đoạn) cho kết quả thấp nhất. Các mô hình thi công liền khối bằng vữa không có cho tỷ lệ khuyết tật nhiều hơn dao động từ 2,32% đến 7,33%.

3.2. Vị trí khuyết tật dự đoán và khoan rút lõi kiểm tra

3.2.1. Mô hình M1

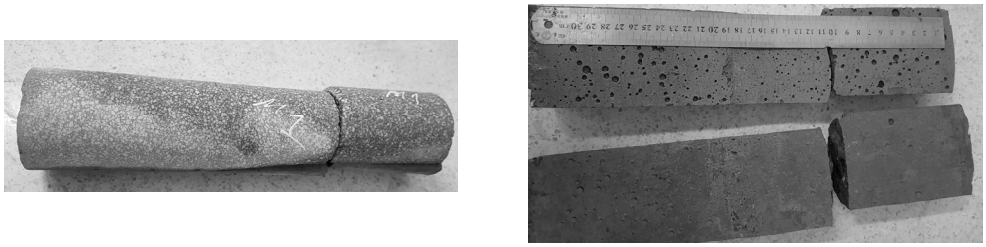
Sau khi kiểm tra và đối chiếu hiện trạng tại hiện trường, vị trí L250, L1300 trùng với thép nên không tiến hành khoan kiểm tra. Vị trí L2200 khoan rút lõi kiểm tra, hiện trạng mẫu khoan khoan kiểm tra như sau:



Hình 12. Vị trí dự đoán khuyết tật mô hình M1

- Mẫu khoan tại vị trí dự đoán khuyết tật không có liên kết (bong tách riêng thành 2 lớp vữa, bê tông)

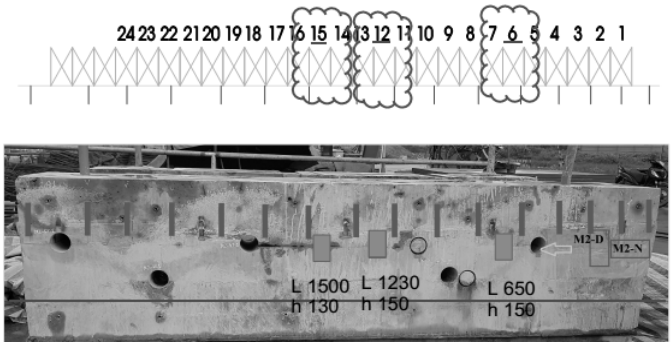
- Bề mặt tiếp giáp của phần vữa có nhiều bọt khí kích thước từ 2mm đến 7mm.



Hình 13. Mẫu khoan tại vị trí siêu âm dự đoán khuyết tật mô hình M1

3.2.2. Mô hình M2

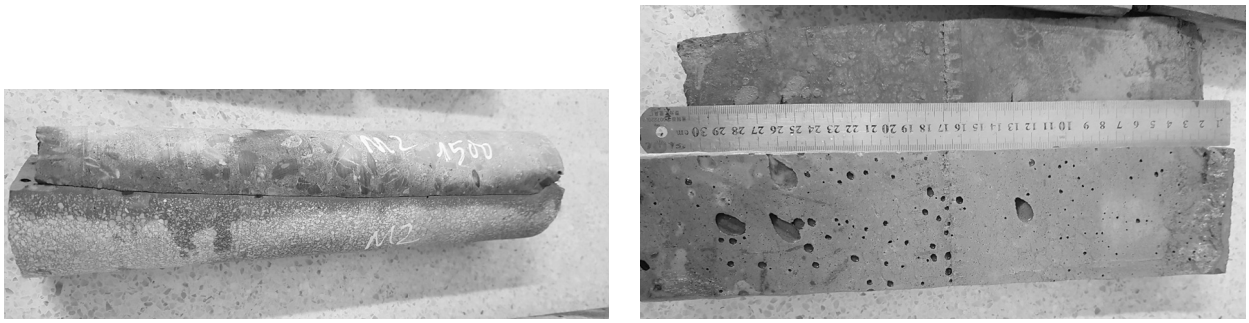
Sau khi kiểm tra và đối chiếu hiện trạng tại hiện trường vị trí L650 có ống nhựa D21 (ống thoát khí) và L1230 trùng với vị trí thép. Vị trí L1500 khoan rút lõi kiểm tra, hiện trạng mẫu khoan khoan kiểm tra như sau:



Hình 14. Vị trí dự đoán khuyết tật mô hình M2

- Mẫu khoan tại vị trí dự đoán khuyết tật không có liên kết (bong tách riêng thành 2 lớp vữa, bê tông.

- Bề mặt tiếp giáp của phần vữa có nhiều bọt khí kích thước từ 2mm đến 12 mm.



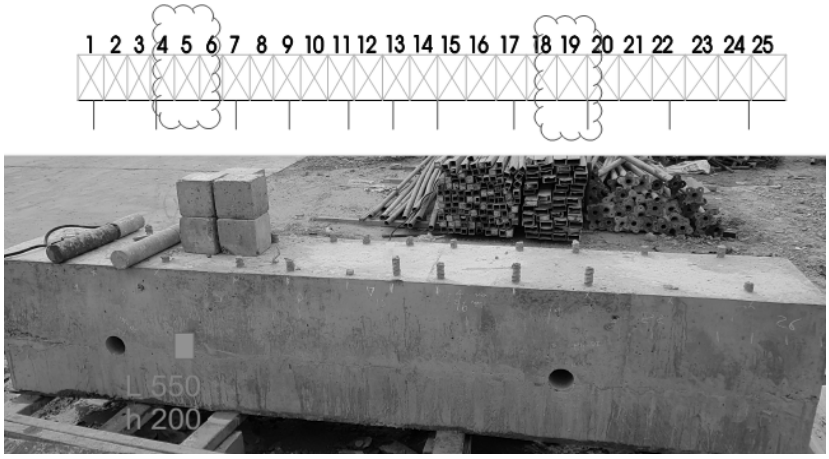
Hình 15. Mẫu khoan tại vị trí siêu âm dự đoán khuyết tật mô hình M2

3.2.3. Mô hình M3

Không thí nghiệm kiểm tra, mẫu mô hình không đạt yêu cầu.

3.2.4. Mô hình M4

Vị trí L550 khoan rút lõi kiểm tra, hiện trạng mẫu khoan khoan kiểm tra như sau:

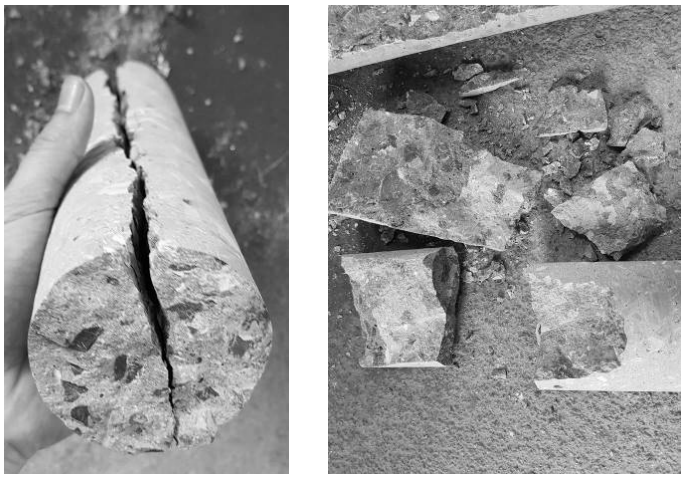


Hình 16. Vị trí dự đoán khuyết tật mô hình M4

- Mẫu khoan liên kết tốt giữa 2 lớp bê tông.

- Trên bề mặt có một số ít bọt khí

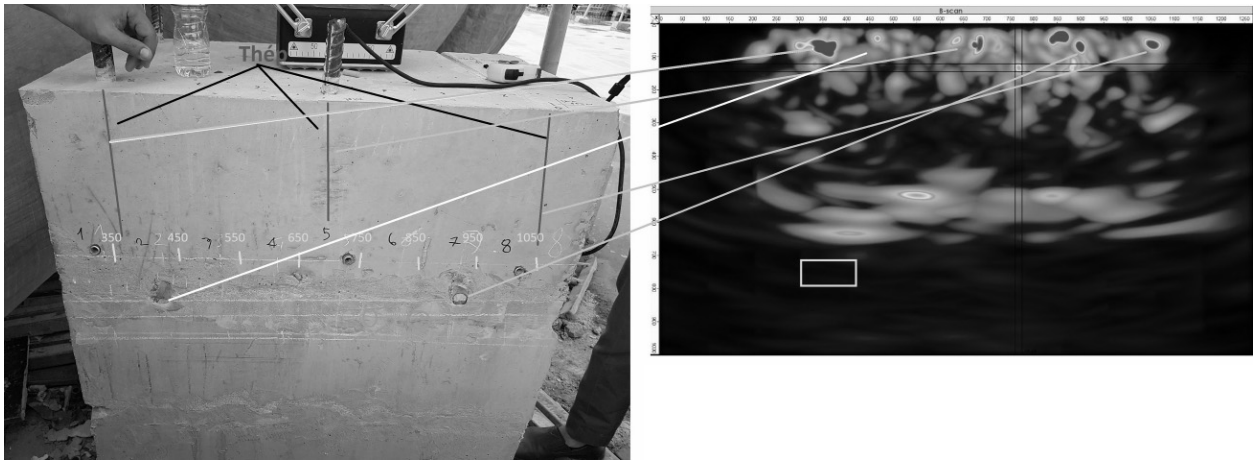
Hình 17. Mẫu khoan tại vị trí siêu âm dự đoán khuyết tật mô hình M4



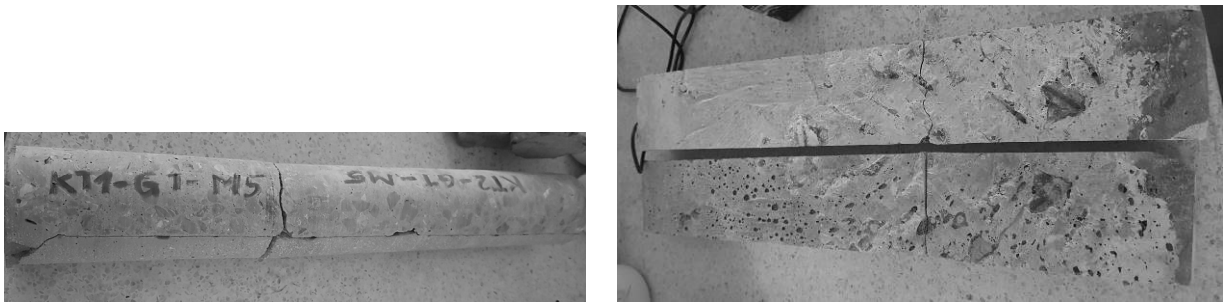
Hình 18. Phá hủy mẫu để kiểm tra khuyết tật bên trong mẫu khoan của mô hình M4

3.2.5. Mô hình M5

Vị trí L850 khoan rút lõi kiểm tra, hiện trạng mẫu khoan khoan kiểm tra như sau:



Hình 19. Vị trí dự đoán khuyết tật mô hình M5



Hình 20. Mẫu khoan tại vị trí siêu âm dự đoán khuyết tật mô hình M5

- Mẫu khoan tại vị trí dự đoán khuyết tật không có liên kết (bong tách riêng thành 2 lớp vữa, bê tông.

- Bề mặt tiếp giáp của phần vữa có nhiều bọt khí phân bố dạng tổ ong.

- Liên kết vật liệu kết dính sikadur 732 không liên kết với lớp vữa không co.

3.3. Phương pháp thử nghiệm trên các mẫu lõi khoan

3.3.1. Hiện trạng mẫu khoan

Tiến hành khoan lấy mẫu kiểm tra tiếp giáp vữa - bê tông đối với mô hình M1, M2, M5 và lớp tiếp giáp bê tông đối với mô hình M4.

Quan sát mẫu khoan lấy từ trên cấu kiện mô hình, ghi nhận hiện trạng vị trí tiếp giáp, chụp ảnh khuyết tật nếu có. Kết quả hiện trạng liên kết sau khi khoan lấy mẫu được tập hợp tại bảng 2.

Bảng 2. Tổng hợp hiện trạng mẫu khoan kiểm tra

STT	Vị trí khoan	Hiện trạng mẫu khoan
I	Cấu kiện thi công bằng vữa không co (M1, M2, M5)	
1	Tại lớp tiếp giáp bê tông - vữa (theo phương vuông góc với hướng đổ bê tông)	*a. Mô hình M1, M2:* - Liên kết phía trên (3 vị trí/mô hình) + Lớp vữa đổ bù lấp đầy khoảng hở của cấu kiện mô hình + Mẫu khoan vữa - bê tông có liên kết (bám dính) sau khi khoan. Tuy nhiên liên kết (bám dính) vữa - bê tông bị phá hủy (tách riêng) khi có một số nguyên nhân khách quan tác động như: cầm mẫu quan sát, vận chuyển … + Lớp vữa có hiện tượng phân tầng (sa lắng) cốt liệu và có các bọt khí - Liên kết phía dưới (2 vị trí/mô hình): Liên kết vữa - bê tông tốt *b. Mô hình M5* - Liên kết phía trên vữa - bê tông: không liên kết, bề mặt vữa tiếp giáp có nhiều bọt khí. Trên bề mặt tiếp giáp bề tông nhìn rõ lớp sika duar 732 - Liên kết phía dưới vữa - bê tông: Liên kết chắc chắn
2	Xuyên qua các lớp bê tông - vữa - bê tông	*a. Mô hình M1, M2, M5:* - Mẫu khoan tại vị trí tiếp giáp vữa - bê tông phía trên không có liên kết - Liên kết vữa - bê tông phía dưới : M1 - đa số có liên kết (5/6 viên có liên kết); M2 - 2 viên có liên kết vữa - bê tông, 5 viên bị gãy tại vị trí liên kết; M5 - 2 viên bị gãy tại vị trí liên kết *b. Mô hình M3: Không thực hiện*
II	Cấu kiện bê tông thi công gián đoạn (đổ 2 lớp bê tông)	
1	Tại lớp tiếp giáp bê tông (theo phương vuông góc với hướng đổ bê tông)	Tiếp giáp giữa 2 lớp bê tông có liên kết tốt Bề mặt mẫu bê tông khoan có các bọt khí nhỏ, kích thước dưới 5mm Phần bê tông phía dưới có màu sắc sẫm màu hơn so với lớp bê tông phía trên
2	Xuyên qua các lớp bê tông - bê tông (theo phương song song với hướng đổ bê tông)	

3.3.2. Tính chất cơ lý mẫu khoan

Cường độ nén, cường độ liên kết (kéo dọc trục)…. Các mẫu thử đối với mô hình thi công đổ bù vữa không co không đảm bảo để tiến hành thí nghiệm. Vì vậy công tác thí nghiệm kiểm tra tính chất cơ lý của mẫu khoan tại vị trí tiếp giáp phía trên vữa - bê tông, bê tông - bê tông không thực hiện được. Kết quả kiểm tra bổ sung đối với các mẫu khoan của mô hình thí nghiệm trên mẫu thử liên kết phía dưới vữa - bê tông đối với mô hình thi công bằng vữa đổ bù và liên kết bê tông - bê tông mẫu bê tông gián đoạn.

Bảng 4. Tính chất cơ lý mẫu khoan phần tiếp giáp phía dưới vữa - bê tông

Chỉ tiêu thí nghiệm / Mô hình	Cường độ nén quy đổi sang mẫu lập phương tiêu chuẩn		Cường độ kéo dọc trục	
	Cường độ nén	Dạng phá hủy	Cường độ kéo	Vị trí phá hủy mẫu
M1	78,8 ÷ 85,1 MPa	Toàn bộ mẫu	0,4 ÷ 2,8 MPa	+ Tại vị trí tiếp giáp vữa - bê tông + Tại lớp bê tông
M2	83,7 MPa		2,5 MPa	Tại lớp bê tông
M4	64,2 ÷ 69,5 MPa		0,7 ÷ 1,3 MPa	Tại vị trí tiếp giáp bê tông - bê tông

Ghi chú:

- Mô hình M3 không khoan mẫu thí nghiệm kiểm tra, do chất lượng vữa không đảm bảo yêu cầu;

- Mô hình M5 mẫu khoan bị tách rời vữa - bê tông sau khi lấy mẫu ra khỏi mô hình, mẫu không đảm bảo để tiến hành thí nghiệm.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

4.1. Kết luận

- Kết quả siêu âm dự đoán khuyết tật bằng phương pháp phản xạ xung có độ chính xác cao. Tuy nhiên do hạn chế về việc hiển thị (phân biệt) khuyết tật, cần phải kết hợp với các thông tin về kết cấu kiểm tra như: bản vẽ thép, hiện trạng thi công ... để loại trừ các khuyết tật đã biết (thép, ống thoát khí ...).

- Kết quả siêu âm tại vùng tiếp giáp vữa - bê tông phía trên, tỷ lệ khuyết tật dự đoán đối với phương án thi công bơm vữa không co kết quả tương ứng lần lượt đối với các mô hình M1, M2, M5 là 5,26%, 7,23%, 2,32%. Kết quả đối với mô hình thi công bằng đổ bê tông gián đoạn là 0,64%.

- Vị trí tiếp giáp vữa - bê tông phía trên được liền khối bằng vữa không co, tuy nhiên liên kết có cường độ yếu và dễ bị bong tách riêng thành 2 lớp sau khi lấy ra khỏi cấu kiện. Do đó, mẫu thử không đảm bảo thực hiện thí nghiệm xác định tính chất cơ lý: cường độ nén, cường độ kéo dọc trục.

- Vị trí tiếp giáp vữa - bê tông phía dưới liên kết và không có khuyết tật.

- Tuy nhiên, liên kết (bám dính) vữa - bê tông của các mẫu lõi khoan bị phá hủy (tách rời) khi có một số nguyên nhân khách quan tác động như: Thao tác lấy mẫu ra khỏi cấu kiện sau khi khoan, cầm mẫu quan sát, vận chuyển …

- Cường độ nén mẫu khoan của mô hình thi công bằng vữa không co phần liên kết vữa - bê tông phía dưới cao hơn so với cường độ nén mẫu khoan của mô hình thi công bê tông gián đoạn.

- Cường độ kéo dọc trục mẫu khoan (trừ mẫu M1.1) của mô hình thi công bằng vữa không co phần liên kết phía dưới vữa - bê tông, nhìn chung cao hơn so với cường độ kéo dọc trục mẫu khoan của mô hình thi công bê tông gián đoạn.

- Các kết quả phân tích trên cho thấy, việc thi công theo phương pháp đổ bê tông gián đoạn cho kết quả tốt hơn so với phương pháp liền khối hóa bằng vữa không co.

4.2. Kiến nghị

- Phương pháp siêu âm UPE cho thấy việc ưu việt trong đánh giá, tìm kiếm khuyết tật trong bê tông cốt thép, tuy nhiên hiện nay để thuận tiện hơn trong công tác đánh giá, kiểm tra cần có công bố trong các tài liệu kỹ thuật của cơ quan chuyên môn cũng như tiêu chuẩn hóa.

- Do số lượng mẫu hạn chế trong quá trình lấy mẫu, các kết quả thí nghiệm này cũng chưa phản ánh được đầy đủ thực chất về các tính chất của liên kết khi thi công liền khối hóa.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] ACI 228.2R-13, *Report on Nondestructive TestMethods for Evaluation of Concrete in Structures*

[2] https://acs-international.com/product/a1020-mira-lite/

[3] https://saigonic.com/

[4] https://symetrics-ndt.com/

[5] Nguyễn Văn Thạnh, RDV 78-2018 "*Nghiên cứu ứng dụng bê tông cốt liệu đặt sẵn trong thi công liền khối hóa đầu cột, vách topdown*"

NGHIÊN CỨU ÁP DỤNG HỆ DÀN GIÁO TREO THI CÔNG DẦM CHUYỂN

RESEARCH AND APPLICATION OF HANGING SCAFFOLDING SYSTEM FOR TRANSFER BEAM CONSTRUCTION

KS. Hoàng Trọng Ngọc
Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: hoangngocibst@gmail.com

TÓM TẮT: Biện pháp thi công dầm chuyển bằng hệ dàn giáo treo là một trong những biện pháp thay thế biện pháp thi công dầm chuyển thông thường trong một số trường hợp biện pháp thi công thông thường không thể thực hiện hoặc thực hiện được nhưng không đảm bảo an toàn, tiến độ kéo dài, chi phí thi công lớn,... Bài báo sẽ giới thiệu, so sánh, nêu ra những ưu nhược điểm và đưa ra một số đề xuất về tính toán, cấu tạo cơ bản của giải pháp này.

TỪ KHÓA: Biện pháp thi công, dầm chuyển, dàn giáo treo.

ABTRACT: *Constructing transfer beams by hanging scaffolding system is an alternative to conventional one in the cases that the latter cannot be performed or that it can be done but with little safety, long progress and a high construction cost etc. The following article is going to give an introduction about the method, make some comparison with the traditional ones, point out the advantages and disadvantages, and make suggestions on calculation and basic structure of it.*

KEY WORDS: *Construction methods, transfer beams, hanging scaffolding system.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong những năm gần đây, các tòa nhà cao tầng, văn phòng, khách sạn và Trung tâm thương mại được triển khai mạnh mẽ ở các thành phố lớn đặc biệt ở Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh. Thông thường mặt bằng không lớn nên có công năng là sự kết hợp của nhiều dịch vụ khác nhau. Các khu dưới của tòa nhà thường được sử dụng làm bãi đậu xe, trung tâm thương mại, phòng họp, vườn treo hoặc các không gian mở cho những chức năng theo yêu cầu của chủ đầu tư, trong khi đó ở các tầng phía trên thường là các căn hộ và văn phòng với hệ kết cấu cột vách phân chia không gian sử dụng. Với cấu trúc không gian mở ở phía dưới và hệ kết cấu cột vách ở phía trên, đòi hỏi phải có một kết cấu chuyển vượt nhịp lớn giữa khu trên và khu dưới của tòa nhà. Vì vậy kết cấu chuyển bê tông cốt thép đang được sử dụng rộng rãi.

Dầm chuyển là cấu kiện chịu tải trọng lớn, do vậy kích thước và tải trọng bản thân của cấu kiện này lớn hơn nhiều so với kết cấu dầm sàn thông thường. Trong quá trình thi công, biện pháp thi công dầm chuyển được các nhà thầu và chủ đầu tư dự án đặc biệt chú trọng.

Biện pháp thi công dầm chuyển thông thường là sử dụng hệ thống ván khuôn giáo chống, hệ thống giáo chống được tính toán và bố trí nhiều tầng giáo liên tục đặt lên hệ dầm sàn của tầng dưới, đối với trường hợp đặc biệt có thể phải bố trí hệ giáo chống đặt từ mặt đất lên đến cao độ của dầm chuyển để đảm bảo an toàn.

Tuy nhiên trên thực tế, ở bên dưới hệ thống dầm chuyển không phải lúc nào cũng thuận lợi để nhà thầu lắp đặt hệ giáo chống, có thể kể đến như: hệ dầm sàn tầng dưới có thể có ramp dốc

được sử dụng làm lối lên xuống cho các phương tiện nên không thể chịu tải trọng lớn; lỗ mở thang bộ hoặc lỗ mở biện pháp không có hệ kết cấu dầm sàn; dầm chuyển nằm ở vị trí quá cao nên không thể bố trí hệ giáo chống đặt từ mặt đất lên đến cao độ của dầm chuyển. Do đó cần phải có biện pháp thi công khác với biện pháp thông thường mang tính khả thi để thi công an toàn hệ kết cấu dầm chuyển.

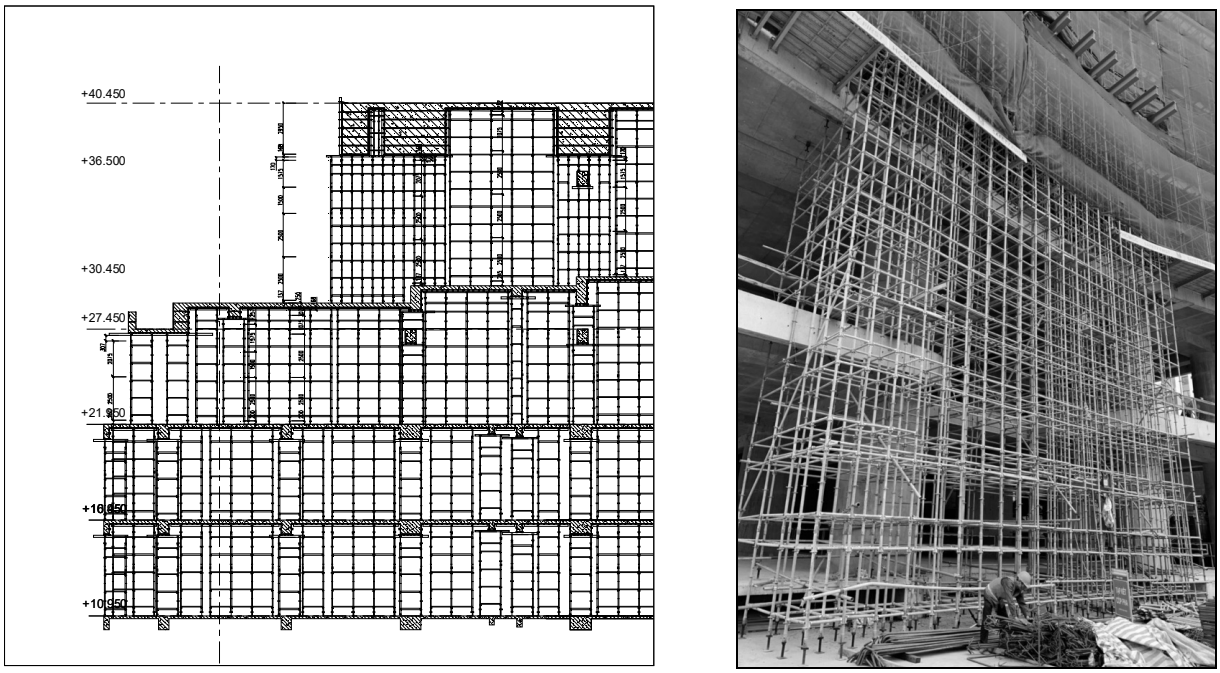
Trong phạm vi bài báo nghiên cứu khoa học trẻ, tác giả sẽ giới thiệu một trong các biện pháp thi công hệ kết cấu dầm chuyển có thể giải quyết được các vấn đề nêu trên: "Hệ dàn giáo treo thi công kết cấu dầm chuyển"

2. PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG DẦM CHUYỂN THÔNG THƯỜNG

2.1. Mô tả

Hiện nay, với những dầm chuyển thông thường, nhà thầu sẽ dùng hệ coffa bao gồm: ván phủ phim, hộp thép, ty thép và hệ giáo chống.

Hệ giáo chống được bố trí bao gồm nhiều tầng, chống lên hệ dầm sàn các tầng dưới để truyền tải trọng xuống hệ dầm sàn này. Số tầng giáo phụ thuộc vào tải trọng bản thân và tải trọng thi công, với nhiều dự án thì hệ giáo chống còn có thể được chống từ mặt đất lên để đảm bảo an toàn.



Hình 1. Hệ giáo chống dầm chuyển ở một dự án chung cư cao tầng

2.2. Đánh giá ưu, nhược điểm

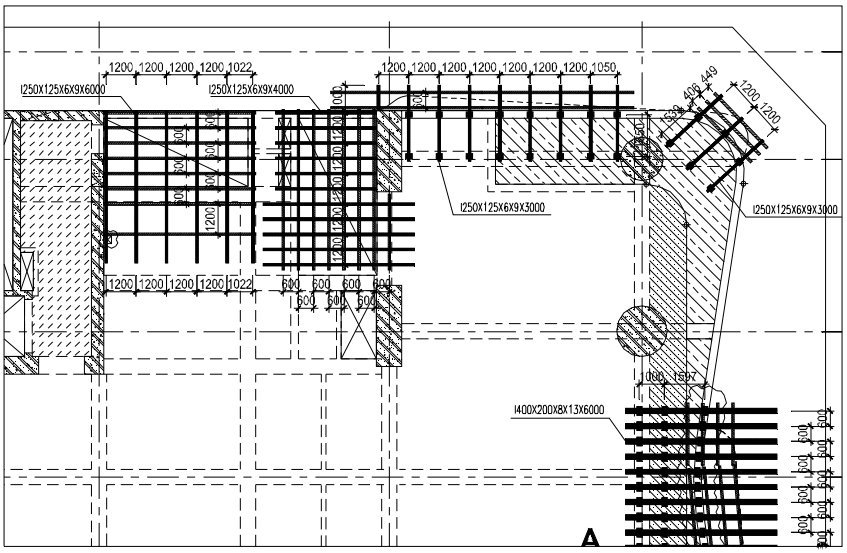
2.2.1. Ưu điểm

- Biện pháp được sử dụng nhiều và rộng rãi, công tác lắp dựng không khác nhiều so với thi công dầm sàn thông thường, do vậy nhà thầu không gặp nhiều khó khăn trong khi thi công và quản lý chất lượng thi công;

- Hệ coffa, giáo chống có sẵn tại công trường.

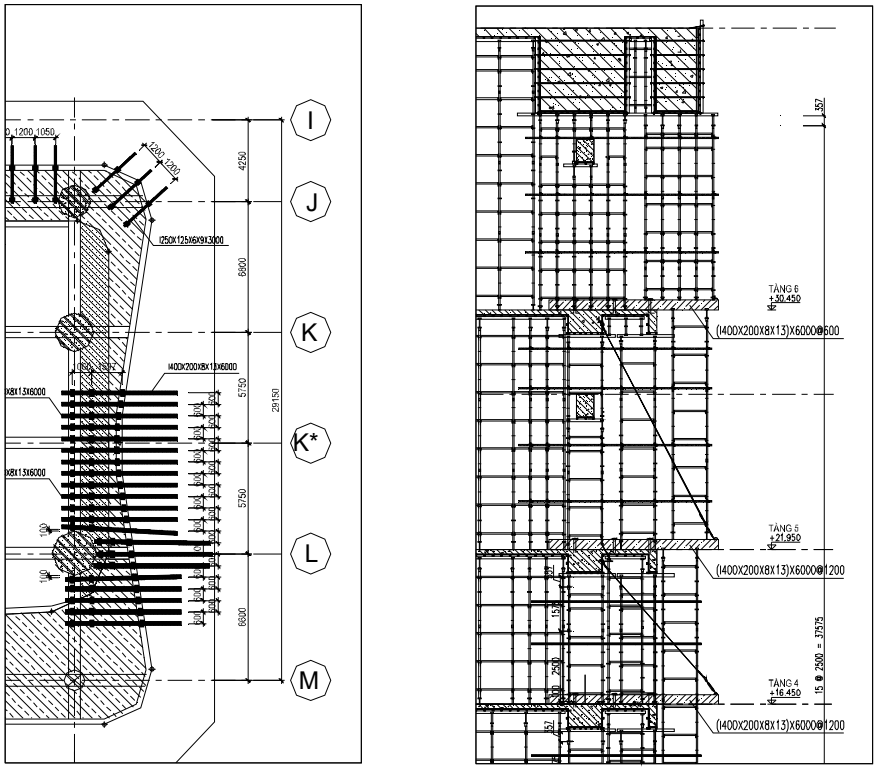
2.2.2. Nhược điểm

- Hệ dầm sàn tầng dưới có thể có ramp dốc được sử dụng làm lối lên xuống cho các phương tiện nên không thể chịu tải trọng lớn; lỗ mở thang bộ hoặc lỗ mở biện pháp không có hệ kết cấu dầm sàn. Để đặt được hệ giáo chống phải dùng các sàn biện pháp và phải phá dỡ sau khi thi công xong hoặc phải dùng các hệ I gác qua các lỗ mở này.



Hình 2. Sử dụng thép hình gác qua lỗ mở để đặt chân giáo

- Những vị trí dầm chuyển đua ra so với sàn dưới phải chống giáo từ mặt đất lên hoặc sử dụng thép hình I và cáp.



Hình 3. Vị trí dầm chuyển đua ra so với sàn dưới phải sử dụng I và cáp

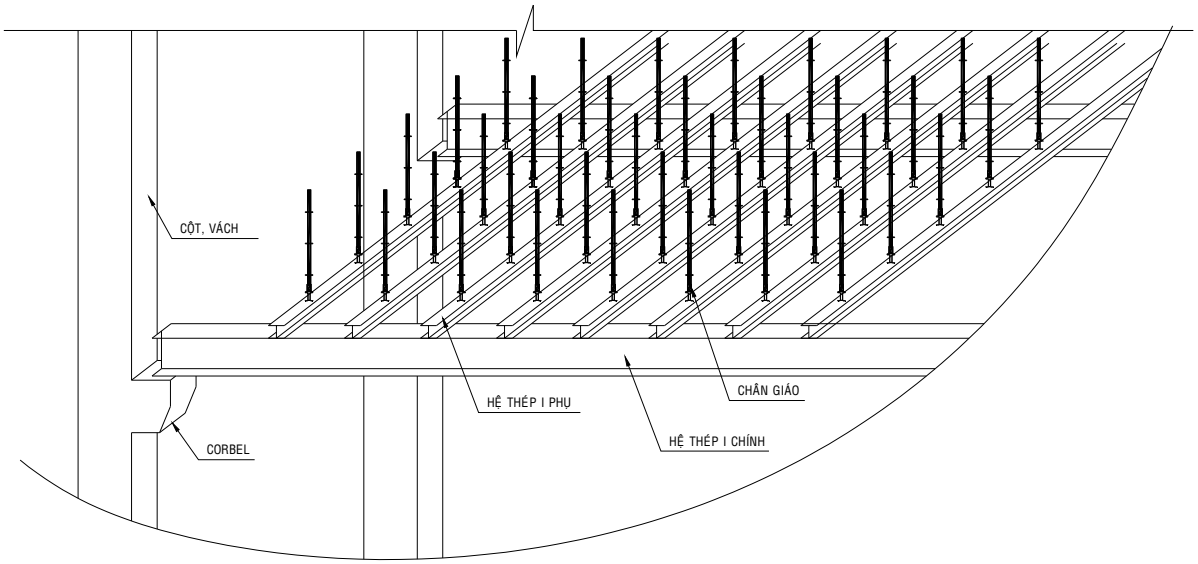
- Dầm chuyển nằm ở vị trí cao so với mặt đất, việc chống giáo từ mặt đất lên là không khả thi, do số lượng giáo chống lớn, chiều cao lớn gây mất ổn định hệ thống giáo.

- Số lượng giáo chống sử dụng rất lớn, do vậy gặp khó khăn khi luân chuyển giáo chống dẫn tới tiến độ dự án có thể bị kéo dài;

3. NGHIÊN CỨU ÁP DỤNG BIỆN PHÁP GIÁO TREO

3.1. Mô tả

Thông thường, hệ cột, vách đỡ dầm chuyển sẽ phải chịu tải trọng lớn, do vậy tiết diện hệ cột, vách sẽ phải có tiết diện tương ứng để đủ khả năng chịu lực. Tận dụng vào lợi thế này, ý tưởng sử dụng hệ cột, vách kết hợp các corbel được bố trí sẵn làm điểm tựa cho một hệ kết cấu được gia công, lắp đặt lên. Sau đó hệ kết cấu này sẽ có tác dụng để đỡ các chân giáo chống từ hệ coffa dầm chuyển.



Hình 4. Minh họa biện pháp dàn giáo treo

3.2. Cấu tạo

3.2.1. Corbel

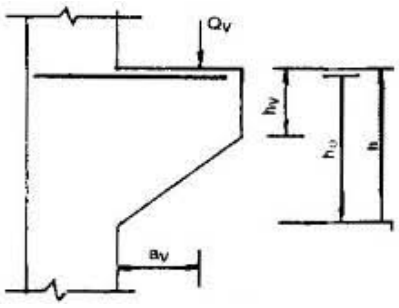
Corbel có vai trò là vai cột - là điểm tựa cho hệ kết cấu chính.

Trong thực tế, corbel được cấu tạo bằng bê tông cốt thép, thép hình,…

a. Corbel bê tông cốt thép:

Được thi công cùng với bê tông cột, vách; thép của corbel được đặt chờ sẵn trong cột.

Do corbel bằng bê tông cốt thép liền với cột khó phá dỡ nên loại corbel này được ưu tiên sử dụng khi không ảnh hưởng đến kiến trúc và công năng của công trình sau này.

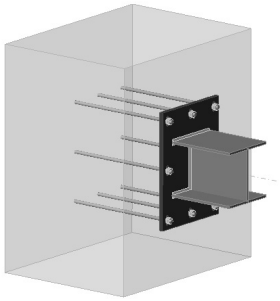


Hình 5. Corbel bê tông cốt thép

b. Corbel thép hình

Được liên kết với cột thông qua các bu lông neo đặt chờ sẵn trong cột.

Do corbel bằng thép hình có thể tháo lắp sau khi thi công xong hệ dầm chuyển, do đó được sử dụng trong trường hợp bắt buộc phải tháo dỡ corbel khi đưa công trình vào sử dụng.



Hình 6. Corbel thép hình

3.2.2. Hệ kết cấu chính, phụ

Hệ kết cấu chính, phụ là hệ được gia công lắp đặt trên hệ corbel có vai trò là điểm tựa để các chân giáo chống lên.

Trong thực tế, hệ kết cấu này có thể được cấu tạo bằng thép hình, dàn thép,…

a. Hệ kết cấu chính, phụ bằng thép hình

Là loại kết cấu thường được sử dụng do gia công, lắp đặt đơn giản, đáp ứng được tải trọng của hệ dầm chuyển thông thường.

b. Hệ kết cấu chính, phụ bằng dàn thép

Được sử dụng khi các điểm đặt corbel cách xa nhau, có khẩu độ lớn, do đó hệ thép hình không đảm bảo khả năng chịu tải. Hệ kết cấu chính, phụ bằng dàn thép ít được sử dụng do gia công, lắp đặt khá phức tạp, chi phí thi công lớn.

3.2.3. Ván khuôn

Hệ ván khuôn được sử dụng như các biện pháp thông thường, được kiểm tra để đảm bảo tải trọng bản thân và tải trọng thi công dầm chuyển.

3.3. Tính toán

Hệ dàn giáo treo được mô hình tính toán bởi các chương trình hỗ trợ tính toán kết cấu.

Mô hình bao gồm hệ cột vách, hệ kết cấu chính, phụ; tải trọng được tính toán theo từng chân giáo và đặt vào hệ kết cấu chính, phụ.

3.3.1. Tải trọng

a. Tải trọng bản thân

Tải trọng bản thân bao gồm tải trọng của bê tông; hệ ván khuôn; giáo chống; hệ kết cấu chính, phụ,…

b. Hoạt tải thi công

Hoạt tải thi công bao gồm tải trọng của người, máy móc thi công; tải trọng đổ bê tông; tải trọng đầm bê tông;…

3.3.2. Sơ đồ tính

Mô hình tính toán bao gồm:

a. Hệ cột, vách: được mô hình chính xác với bản vẽ thiết kế của công trình. Hệ cột vách sẽ được tính toán và kiểm tra lại với tải trọng trong quá trình thi công. Sơ đồ tính của cột là một đầu ngàm và một đầu tự do, do vậy chiều dài tính toán của cột cũng thay đổi so với thiết kế ban đầu. Trong trường hợp cột không đảm bảo khả năng chịu lực cần phải có biện pháp gia cường.

b. Corbel: được mô hình là một cấu kiện consol ngàm vào cột.

Với corbel bê tông cốt thép, sẽ được kiểm tra theo bài toán consol ngắn. Tiết diện corbel và bố trí cốt thép phù hợp theo nội lực được xuất ra từ mô hình tính.

Với corbel thép hình sẽ được kiểm tra tương tự theo bài toán vai cột. Bu lông neo, mối hàn, bản mã và tiết diện corbel được tính toán tương ứng với nội lực được xuất ra từ mô hình tính.

c. Hệ kết cấu chính phụ: được mô hình theo bản vẽ thiết kế biện pháp thi công.

Với hệ kết cấu chính, phụ là thép hình sẽ được kiểm tra theo bài toán cấu kiện chịu uốn với tải trọng phân bố là các chân giáo đặt lên hệ này.

d. Chân giáo: chân giáo được mô hình là các điểm (joint) có tải trọng tập trung bao gồm tải trọng bản thân và tải trọng thi công được dồn tải theo diện tích chịu tải của chân giáo.

3.4. Đánh giá ưu, nhược điểm

3.4.1. Ưu điểm

- Là biện pháp có thể thay thế biện pháp thi công thông thường trong trường hợp: hệ dầm sàn tầng dưới có thể có ramp dốc được sử dụng làm lối lên xuống cho các phương tiện nên không thể chịu tải trọng lớn; lỗ mở thang bộ hoặc lỗ mở biện pháp không có hệ kết cấu dầm sàn; dầm chuyển nằm ở vị trí cao so với mặt đất, việc chống giáo từ mặt đất lên là không khả thi; những vị trí dầm chuyển đua ra so với sàn dưới.

- Tận dụng được khả năng chịu tải trọng lớn của cột, vách đỡ dầm chuyển được thiết kế ban đầu.

- Sử dụng ít giáo chống do vậy nhà thầu có thể dễ dàng luân chuyển giáo chống phục vụ các khu vực thi công khác, đẩy nhanh tiến độ chung của dự án.

- Hệ dàn giáo treo bố trí sát với hệ dầm chuyển do vậy tính ổn định của hệ giáo chống tăng lên, không cần bố trí nhiều hệ giằng ngang, giằng chéo.

3.4.2. Nhược điểm

- Biện pháp dàn giáo treo còn khá mới với một số nhà thầu; do vậy nhà thầu gặp nhiều khó khăn trong khi thi công và quản lý chất lượng thi công.

- Corbel bê tông cốt thép sẽ không sử dụng được trong trường hợp ảnh hưởng đến công năng của công trình.

- Corbel và hệ kết cấu chính, phụ không có sẵn cần phải gia công, lắp đặt. Điều kiện lắp đặt ở trên cao nên gặp một số khó khăn.

4. CÔNG TRÌNH CỤ THỂ

4.1. Mô tả công trình

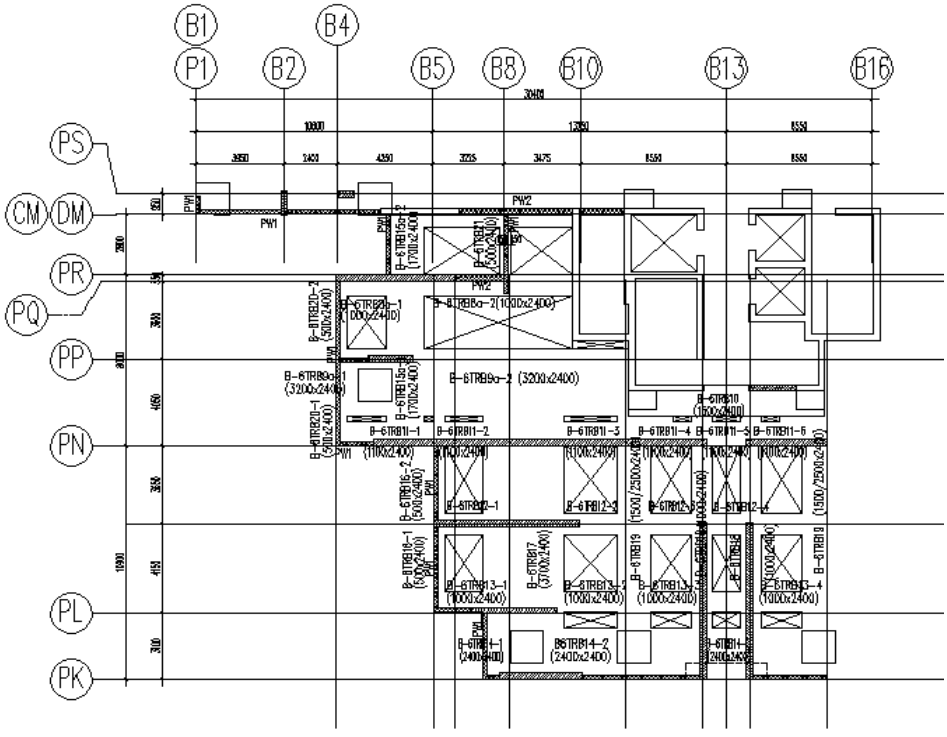
Công trình được xây dựng tại Hà Nội, có chiều cao từ 27-35 tầng, với công năng các tầng khối đế là khu thương mại, siêu thị, nhà hàng, các tầng trên là căn hộ chung cư do vậy cần sử dụng hệ dầm chuyển tại tầng 5 và tầng 6 để chuyển hệ cột thành hệ vách phù hợp với việc bố trí các căn hộ [1].

Hệ thống dầm chuyển của dự án này được phân ra làm 3 khu vực: Khu vực dầm chuyển sàn tầng 5, khu vực dầm chuyển sàn tầng 6 và khu vực dầm chuyển tầng 6 tại vị trí đường dốc [2, 3].

Khu vực dầm chuyển sàn tầng 5 và tầng 6 không vướng đường dốc ở các tầng dưới, dầm chuyển được thi công theo phương pháp thông thường, tuy nhiên tại khu vực có đường dốc việc chống giáo là không khả thi, nhà thầu đã áp dụng biện pháp dàn giáo treo để thi công dầm chuyển [2, 3].

4.2. Biện pháp dàn giáo treo

Hệ thống dầm chuyển khu vực đường dốc sàn tầng 6 được bố trí tại cốt sàn tầng 6 (cốt +28,55 m). Chiều rộng của dầm chuyển từ 500 đến 3900 mm, chiều cao dầm 2400 mm. Hệ thống dầm chuyển này được sử dụng để dỡ kết cấu bên trên (21 tầng bên trên) thông qua các vách bê tông cốt thép cấy trên dầm. Các kết cấu cột đỡ dầm có tiết diện vuông 1500mm, bước cột lớn nhất là 12800mm. Bên dưới dầm chuyển là các ramp dốc được sử dụng làm lối lên xuống cho các phương tiện nên không thể chịu tải trọng lớn. Chi tiết mặt bằng kết cấu dầm chuyển tầng 6 khu vực đường dốc xem hình sau:



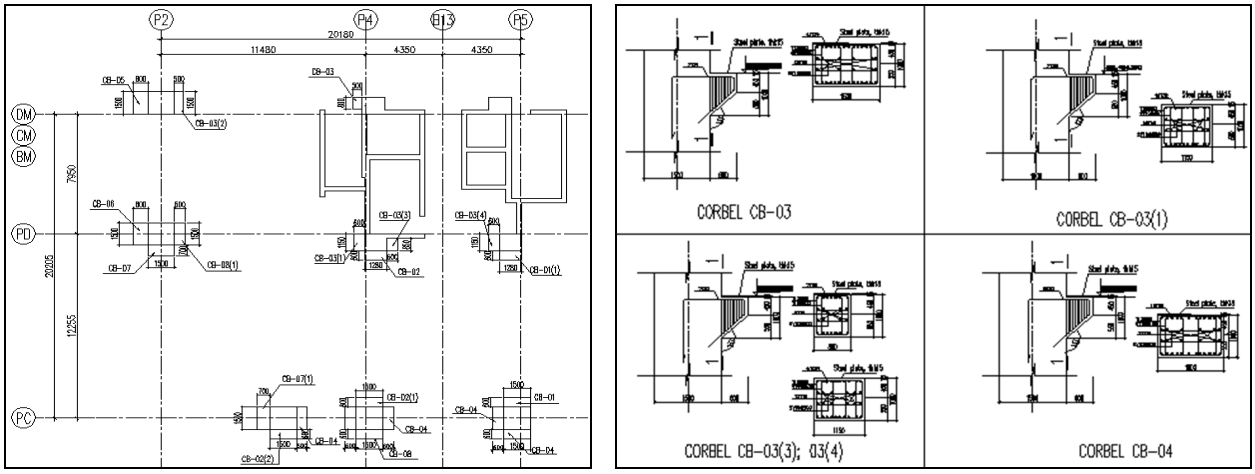
Hình 7. Mặt bằng dầm chuyển tầng 6 - Khu vực đường dốc [3]

Giải pháp thi công được lựa chọn là đổ bê tông dầm liên tục trong một lần. Biện pháp thi công được lựa chọn là sử dụng hệ thống dầm thép chính - phụ để đỡ ván khuôn dầm. Các dầm chính được bố trí gối trên các Corbel bố trí sẵn trên cột, các dầm phụ đặt trên dầm chính. Bên trên các dầm phụ bố trí các xà gồ thép hộp để chia nhỏ nhịp của ván khuôn dầm.

4.3. Chi tiết biện pháp thi công

4.3.1. Corbel

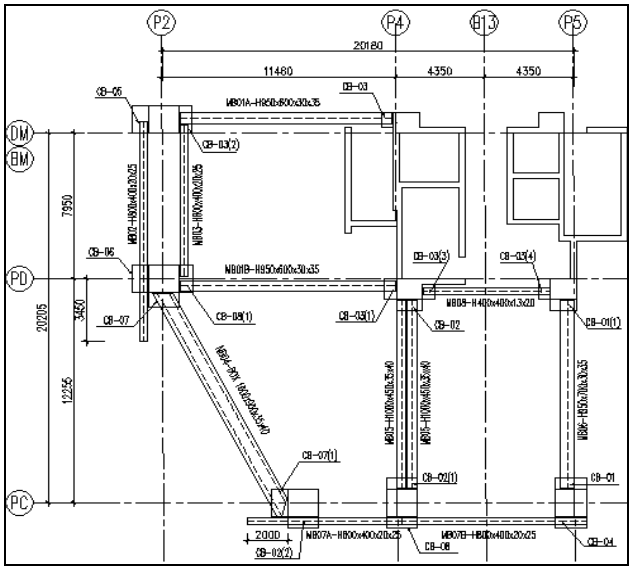
Các Corbel được thiết kế và thi công liền với cột tầng 5. Vị trí và chi tiết cấu tạo Corbel xem các hình dưới đây:



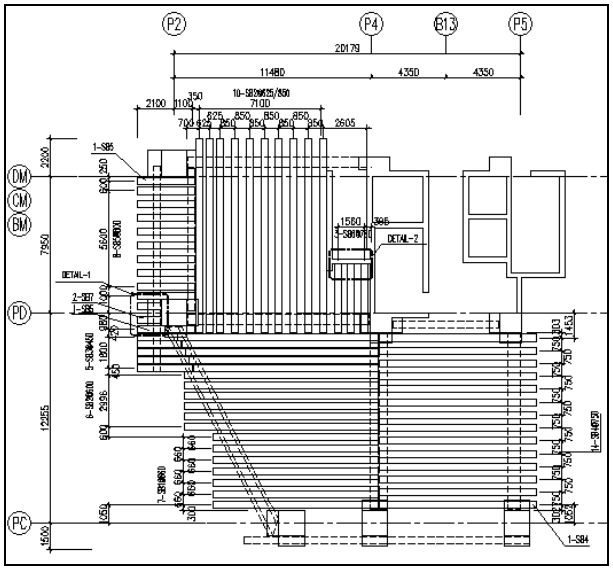
Hình 8. Mặt bằng bố trí và chi tiết cấu tạo Corbel [3]

4.3.2. Hệ đỡ chính, phụ

Mặt bằng bố trí hệ dầm chính, dầm phụ như hình dưới đây:

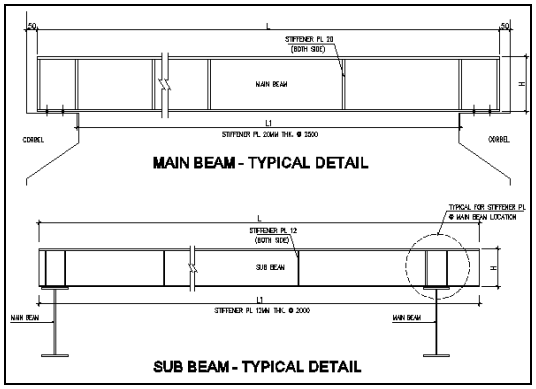


Hình 9. Mặt bằng bố trí dầm chính [3]

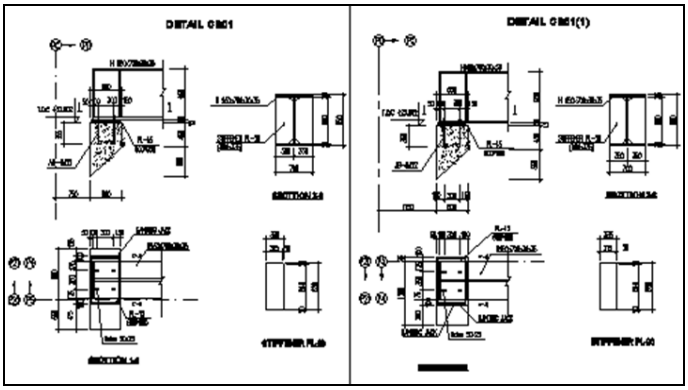


Hình 10. Mặt bằng bố trí dầm phụ [3]

Chi tiết dầm chính, dầm phụ như hình dưới đây:



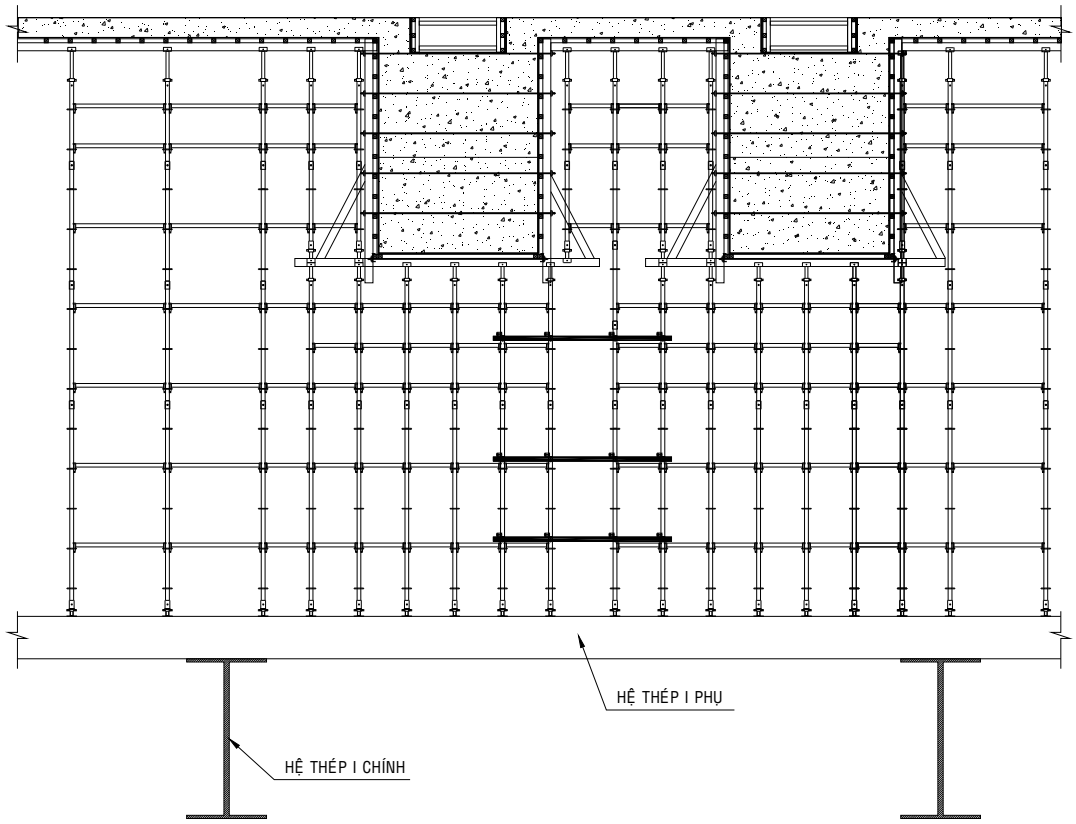
Hình 11. Chi tiết dầm chính, dầm phụ [3]



Hình 12. Chi tiết dầm chính liên kết với corbel [3]

4.3.3. Ván khuôn

Hệ ván khuôn bao gồm: ván phủ phim, hộp thép 50x100mm, hộp thép 50x50mm, ty thép, thanh chống xiên, hệ giằng,…



Hình 13. Mặt cắt ván khuôn, giáo chống điển hình

4.4. Tính toán

Với giải pháp trên, tải trọng trong quá trình thi công sẽ được chuyền theo thứ tự: từ bề mặt ván khuôn dầm → xà gồ → dầm phụ → dầm chính → corbel → cột. Vì thế, các cấu kiện dầm thép, Corbel cần phải được tính toán và kiểm tra kỹ lưỡng.

4.4.1. Tải trọng

a. Tải trọng bản thân:

Bảng 1. Tải trọng bản thân tác dụng lên hệ dàn giáo [4, 5]

STT	Loại tải trọng	Tải trọng	Hệ số vượt tải	Kích thước (m)	Tải trọng tác dụng lên sàn (T/m^2)	
				Dầm chuyển	ps_{tc}	ps_{tt}
1	Bê tông (T/m^3)	2.5	1.15	*Chiều cao*	6.000	6.900
2	Coffa + xà gồ (T/m^2)	0.15	1.1	2.4	0.150	0.165
Tổng					6.150	7.065

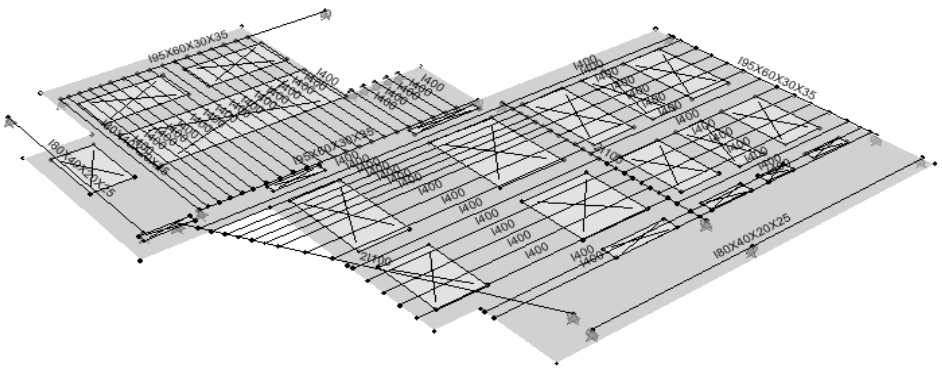
b. Hoạt tải thi công:

Bảng 2. Hoạt tải thi công tác dụng lên hệ dàn giáo [4, 5]

STT	Loại tải trọng	Tải trọng	Hệ số vượt tải	Tải trọng tác dụng lên sàn (T/m^2)	
				ps_{tc}	ps_{tt}
1	Đổ bê tông	0.4	1.3	0.400	0.520
2	Người và dụng cụ thi công	0.25	1.3	0.250	0.325
3	Đầm bê tông	0.2	1.3	0.200	0.260
Tổng				0.650	0.845

4.4.2. Sơ đồ tính

Công tác tính toán kiểm tra được thực hiện bằng phần mềm phân tích kết cấu Etabs thông qua việc lập mô hình tính để xác định nội lực các cấu kiện. Trong mô hình tính, các dầm chính được khai báo là các dầm đơn giản liên kết khớp tại các corbel. Các dầm phụ được khai báo dưới dạng phần từ thanh liên kết khớp các vị trí giao dầm chính. Corbel được tính toán thiết kế cốt thép dọc, cốt ngang dựa vào phản lực liên kết thu được từ sơ đồ tính.

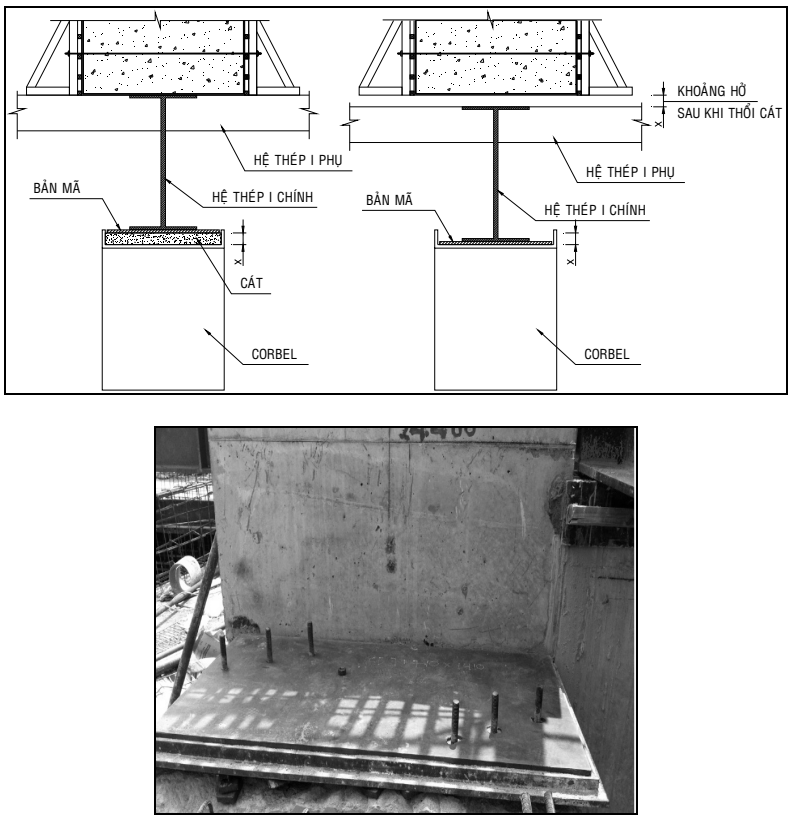


Hình 14. Mô hình tính toán kiểm tra hệ dầm thép [4, 5]

4.5. Một số đề xuất khi áp dụng biện pháp dàn giáo treo

- Để rút ngắn thời gian bê tông cột đạt cường độ để gia công, lắp dựng corbel, nên sử dụng bê tông nhanh đạt cường độ như G5, G7.

- Trong trường hợp đặc biệt, không gian tầng dưới ở vị trí dầm chuyển không đủ để bố trí chuồng giáo. Ván khuôn được đặt trực tiếp lên hệ chính phụ. Để đảm bảo dễ dàng cho việc tháo dỡ hệ thống dầm thép sau khi thi công, tại vị trí liên kết giữa dầm thép vào corbel được bố trí thêm gối đệm bằng các hộp cát. Trước khi tháo dỡ hệ kết cấu thép, nhà thầu dùng vòi xịt nước áp lực cao để thổi trôi cát, bản mã và kết cấu thép sẽ được hạ xuống, tạo ra không gian để có thể tháo hệ này ra khỏi corbel. Chi tiết cấu tạo gối đệm cát xem hình dưới đây:



Hình 15. Chi tiết cấu tạo hộp cát [2, 3]

- Do tiết diện dầm chuyển tiếp lớn, lượng bê tông của từng dầm đơn lẻ rất lớn, hơn nữa tầng chuyển tiếp được thi công vào đúng lúc nhiệt độ địa phương tại Việt Nam rất cao nên phải xem xét đến hiệu ứng nhiệt của bê tông. Vì thế, khi đổ bê tông dầm tầng chuyển tiếp, yêu cầu trước tiên cần thêm đá lạnh vào bê tông, cát và đá phải qua xử lý hạ nhiệt. Yêu cầu nhiệt độ của bê tông khi đổ vào cốp pha nhỏ hơn 32°C [6].

5. KẾT LUẬN

- Biện pháp dàn giáo treo là biện pháp có thể thay thế biện pháp thi công dầm chuyển thông thường đặc biệt là các vị trí dầm chuyển nằm trên ramp dốc, lỗ mở thang bộ và lỗ mở thi công hoặc một số khu vực đặc biệt khác Trên thực tế, biện pháp này đã được áp dụng ở nhiều dự án.

- Biện pháp dàn giáo treo cần được lập sơ đồ tính, khai báo đầy đủ và chi tiết các thông số đầu vào. Các cấu kiện corbel, hệ chính, phụ phải được tính toán kỹ càng. Hệ cột, vách cần được tính toán lại với tải trọng trong quá trình thi công, trong trường hợp không đảm bảo phải có phương án gia cường.

- Các cấu kiện phải được thiết kế và cấu tạo tuân thủ theo tiêu chuẩn hiện hành.

- Trong quá trình áp dụng phương pháp này, cần lưu ý một số đề xuất được nêu trong mục 4.5 của bài báo nhằm đẩy nhanh tiến độ cũng như dễ dàng trong việc tháo dỡ coffa và hệ dàn giáo treo.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Hồ sơ thiết kế kỹ thuật dự án: Mulberry Lane Hà Nội do Công ty ThamWong (VN) lập

[2] Biện pháp thi công tầng 5 dự án: Mulberry Lane Hà Nội do Công ty Cổ phần Xây dựng Công trình Trung Quốc (CSCEC) lập

[3] Biện pháp thi công tầng 6 dự án: Mulberry Lane Hà Nội do Công ty Cổ phần Xây dựng Công trình Trung Quốc (CSCEC) lập

[4] Phụ lục tính toán biện pháp thi công dầm chuyển tầng 5 dự án: Mulberry Lane Hà Nội do nhóm chuyên gia Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng và Công ty Cổ phần Xây dựng Công trình Trung Quốc (CSCEC) lập

[5] Phụ lục tính toán biện pháp thi công dầm chuyển tầng 6 dự án: Mulberry Lane Hà Nội do nhóm chuyên gia Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng và Công ty Cổ phần Xây dựng Công trình Trung Quốc (CSCEC) lập

[6] TCXDVN 3971: 2007 Bê tông - Yêu cầu dưỡng ẩm tự nhiên

ĐÁNH GIÁ THỰC TRẠNG, NGHIÊN CỨU ĐỀ XUẤT QUY TRÌNH KIỂM SOÁT CÔNG TÁC LẬP VÀ KIỂM TRA BIỆN PHÁP THI CÔNG

EVALUATION OF THE CURRENT STATUS, RESEARCH, AND PROPOSE THE CONTROLLING PROCEDURE FOR THE MAKING AND CHECKING THE CONSTRUCTION METHOD STATEMENT

ThS. KS. Nguyễn Bá Kiên[1], KS. Lại Tiến Phong[2]
[1,2]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: kiendhxd@gmail.com, phong.laitien91@gmail.com

TÓM TẮT: Bài báo đưa ra một số đánh giá liên quan đến thực trạng của việc kiểm soát biện pháp thi công. Cùng với việc đề xuất quy trình lập và kiểm tra biện pháp thi công nhằm hạn chế rủi ro tối đa, đảm bảo an toàn cho người làm việc và kết cấu công trình.

TỪ KHÓA: Biện pháp thi công, an toàn.

ABSTRACTS: *The article shows some assessments related to the current status of construction method control. Along with proposing the process for making and checking construction method statements to minimize risks, ensure safety for workers and structural systems.*

KEYWORDS: *Method statement, safety.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Ngày nay, Lập biện pháp thi công cho mỗi gói thầu trước khi thi công là yêu cầu bắt buộc của hầu hết các dự án xây dựng với mục đích kiểm soát được kế hoạch huy động nhân lực - thiết bị thi công, kiểm soát được tiến độ - chất lượng - chi phí thi công và kiểm soát được việc đảm bảo an toàn trong quá trình thi công, dự kiến sự cố và cách xử lý.

Trong các vấn đề trên, yếu tố đảm bảo an toàn cho người, thiết bị làm việc và kết cấu công trình luôn được các chủ đầu tư, đặc biệt các chủ đầu tư đến từ nước ngoài, đặt lên hàng đầu.

Thực tế cho thấy tại nhiều công trình xây dựng vẫn còn tồn tại rất nhiều các sự cố liên quan tới biện pháp thi công được duyệt chưa đảm bảo yêu cầu kỹ thuật như:

- Sập giàn giáo dầm, sàn do một số nguyên nhân như hệ giàn giáo không đủ khả năng chịu tải, quy trình thi công chưa đảm bảo yêu cầu kỹ thuật (Ví dụ: đổ bê tông từ ngoài vào trong, đổ bê tông tập trung tại 1 vị trí..);

- Nứt, võng dầm sàn bê tông do một số nguyên nhân hệ chống đỡ không đủ khả năng chịu lực, khoảng cách hệ giáo chống tính toán không đảm bảo yêu cầu hoặc số tầng giáo chống liên tiếp không đủ;

- Thủng tường vây, gẫy tường vây do một số nguyên nhân như thiết kế biện pháp thi công không đủ khả năng chịu lực, phương án đào đất không đảm bảo, nền đặt tường dẫn không được gia cố đảm bảo độ chặt, ống đổ không đảm bảo chiều sâu ngậm trong bê tông;

- Đổ tường rào, tường bao quanh tòa nhà do một số nguyên nhân như biện pháp liên kết tường và cột không đảm bảo, chiều cao tường xây trong 1 đợt xây quá lớn;

- Sập giàn giáo bao che quanh tòa nhà do một số nguyên nhân như tính toán không đảm bảo; lựa chọn hệ số an toàn của dây cáp chưa đủ, chưa siết chặt các bulong liên kết, không kiểm tra các vị trí neo giữ của hệ giáo với công trình, không có biện pháp gia cố giàn giáo…;

- Ngã trên cao do thiếu phương tiện an toàn, lan can, dây cứu sinh do một số nguyên nhân như không tuân thủ quy trình an toàn, không có đai an toàn, dây cứu sinh, không kiểm tra thường xuyên sự chắc chắn của hành lang, lan can trên cao...;

- Điện giật do rò rỉ điện bởi một số nguyên nhân như không có hệ thống aptomat chống giật, không treo dây điện lên cao, không bọc dây diện theo đúng yêu cầu;

- Đổ cẩu tháp, cẩu giàn do một số nguyên nhân như không tuân thủ quy trình an toàn khi cẩu vật tư (quá tải), thi công trong điều kiện không đảm bảo (gió bão), không kiểm tra nền đường khi di chuyển;

- Sạt lở mái đào gây hậu quả nghiệm trọng do một số nguyên nhân như không đảm bảo điều kiện thoát nước, tập kết vật tư trên đỉnh mái đào quá điều kiện cho phép, điều kiện tự nhiên bất khả kháng (mưa to, lũ ống), độ đốc mái đào không tuân thủ yêu cầu kỹ thuật.

Do đó, bài báo đưa ra một số đánh giá liên quan đến thực trạng của việc kiểm soát biện pháp thi công. Cùng với việc đề xuất quy trình lập và kiểm tra biện pháp thi công nhằm hạn chế rủi ro tối đa, đảm bảo an toàn cho người làm việc và kết cấu công trình.

Bài báo đưa ra một số ví dụ điển hình về các biện pháp thi công tiêu biểu đã được áp dụng cho một số công trình lớn, trọng điểm như trung tâm thương mại Lotte Mall Hà Nội, Bệnh viện Đa khoa An Sinh Phúc Trường Minh…

2. ĐỀ XUẤT CẤU TRÚC CỦA BIỆN PHÁP THI CÔNG, VÀ QUY TRÌNH LẬP VÀ KIỂM TRA BIỆN PHÁP THI CÔNG

Đề xuất cấu trúc và quy trình lập kiểm tra biện pháp thi công dựa trên các nguyên tắc cơ bản trong TCVN 4252:2012.

2.1. Đề xuất cấu trúc của biện pháp thi công

- Phần 1: Tổng hợp các căn cứ để lập biện pháp thi công;
- Phần 2: Giải pháp thi công và phạm vi áp dụng;
- Phần 3: Mô hình hóa, số liệu đầu vào và diễn giải kết quả;
- Phần 4: Tiến độ, nhân lực thi công;
- Phần 5: Quy trình thực hiện;
- Phần 6: Kiểm soát đảm bảo chất lượng;
- Phần 7: Dự kiến sự cố và cách xử lý ;
- Phần 8: Kiểm soát đảm bảo an toàn lao động;

2.2. Đề xuất quy trình lập và kiểm tra biện pháp thi công

2.2.1. Bước 1: Chuẩn bị đầy đủ các tài liệu cần thiết

- Chủ đầu tư cần cung cấp cho tư vấn giám sát (Nếu có) và nhà thầu thi công các tài liệu:

+ Bản vẽ thiết kế, chỉ dẫn kỹ thuật được thẩm duyệt bởi cơ quan chức năng;

+ Thuyết minh tính toán kết cấu (Nếu cần);

+ Danh mục tiêu chuẩn áp dụng;

+ Tiến độ thi công tổng thể đã được CDT chấp thuận;

+ Phạm vi công việc, điều kiện hợp đồng của từng nhà thầu;

+ Phương án đấu nối phục vụ thi công;

…

- Nhà thầu cần thu thập các tài liệu, thông tin sau:

+ Luật, Nghị định, Thông tư, Tiêu chuẩn và các văn bản quy phạm pháp luật liên quan hiện hành;

+ Các số liệu tải trọng sẽ sử dụng trong tính toán biện pháp thi công;

+ Các thông tin về nguồn lực hiện có và tại địa phương hoặc nhập khẩu;

+ Các thông tin về số liệu địa chất, địa hình, khí hậu, điều kiện giao thông và tập quán sinh hoạt đặc thù tại địa phương;

…

2.2.2. Bước 2: Lập biện pháp thi công

Trong biện pháp thi công nhà thầu cần thể hiện đầy đủ các thành phần từ phần 2 tới phần 7 mục 2.1.

2.2.3. Bước 3: Thẩm tra biện pháp thi công bởi đơn vị độc lập (nếu cần)

Một số biện pháp thi công có yêu cầu nghiêm ngặt về an toàn lao động hoặc có nguy cơ ảnh hưởng tới an toàn của các công trình lân cận thì cần được thẩm định, thẩm tra bởi một tổ chức độc lập, có năng lực phù hợp.

Với công trình xây dựng tại TP Hồ Chí Minh thì cần được thẩm tra biện pháp thi công phần ngầm theo quy định tại mục 1 điều 5 Quyết định số 44/2016/UBND của Thành phố Hồ Chí Minh ngày 05/11/2016.

Với công trình xây dựng tại TP Hà Nội thì cần được thẩm tra biện pháp thi công công tác phá dỡ, các công việc có yêu cầu đặc biệt, có kỹ thuật phức tạp, xây dựng công trình nhà cao tầng có tầng hầm và xây dựng các công trình có nguy cơ tiềm ẩn làm ảnh hưởng đến các công trình lân cận khác theo quy định tại mục 1 điều 6 và mục 7 Điều 8 Quyết định số 29/2015/QĐ-UBND của Thành phố Hà Nội ngày 09/10/2015.

2.2.4. Bước 4: Thẩm tra, kiểm tra biện pháp thi công

Các biện pháp thi công sau khi được nhà thầu lập cần phải được xem xét bởi các bộ phận chuyên môn của chủ đầu tư trước khi được phê duyệt. Với các biện pháp thi công có các yêu cầu kỹ thuật cao, Chủ đầu tư có thể yêu cầu nhà thầu thi công thực nghiệm mẫu biện pháp thi công tại hiện trường trước khi đồng ý phê duyệt triển khai.

2.2.5. Bước 5: Chủ đầu tư, Tư vấn giám sát phê duyệt biện pháp thi công

Sau khi kiểm tra và đánh giá biện pháp thi công có tính khả thi cao, đáp ứng đầy đủ các yêu cầu mà chủ đầu tư đã đặt ra và phù hợp với các quy định, nghị định và thông tư nhà nước hiện hành. Chủ đầu tư, tư vấn giám sát tiến hành phê duyệt biện pháp thi công và đồng ý cho phép nhà thầu triển khai biện pháp thi công.

3. MỘT SỐ NỘI DUNG CẦN ĐẶC BIỆT CHÚ Ý KHI LẬP VÀ KIỂM TRA BIỆN PHÁP THI CÔNG

3.1. Kiểm tra hệ thống văn bản tham chiếu

Khi kiểm tra mỗi biện pháp thi công cần tiến hành kiểm tra kỹ các văn bản tham chiếu đến đặc biệt là hệ thống tiêu chuẩn kĩ thuật áp dụng. (trong nước với nước ngoài; cũ với mới)

Các quy chuẩn, tiêu chuẩn đã hết hiệu lực cần được thay thế bằng các văn bản còn hiệu lực mới nhất.

3.2. Kiểm tra giải pháp thi công và phạm vi áp dụng

Giải pháp thi công được trình bày trong biện pháp thi công phải tuân theo các nguồn lực có sẵn và phổ biến, đảm bảo khả năng có thể thay thế được khi triển khai thi công.

Phạm vi áp dụng biện pháp thi công phải theo các dạng kết cấu đồng dạng, tuân thủ quy định của bản vẽ thiết kế.

3.3. Kiểm soát phương án mô hình, giải pháp thi công

Sau khi đã chọn lựa phương án, giải pháp triển khai biện pháp thi công thì cần phải tiến triển khai biện pháp thi công được chọn qua bản vẽ hoặc mô hình thực tế thu nhỏ hoặc mô hình trong phần mềm tính toán để kiểm chứng tính đúng đắn của giải pháp thi công. Một số điểm cần chú ý:

- Thể hiện biện pháp thi công qua bản vẽ hoặc mô hình thực tế thu nhỏ:

+ Các phương án thi công được thể hiện qua hệ thống bản vẽ, thuyết minh, trong đó bao gồm từng bước thi công, tuân thủ các hướng dẫn của hệ thống tiêu chuẩn, chỉ dẫn kỹ thuật đã được ban hành.

+ Phương pháp triển khai biện pháp thi công như trên chủ yếu dựa vào năng lực và kinh nghiệm chủ quan của người lập nên cần được kiểm tra, đối chiếu kỹ với các quy định và hướng dẫn đã có. Nhà thầu có thể đề xuất tiến hành mô hình thực tế để kiểm tra lại khả năng thực hiện của biện pháp thi công.

- Mô phỏng biện pháp thi công bằng phần mềm máy tính: sử dụng hệ thống phần mềm chuyên dụng để mô phỏng các điều kiện đầu vào như bản vẽ thiết kế của thiết kế cũng như phương án thi công qua đó tính toán các khả năng làm việc của biện pháp thi công tương tự khi thi công thực tế. Phương án này đưa ra kết quả tính toán trực quan và tương đối chính xác. Tuy nhiên, khi thực hiện phương án này cần chú ý các vấn đề sau:

+ Nghiên cứu bản vẽ thiết kế để mô hình hóa một cách chính xác nhất có thể các cấu kiện cần phân tích vào trong phần mềm;

+ Kiểm tra các đặc điểm đầu vào theo hồ sơ thiết kế và chỉ dẫn kỹ thuật để xác định đúng các tiêu chuẩn tính toán sẽ áp dụng và các thông số đầu vào với từng loại vật liệu

+ Kiểm tra các hệ số an toàn kèm theo, tránh tình trạng hệ số chồng hệ số làm giá trí tính toán quá lớn, gây thiệt hại về kinh tế

3.4. Kiểm soát các thông tin cần thể hiện trên bản vẽ biện pháp thi công

Sau khi tính toán và kiểm tra giải pháp thi công, cần diễn giải thành các dạng biểu đồ, bản vẽ để thực hiện triển khai thi công ngoài hiện trường. Hệ thống bản vẽ cần phải thể hiện được các thông tin sau:

- Đầy đủ thông tin về chủng loại vật liệu, quy cách lắp dựng, tổng mặt bằng thi công…;
- Các chi tiết liên kết, khoảng cách các cấu kiện;
- Tất cả các khoảng cách trong mô hình tính toán cần được thể hiện trên bản vẽ;

3.5. Kiểm soát quy trình quản lý chất lượng

Quy trình kiểm soát chất lượng thi công là vô cùng quan trọng, nó đảm bảo cho chất lượng, an toàn mỗi công trình. Quy trình quản lý chất lượng giúp cho cán bộ kỹ thuật kiểm soát được việc áp dụng biện pháp thi công đã đúng hay chưa. Với mỗi quy trình kiểm soát chất lượng cần thể hiện được:

- Danh mục các tiêu chí cần kiểm tra;
- Lưu đồ các bước kiểm soát chất lượng;
- Trách nhiệm của từng bộ phận trong từng quy trình kiểm tra, kiểm soát;
- Các giới hạn, yêu cầu cho phép, sai số được chấp nhận cho từng chỉ tiêu tuân thủ chỉ dẫn kỹ thuật và tiêu chuẩn áp dụng cho dự án.

3.6. Kiểm soát quy trình quản lý an toàn

Các quy trình kiểm soát an toàn phải được thể hiện rõ ràng, đầy đủ. Tập trung chủ yếu vào việc đảm bảo an toàn tính mạng cho con người, thiết bị và đảm bảo an toàn cho kết cấu công trình. Với mỗi loại công trình cần có các biện pháp an toàn lao động khác nhau, phù hợp với đặc điểm của từng công trình, trong quy trình kiểm soát an toàn cần thể hiện được:

- Lưu đồ các bước kiểm soát an toàn và tiêu chí kiểm soát;
- Quy trình quản lý an toàn chung;
- Trách nhiệm của từng cá nhân, bộ phận trong các bước;

- Phương án xử lý công tác an toàn khi xảy ra sự cố;

- Phương án đảm bảo an toàn cho từng vị trí riêng biệt. Với các vị trí đặc biệt, các công tác đặc thù thì công tác an toàn cần được chú trọng, và được thiết kế các biện pháp an toàn riêng. Ví dụ với công tác căng kéo cáp dự ứng lực là một công tác được thi công tại vị trí biên sàn, con người có nguy cơ rơi ngã cao và dễ bị sợi cáp bị bung do đứt cáp trong quá trình căng kéo gây ra mất an toàn cao. Vì vậy cần được thiết kế hệ thống giá đỡ, lan can có chặn chân đảm bảo đủ yếu tố an toàn.

3.7. Thẩm tra biện pháp thi công

Một số biện pháp thi công bắt buộc phải thẩm tra theo yêu cầu của Luật Xây dựng số 50/2014/QH13 và Mục 7, điều 8 quyết định số 29/2015/QD-UBND của UBND Thành phố Hà Nội về một số công trình phải tiến hành thẩm tra biện pháp như:

- Biện pháp thi công phần hầm ngầm: biện pháp ép cừ văng chống, biện pháp thi công tường vây, biện pháp thi công top down;

- Biện pháp thi công các thiết bị có yêu cầu nghiêm ngặt về an toàn: Biện pháp thi công lắp dựng cẩu tháp, cần phân phối, vận thăng;

- Biện pháp thi công có khả năng ảnh hưởng tới công trình lân cận: Biện pháp thi công giàn giáo bao che ngoài nhà, biện pháp thi công;

- Biện pháp thi công có các yếu tố đặc biệt, phức tạp: biện pháp thi công hệ dầm chuyển, biện pháp thi công hệ cầu kính...;

- Và một số biện pháp thi công đặc biệt khác...

3.8. Thí nghiệm kiểm chứng thực tế đối chiếu với tính toán

Một số biện pháp thi công đặc biệt quan trọng sau khi tính toán, kiểm chứng qua phần mềm mô phỏng thì cần được đánh giá, kiểm tra trong môi trường và các điều kiện thực tế. Trong các trường hợp như vậy, tiến hành thi công mẫu biện pháp thi công tại một số vị trí điển hình và kiểm tra đo đạc các số liệu thực tế trước khi kết luận tính khả thi của biện pháp thi công;

- Thí nghiệm kiểm tra sức chịu tải thực tế của hệ neo đất và tường cừ tại mốt số vị trí được chỉ định: (áp dụng cho biện pháp thi công tường cừ chắn đất khi phá dỡ hệ thống công trình cũ tại dự án Lotte Mall - Hà Nội)

- Thử nghiệm hệ mẫu biện pháp thi công mặt dựng:

Thử nghiệm hệ vách CRC

Thử nghiệm hệ mặt dựng

- Thí nghiệm thử tải hệ giàn giáo khi yêu cầu về tải trọng thi công hoặc chiều cao lắp đặt lớn với các cấp tải trọng cho trước (cho phần giàn giáo dầm sàn tại dự án Lotte Mall - Hà Nội):

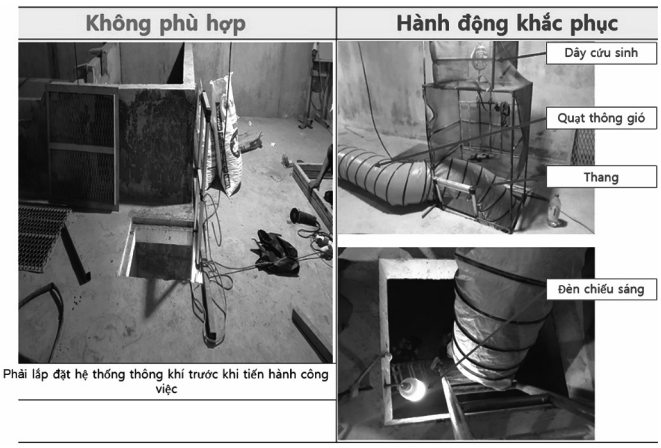
Thí nghiệm thử tải giáo tại PTN

Thí nghiệm thử tải giáo tại hiện trường

3.9. Một số biện pháp an toàn cho các vị trí đặc biệt cần chú ý

Tại một số vị trí đặc biệt, biện pháp an toàn là cực kỳ quan trọng, biện pháp thi công cần phải chú ý đến một số vấn đề sau:

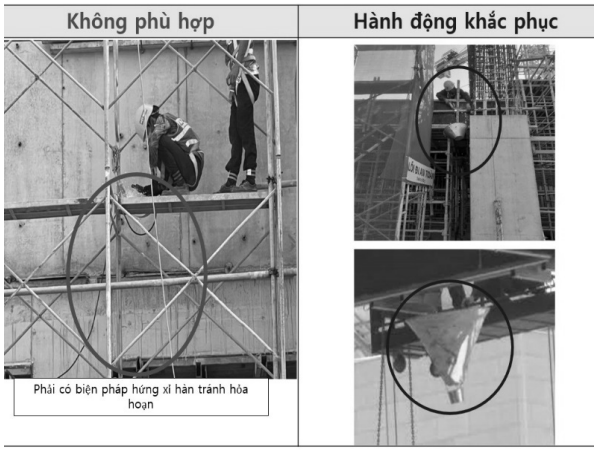
- Các khu vực làm việc kín, dưới hầm cần có biện pháp đo nồng độ oxi, biện pháp thông gió:



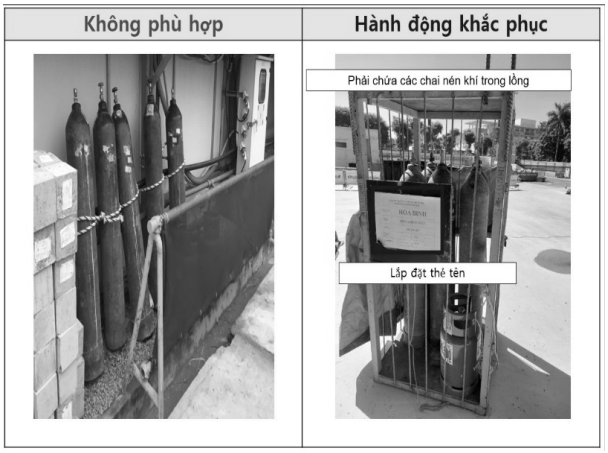
Biện pháp thông gió khi làm việc dưới hầm kín

Đo nồng độ khí trước khi làm việc

- Các khu vực có nguy cơ cháy nổ cao: cần có biện pháp che chắn, lưu trữ các chất dễ cháy



Sử dụng phễu hứng xỉ hàn khi hàn trên cao



Có buồng lưu giữ bình oxi, khí ga

4. KẾT LUẬN - KHUYẾN NGHỊ

4.1. Kết luận

Biện pháp thi công là phương tiện giúp nhà thầu thi công cơ giới hóa thi công, có biện pháp kỹ thuật áp dụng đúng quy trình thi công để đẩy nhanh tiến độ thi công cũng như đảm bảo an toàn lao động và kiểm soát chất lượng công trình. Tránh những lãng phí lớn về sức lao động, về hiệu suất sử dụng thiết bị, kéo dài thời gian thi công, tăng chi phí.

Biện pháp thi công giúp chủ đầu tư và các cơ quan quản lý kiểm soát nhà thầu thi công thi công đúng quy phạm, đúng thời hạn và đảm bảo an toàn lao động trong khi thi công.

Biện pháp tổ chức thi công giúp chủ đầu tư nắm bắt được phương án thi công, thời gian dự kiến thi công và giá thành dự trù để có các giải pháp về tài chính, nguồn vật liệu, nhân lực đáp ứng các yêu cầu của dự án.

4.2. Khuyến nghị

Chủ đầu tư nên thuê các nhà thầu đủ năng lực, có sẵn các thiết bị thi công tiên tiến để đáp ứng các nhu cầu cao hơn trong yêu cầu tổ chức thi công hiện đại đảm bảo chất lượng, an toàn, tiến độ.

Kiến nghị cơ quan nhà nước cần tổ chức nghiên cứu các công nghệ mới để đưa ra các thiết kế điển hình. Cùng với đó là cập nhật hệ thống tiêu chuẩn, quy chuẩn theo các yêu cầu mới theo xu hướng công nghệ của thế giới.

Để nắm vững và vận dụng tốt biện pháp thi công được lập vào thực tế công trình, người cán bộ chỉ huy thi công còn cần phải trang bị cho mình các hiểu biết nhất định về kỹ thuật, kinh tế, xã hội có liên quan nhằm giúp cho việc tổ chức và chỉ đạo thi công công trình một cách đúng đắn, sáng tạo và có hiệu quả cao. Một khó khăn đặt ra là công tác quản lý xây dựng của đất nước ta hiện nay đang trong quá trình đổi mới và hoàn thiện nên các quy định, thể lệ, quy chuẩn, quy phạm… hoặc là chưa ổn định, hoặc là chưa có nên khi áp dụng vào thực tế cần theo sát những quy định, tiêu chuẩn… đã và sẽ ban hành

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 4252:2012 *Quy trình lập thiết kế tổ chức xây dựng và thiết kế tổ chức thi công*

[2] Quyết định số 44/2016/UBND của thành phố Hồ Chí Minh ngày 05/11/2016

[3] Quyết định số 29/2015/QĐ-UBND của thành phố Hà Nội ngày 09/10/2015

[4] *Biện pháp thi công tổng thể công trình Lotte Mall*, Hòa Bình Corporation lập, 2020

[5] *Biện pháp thi công giàn giáo bao che quanh tòa nhà*, Ecoba Việt Nam, 2020

[6] *Biện pháp thi công cẩu tháp*, Liftec Ltd lập, 2020

[7] *Biện pháp thử tải hệ giàn giáo*, Hòa Bình Corporation lập, 2020

NGHIÊN CỨU SỰ ẢNH HƯỞNG VIỆC THAY ĐỔI DẠNG ĐỊA HÌNH ĐẾN TẢI TRỌNG GIÓ TÁC ĐỘNG LÊN CÔNG TRÌNH NHÀ CAO TẦNG TÍNH TOÁN THEO TCVN 2737:1995

RESEARCH ON VARIATION IN WIND LOAD ON HIGH-RISE DUE TO TOPOGRAPHIC CHANGE, BASED ON TCVN 2737:1995

KS. Nguyễn Đông Phong[1], ThS. Nguyễn Đình Dinh[2]
[1,2]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: phongtut.ibst@gmail.com, nguyendinh.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Trong quá trình đổi mới đất nước ta đã có sự phát triển vượt bậc về mọi mặt. Quá trình đô thị hóa ở các tỉnh thành với việc hình thành nhiều dự án mới, nhiều khu đô thị mới, nhiều tòa nhà cao và siêu cao tầng đang được xây dựng nhanh chóng. Việc này sẽ dẫn đến thay đổi về đặc điểm xây dựng của công trình, trong đó có dạng địa hình của công trình. Sự thay đổi về dạng địa hình theo thời gian sẽ có ảnh hưởng trực tiếp tới tải trọng gió tác động lên công trình. Bài báo này nghiên cứu về ảnh hưởng của dạng địa hình tới tải trọng gió tác động lên công trình nhà cao tầng theo thời gian khi tính toán theo TCVN 2737:1995. Kết quả nghiên cứu có thể sẽ hữu ích trong việc xác định dạng địa hình phù hợp nhất trong tính toán thiết kế công trình.

TỪ KHÓA: Dạng địa hình, tải trọng gió, TCVN 2737:1995.

ABSTRACT: *In recent years, our country has made great progress in every aspect. The process of urbanization in the provinces and cities with the appearance of many projects, many new urban areas, many tall buildings and high-rise is rapidly taking place. This will lead to a lot of changes in the construction characteristics of the building, including the topography. The change in topography over time will have a direct influence on the wind load acting on the structure. This article studies the influence of topography on wind loads acting on high-rise buildings calculating based on TCVN 2737:1995. The research results may be useful in determining the most suitable topographic form in the calculation and design of works.*

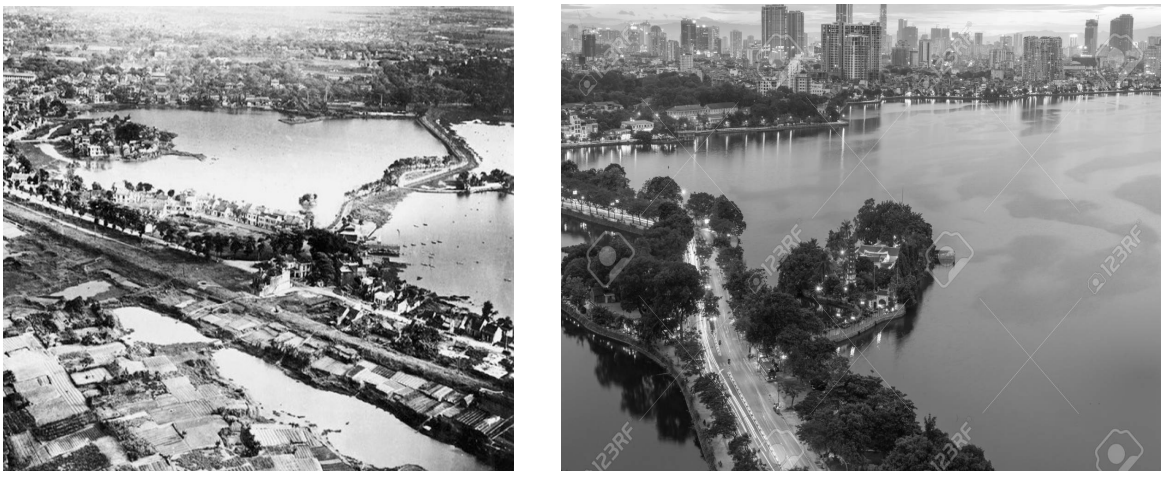
KEYWORDS: *Topography, wind load, TCVN 2737:1995.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

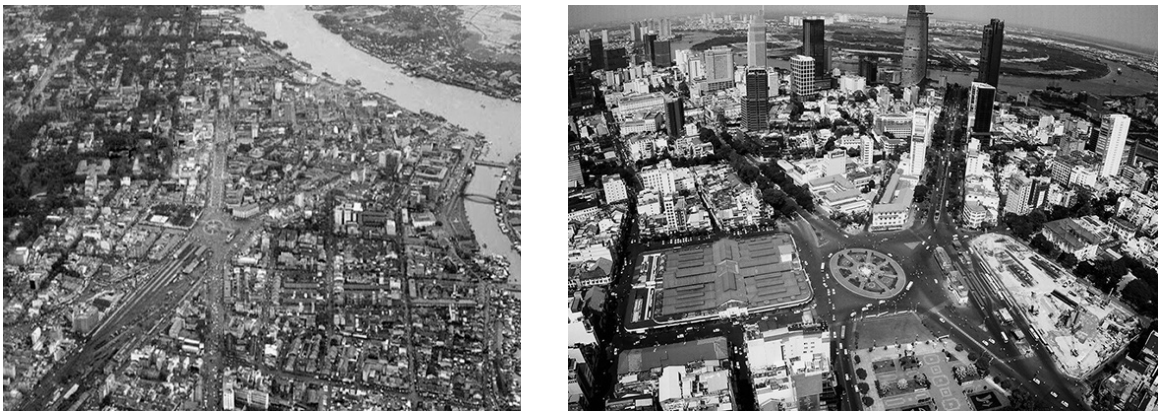
Đất nước ta đang trong quá trình đổi mới toàn diện về mọi mặt, hệ thống cơ sở hạ tầng kỹ thuật được chú trọng đầu tư. Các công trình có quy mô lớn và cao tầng được đầu tư xây dựng ngày càng nhiều để đáp ứng nhu cầu phát triển và do quỹ đất đô thị ngày càng bị thu hẹp.

Theo thời gian, việc hình thành các khu đô thị mới và các tòa nhà cao tầng, các khu dân cư tập trung cùng với đó là tốc độ đô thị hóa tại các tỉnh thành làm thay đổi rất lớn về dạng địa hình đối với công trình. Việc thay đổi về dạng địa hình sẽ thay đổi đến tải trọng gió lên công trình và có thể sẽ dẫn tới các yêu cầu tính toán từ bước thiết kế cần được xem xét theo thời gian sử dụng công trình. Để công trình có thể an toàn nhất trong quá trình làm việc, phục vụ cho cuộc sống chúng ta, việc tính toán thiết kế công trình đảm bảo an toàn trong quá trình sử dụng vận hành trước các thay đổi tác động lên công trình theo thời gian là vô cùng cần thiết.

Bài báo này nghiên cứu về ảnh hưởng của việc thay đổi dạng địa hình tới tải trọng gió tác động lên công trình nhà cao tầng theo thời gian khi tính toán theo TCVN 2737:1995.



Hình 1. Thành phố Hà Nội, Việt Nam trước năm 1975 và năm 2015



Hình 2. Thành phố Hồ Chí Minh, Việt Nam trước năm 1975 và năm 2015

2. CƠ SỞ TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIÓ

Tải trọng gió do tác động của khí hậu và thời tiết thay đổi theo thời gian, độ cao, địa điểm dưới dạng áp lực trên các mặt đứng hoặc mặt hút của công trình. Tác dụng của gió lên công trình là tác dụng động, nó phụ thuộc chủ yếu vào các yếu tố môi trường xung quanh như địa hình và hình dạng công trình.

Tải trọng gió bao gồm 2 thành phần: thành phần tĩnh và thành phần động. Theo TCVN 2737:1995, thành phần động của tải trọng gió phải được kể đến khi tính toán các công trình cao trên 40m, các khung ngang nhà công nghiệp 1 tầng một nhịp có độ cao trên 36m, tỷ số độ cao trên nhịp lớp hơn 1,5m.

2.1. Thành phần tĩnh

[1] Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió được tính theo công thức:

$$W = W_0 \times k \times c \quad (1)$$

trong đó:

W_0 : giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng;

k : hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao;

c : hệ số khí động.

Hệ số độ tin cậy của tải trọng gió γ lấy bằng 1,2.

Các giá trị của hệ số k kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình, xác định theo bảng 5, mục 6.5 theo TCVN 2737:1995.

- Địa hình dạng A là địa hình trống trải, không có hoặc có rất ít vật cản cao không quá 1,5m (bờ biển thoáng, mặt sông, hồ lớn, đồng muối, cánh đồng không có cây cao…)

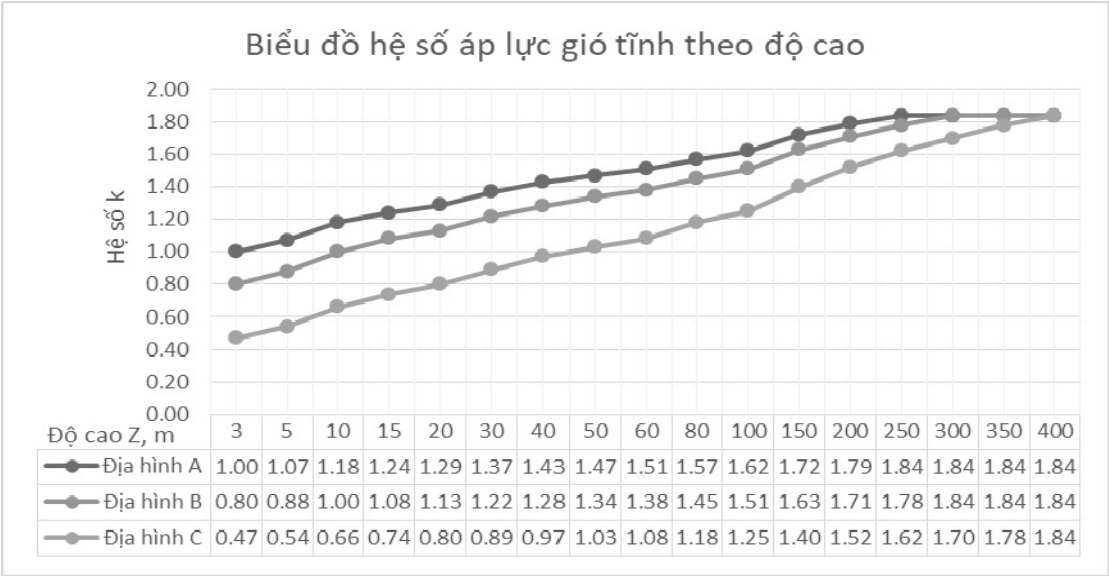
- Địa hình dạng B là địa hình tương đối trống trải, có một số vật cản thưa thớt cao không quá 10m (vùng ngoại ô ít nhà, thị trấn, làng mạc, rừng thưa hoặc rừng non, vùng trồng cây thưa…)

- Địa hình dạng C là địa hình bị che chắn mạnh, có nhiều vật cản sát nhau cao từ 10m trở lên (trong thành phố, vùng rừng rậm…)

Công trình được xem là thuộc dạng địa hình nào nếu tính chất của dạng địa hình đó không thay đổi trong khoảng cách 30h khi h ≤ 60m và 2km khi h > 60m tính từ mặt đón gió của công trình, với h là chiều cao công trình

Bảng 1. Bảng hệ số k kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và theo địa hình.

Độ cao Z, m	Dạng địa hình		
	A	B	C
3	1,00	0,80	0,47
5	1,07	0,88	0,54
10	1,18	1,00	0,66
15	1,24	1,08	0,74
20	1,29	1,13	0,80
30	1,37	1,22	0,89
40	1,43	1,28	0,97
50	1,47	1,34	1,03
60	1,51	1,38	1,08
80	1,57	1,45	1,18
100	1,62	1,51	1,25
150	1,72	1,63	1,40
200	1,79	1,71	1,52
250	1,84	1,78	1,62
300	1,84	1,84	1,7
350	1,84	1,84	1,78
≥ 400	1,84	1,84	1,84



Độ cao Z, m	3	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	150	200	250	300	350	400
Địa hình A	1.00	1.07	1.18	1.24	1.29	1.37	1.43	1.47	1.51	1.57	1.62	1.72	1.79	1.84	1.84	1.84	1.84
Địa hình B	0.80	0.88	1.00	1.08	1.13	1.22	1.28	1.34	1.38	1.45	1.51	1.63	1.71	1.78	1.84	1.84	1.84
Địa hình C	0.47	0.54	0.66	0.74	0.80	0.89	0.97	1.03	1.08	1.18	1.25	1.40	1.52	1.62	1.70	1.78	1.84

Hình 3. Biểu đồ hệ số áp lực gió tĩnh theo độ cao.

2.2. Thành phần động

[2] Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió lên nhà cao tầng Wp ở độ cao z được xác định như sau:

- Trường hợp $f_1 > f_L$, W_p được tính theo công thức:

$$W_p = W \times \zeta \times \nu \quad (2)$$

trong đó:

f_1, f_2 : tần số dao động riêng thứ nhất, thứ hai của công trình;

f_L : tần số giới hạn, xác định theo bảng 9, mục 6.14.2 theo TCVN 2737:1995;

W_p : áp lực gió;

W : giá trị tiêu chuẩn của tải trọng gió, tác dụng lên phần thứ i công trình;

ζ : hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao tương ứng phần thứ i của công trình, không thứ nguyên, xác định theo bảng bảng 8, mục 6.13.1 theo TCVN 2737:1995;

ν : hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió ứng với các dạng dao động khác nhau của công trình, không thứ nguyên, xác định theo bảng 10, mục 6.15 theo TCVN 2737:1995.

Bảng 2. Bảng hệ số áp lực động của tải trọng gió ζ

Độ cao Z, m	Dạng địa hình		
	A	B	C
≤ 5	0,318	0,517	0,754
10	0,303	0,486	0,684
20	0,289	0,457	0,621

Bảng 2 *(tiếp theo)*

Độ cao Z, m	Dạng địa hình		
	A	B	C
40	0,275	0,429	0,563
60	0,267	0,414	0,532
80	0,262	0,403	0,511
100	0,258	0,395	0,496
150	0,251	0,381	0,468
200	0,246	0,371	0,450
250	0,242	0,364	0,436
300	0,239	0,358	0,425
350	0,236	0,353	0,416
≥ 400	0,231	0,343	0,398

- Trường hợp $f_1 < f_L$, W_p được tính theo công thức:

$$W_p = W \times \xi \times \zeta \times \nu \tag{3}$$

trong đó:

ξ : hệ số động lực , phụ thuộc vào thông số và độ giảm lôga của dao động.

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma \times W_0}}{940 \times f_1} \tag{4}$$

- Trường hợp $f_1 < f_L < f_2$, W_p được tính theo công thức:

$$W_p = m \times \xi \times \psi \times y \tag{5}$$

trong đó:

m : khối lượng của công trình mà trọng tâm có độ cao z;

ψ : hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành từng phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió không đổi;

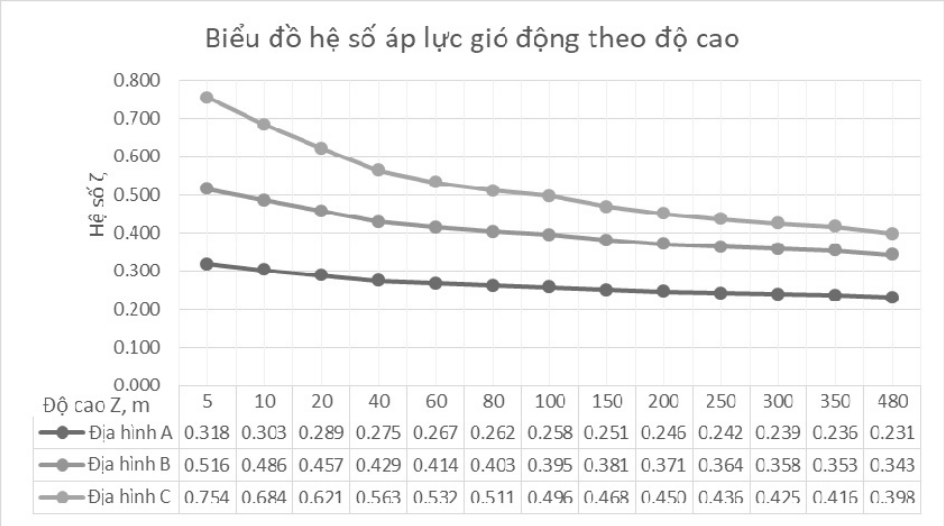
y : chuyển vị ngang của công trình ở độ cao z ứng với dạng dao động riêng thứ nhất.

- Trường hợp nhà nhiều tầng có độ cứng, khối lượng và bề rộng bề mặt đón gió không đổi theo chiều cao, có $f_1 < f_L$, W_p được tính theo công thức:

$$W_p = 1,4 \times \frac{z}{h} \times \xi \times W_{ph} \tag{6}$$

trong đó:

W_{ph} : giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió ở độ cao h của đỉnh công trình, xác định theo công thức (2).



Độ cao Z, m	5	10	20	40	60	80	100	150	200	250	300	350	480
Địa hình A	0.318	0.303	0.289	0.275	0.267	0.262	0.258	0.251	0.246	0.242	0.239	0.236	0.231
Địa hình B	0.516	0.486	0.457	0.429	0.414	0.403	0.395	0.381	0.371	0.364	0.358	0.353	0.343
Địa hình C	0.754	0.684	0.621	0.563	0.532	0.511	0.496	0.468	0.450	0.436	0.425	0.416	0.398

Hình 4. Biểu đồ hệ số áp lực gió động theo độ cao

Nhận xét:

Từ hai biểu đồ, có thể thấy được sự chênh lệch về các hệ số của từng thành phần gió.

- Đối với thành phần gió tĩnh, hệ số áp lực gió tăng dần theo chiều cao công trình, tăng dần từ địa hình C đến địa hình A.

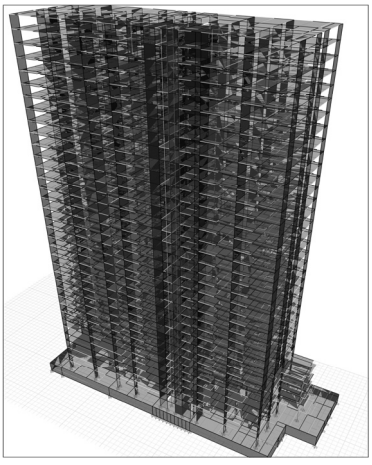
- Đối với thành phần gió động, hệ số áp lực gió giảm dần theo chiều cao công trình, giảm dần từ địa hình C đến địa hình A.

3. BÀI TOÁN CỤ THỂ VỀ ẢNH HƯỞNG CỦA DẠNG ĐỊA HÌNH LÊN CÔNG TRÌNH

3.1. Thông tin công trình

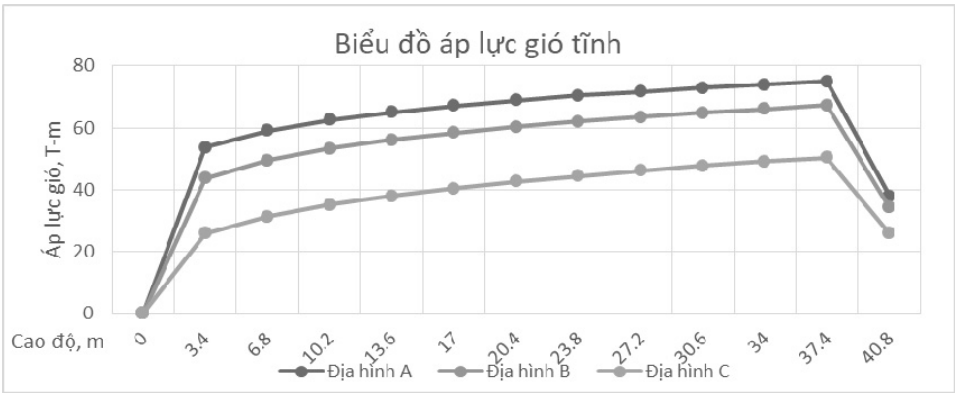
Bảng 3. Thông tin công trình.

Kích thước B×L	33,25×88,78 (m)
Vùng gió	III B
Chiều cao tầng điển hình	3,4m

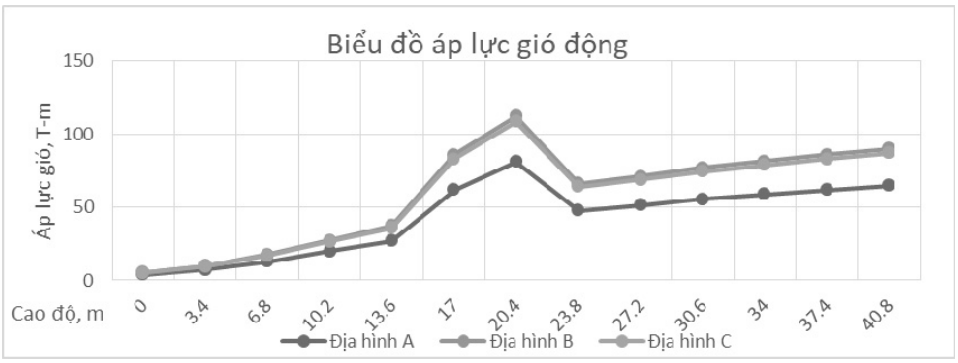


Hình 5. Mô hình công trình

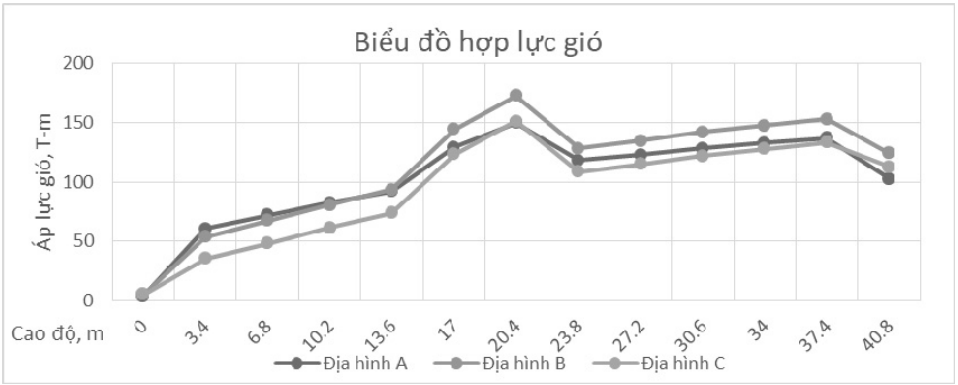
3.1.1. Đối với công trình có cao độ Z = 40m



Hình 6. Biểu đồ phân tích áp lực gió tĩnh



Hình 7. Biểu đồ phân tích áp lực gió động



Hình 8. Biểu đồ phân tích hợp lực gió

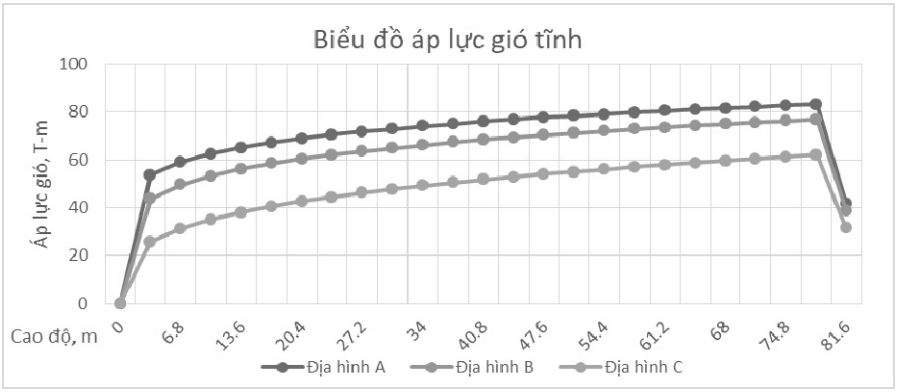
Nhận xét:

- Đối với thành phần gió tĩnh: Áp lực gió tác động lên công trình có sự chênh lệch rõ rệt giữa các địa hình, giảm dần từ địa hình A đến địa hình C.

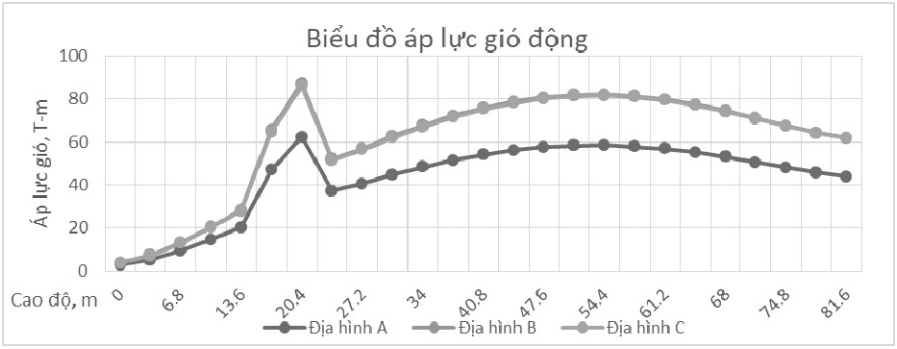
- Đối với thành phần gió động: Áp lực gió tác động lên công trình giữa địa hình B và địa hình C gần tương đồng nhau, đều lớn hơn địa hình A.

- Từ hai thành phần trên, ta rút ra được: Tổng hợp áp lực gió lên công trình có độ cao 40m lớn nhất đối với địa hình B và nhỏ nhất với địa hình C.

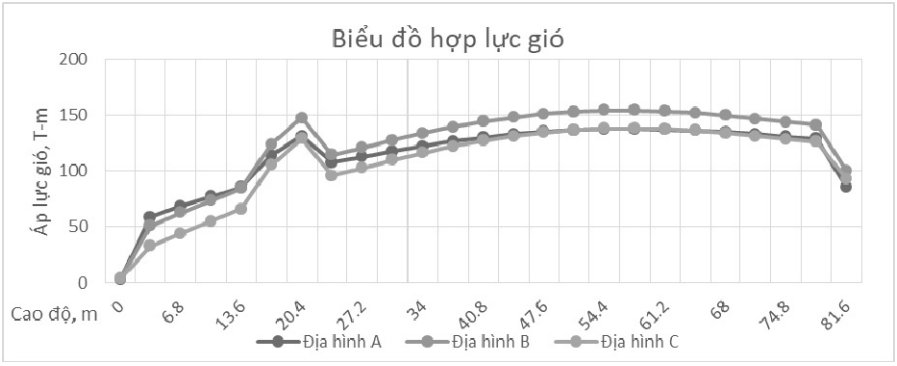
3.1.2. Đối với công trình có cao độ Z = 80m



Hình 9. Biểu đồ phân tích áp lực gió tĩnh



Hình 10. Biểu đồ phân tích áp lực gió động



Hình 11. Biểu đồ phân tích hợp lực gió

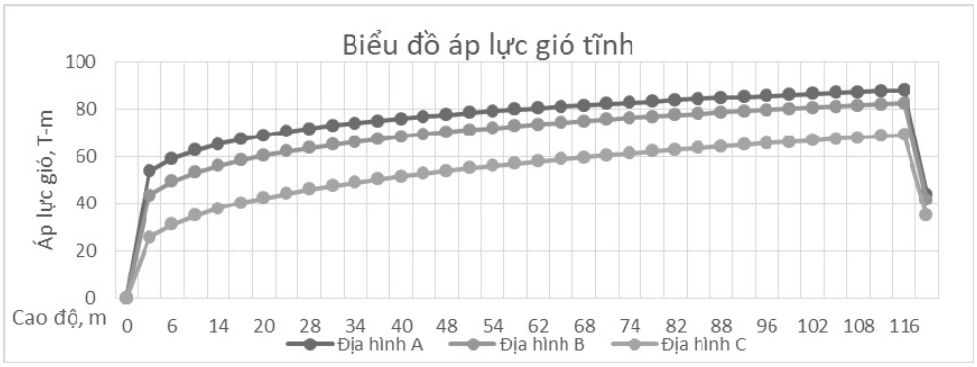
Nhận xét:

- Đối với thành phần gió tĩnh: Áp lực gió tác động lên công trình có sự chênh lệch rõ rệt giữa các địa hình, giảm dần từ địa hình A đến địa hình C.

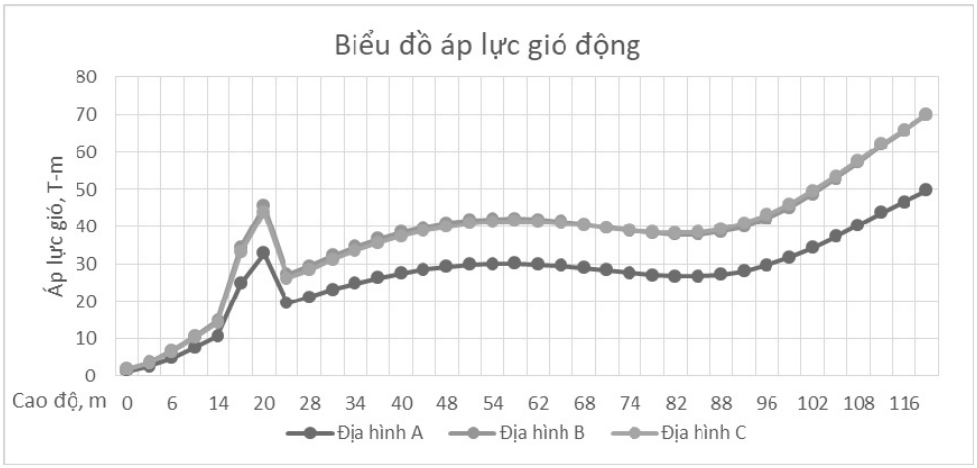
- Đối với thành phần gió động: Áp lực gió tác động lên công trình giữa địa hình B và địa hình C gần tương đồng nhau, đều lớn hơn địa hình A.

- Từ hai thành phần trên, ta rút ra được: Tổng hợp áp lực gió lên công trình có độ cao 80m lớn nhất đối với địa hình B, tiếp đó lần lượt là địa hình A và địa hình C. Tuy nhiên không có nhiều sự chênh lệch giữa 2 địa hình A và C trong khoảng cao độ 50m đến 65m.

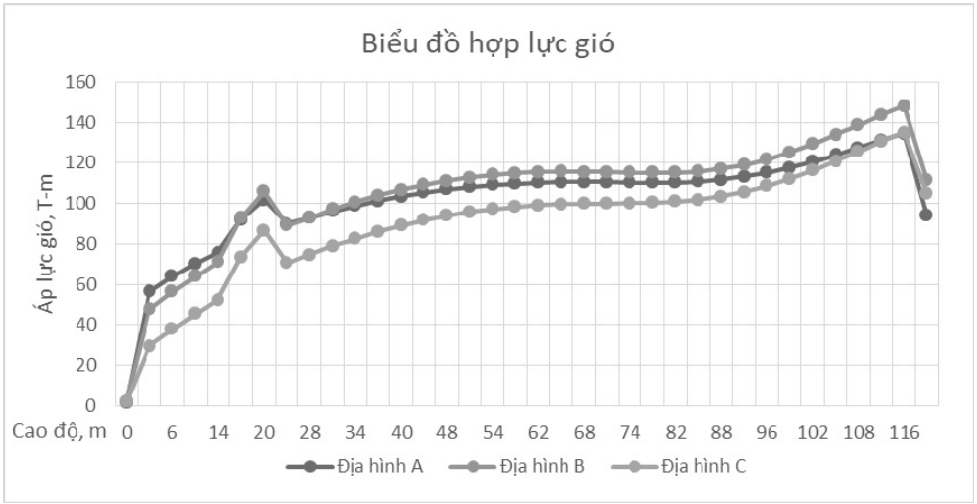
3.1.3. Đối với công trình có cao độ Z = 120m



Hình 12. Biểu đồ phân tích áp lực gió tĩnh



Hình 13. Biểu đồ phân tích áp lực gió động



Hình 14. Biểu đồ phân tích hợp lực gió

Nhận xét:

- Đối với thành phần gió tĩnh: Áp lực gió tác động lên công trình có sự chênh lệch rõ rệt giữa các địa hình, giảm dần từ địa hình A đến địa hình C.

- Đối với thành phần gió động: Áp lực gió tác động lên công trình giữa địa hình B và địa hình C gần tương đồng nhau, đều lớn hơn địa hình A.

- Từ hai thành phần trên, ta rút ra được: Tổng hợp áp lực gió lên công trình có độ cao 120m lớn nhất đối với địa hình B và nhỏ nhất với địa hình C.

3.2. Tổng kết

- Đối với các công trình khi tính toán thiết kế chỉ kể đến thành phần tĩnh của gió, việc lựa chọn dạng địa hình như hiện tại dùng để tính toán thiết kế là phù hợp.

- Đối với các công trình khi tính toán thiết kế có kể thêm thành phần động của gió, việc lựa chọn dạng địa hình phù hợp là cần thiết.

4. KẾT LUẬN

Quá trình phát triển đổi mới Đất nước, việc hình thành các khu đô thị mới và các tòa nhà cao tầng, các khu dân cư tập trung là điều tất yếu. Quá trình này làm thay đổi rất lớn về dạng địa hình đối với công trình và sẽ thay đổi đến tải trọng gió lên công trình.

Đối với các công trình khi tính toán thiết kế có kể thêm thành phần động của gió, việc lựa chọn dạng địa hình phù hợp ở bước tính toán thiết kế công trình là vô cùng cần thiết.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 2737:1995 - *Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế* - Xuất bản năm 1995

[2] TCXD 229:1999 - *Chỉ dẫn tính toán thành phần động của tải trọng gió theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995* - Xuất bản năm 1999

NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP TÍNH ĐỘ VÕNG CỦA CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU UỐN THEO TCVN 5574:2018 VÀ SO SÁNH VỚI TCVN 5574:2012

RESEARCH ON SOLUTION TO CALCULATE BENDING DEFLECTION OF REINFORCES CONCRETE BEAMS BASED ON TCVN 5574:2018 AND COMPARED WITH TCVN 5574:2012

KS. Nguyễn Phương Anh[1], KS. Vũ Ngọc Tâm[2]
[1,2]Viện Khoa học công nghệ xây dựng,
Email: phanh260597@gmail.com, tamvnibst@gmail.com

TÓM TẮT: Bài báo trình bày về quy trình tính toán độ võng của cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018, so sánh những điểm khác nhau trong cách tính và kết quả với tiêu chuẩn 5574:2012, đưa ra kết luận, áp dụng thực tế.

TỪ KHÓA: độ võng; TCVN 5574:2018; dầm bê tông cốt thép.

ABSTRACTS: *This research shows information about the procedure for calculating bending deflection of reinforced concrete beams based on TCVN 5574:2018, comparing the differences between this calculation and calculating based on TCVN 5574:2012. From the results, draw final conclusions and apply them in practice.*

KEYWORDS: *deflection; TCVN 5574:2018; reinforced concrete beams.*

1. GIỚI THIỆU

Hiện tượng võng nứt bê tông cốt thép thường gây ảnh hưởng lớn đến mỹ quan kiến trúc công trình, làm giảm độ bền vững và sự an toàn của kết cấu, gây trở ngại cho chủ đầu tư và người sử dụng công trình. Nhất là khi hiện nay, đối với các công trình lớn, vật liệu sử dụng cường độ cao, cấu kiện vượt nhịp lớn và chịu tải trọng nhiều, việc tính toán chính xác độ võng trở thành vấn đề quan trọng trong thiết kế. Việc phân tích chính xác độ võng cần xem xét tới nhiều yếu tố khác nhau như sự hình thành vết nứt, hiện tượng từ biến, co ngót.

Bài báo giới thiệu và tính toán cụ thể độ võng theo TCVN 5574:2018[2], đồng thời kết hợp so sánh với phương pháp tính theo TCVN 5574:2012[1]. Từ đó đưa ra một số kết luận và kiến nghị.

2. QUY TRÌNH TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG THEO TCVN 5574:2018

2.1. Bước 1: Xác định thông số đầu vào

Các thông số ban đầu cần xác định trước khi tiến hành tính toán độ võng bao gồm:

- Thông tin chung về cấu kiện (trong bài báo nghiên cứu cụ thể cấu kiện dầm BTCT): tiết diện, nhịp, liên kết hai đầu dầm;

- Vật liệu: Cấp độ bền bê tông, các giá trị R_b, R_{bt}, $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$, môđun đàn hồi E_b; Loại cốt thép sử dụng, đường kính cốt thép chịu kéo, chịu nén, cường độ chịu kéo $R_{s,n}$, $R_{s,ser}$…

- Độ ẩm môi trường;

- Tải trọng tác dụng: Loại tải trọng, thời gian tác dụng (dài hạn, ngắn hạn).

2.2. Bước 2: Sự hình thành vết nứt

Vết nứt hình thành trong cấu kiện bê tông cốt thép khi mà điều kiện sau được tuân thủ:

$$M > M_{crc} \tag{1}$$

trong đó:

M : mômen uốn do ngoại lực đối với trục vuông góc với mặt phẳng tác dụng của mômen uốn và đi qua trọng tâm tiết diện ngang quy đổi của cấu kiện;

M_{crc} : mômen uốn do tiết diện thẳng góc của cấu kiện chịu khi hình thành vết nứt, được xác định theo công thức sau:

$$\upsilon \tag{2}$$

$R_{bt,ser}$ - cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông;

W_{pl} - mômen kháng uốn đàn dẻo của tiết diện đối với thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} \tag{3}$$

W_{red} : mômen kháng uốn đàn hồi của tiết diện quy đổi theo vùng chịu kéo của tiết diện:

$$W_{red} = \frac{I_{red} A_{red}}{S_{t,red}} \tag{4}$$

A_{red} : diện tích tiết diện ngang quy đổi của cấu kiện:

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A'_s \tag{5}$$

I_{red} : mômen quán tính của tiết diện quy đổi đối với trọng tâm của nó:

$$I_{red} = A + \alpha I_s + \alpha I'_s \tag{6}$$

I, I_s, I'_s : lần lượt là mômen quán tính của bê tông, cốt thép chịu kéo, cốt thép chịu nén;

$S_{t,red}$: mômen tĩnh của tiết diện quy đổi đối với thớ bê tông chịu kéo nhiều hơn;

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$: hệ số quy đổi từ thép sang bê tông.

2.3. Bước 3: Xác định độ cong

Sau khi xác định sự hình thành vết nứt trong cấu kiện ở bước 2, tiến hành tính toán độ cong của cấu kiện theo 2 trường hợp: không xuất hiện vết nứt và xuất hiện vết nứt.

2.3.1. Tiết diện không xuất hiện vết nứt

Khi đoạn dầm không xuất hiện vết nứt trong vùng kéo, độ cong toàn phần $\frac{1}{r}$ được xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1+\left(\frac{1}{r}\right)_2 \tag{7}$$

trong đó:

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$: độ cong do tác dụng ngắn hạn của phần tải trọng ngắn hạn;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$: độ cong do tác dụng dài hạn của phần tải trọng dài hạn.

2.3.2. Tiết diện xuất hiện vết nứt

Khi đoạn dầm xuất hiện vết nứt trong vùng kéo, độ cong toàn phần $\frac{1}{r}$ được xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1-\left(\frac{1}{r}\right)_2+\left(\frac{1}{r}\right)_3 \tag{8}$$

trong đó:

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$: độ cong do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng tính toán độ võng;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$: độ cong ban đầu do tác dụng ngắn hạn của phần tải trọng dài hạn (thường xuyên và tạm thời dài hạn);

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$: độ cong do tác dụng dài hạn của phần tải trọng dài hạn.

Các độ cong thành phần $\left(\frac{1}{r}\right)_i$ của cấu kiện cần xác định theo công thức:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i=\frac{M_i}{D} \tag{9}$$

trong đó:

M_i : mômen uốn tại tiết diện đang xét;

D : độ cứng chống uốn của tiết diện.

2.4. Bước 4: Xác định độ võng

Độ võng f_m do biến dạng uốn gây ra được xác định theo công thức:

$$f_m = \int_0^l \overline{M_x} \left(\frac{1}{r}\right)_x d_x \tag{10}$$

trong đó:

M_x : mômen uốn tại tiết diện x;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$: độ cong toàn phần tại tiết diện x.

Với cấu kiện chịu uốn, việc tính toán độ võng được tiến hành bằng cách chia cấu kiện ra thành nhiều đoạn rồi xác định độ cong ở biên các đoạn này.

- Đối với cấu kiện kê tự do hoặc cấu kiện consol, độ võng lớn nhất xác định theo công thức:

$$f = sL^2 \left(\frac{1}{r}\right)_{max} \tag{11}$$

trong đó:

s : hệ số phụ thuộc sơ đồ tính toán cấu kiện và loại tải trọng;

s : 5/48 đối với dầm kê tự do;

s : 1/4 đối với dầm consol;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{max}$: độ cong toàn phần tại tiết diện có mômen uốn lớn nhất do tải trọng để tính độ võng.

- Đối với dầm 2 đầu ngàm:

Độ võng của 1 dầm bất kỳ được xác định bằng tích phân của độ cong của các tiết diện trên dầm đó. Đối với 1 dầm 2 đầu ngàm cần được chia ít nhất thành 6 đoạn tương ứng với 7 tiết diện. Độ võng của dầm được xác định dựa trên độ cong của 7 tiết diện:

Độ võng của dầm được xác định theo công thức dưới đây:

$$f = \frac{L^2}{432}\left\{\left(\frac{1}{r}\right)_{sup,L} + \left(\frac{1}{r}\right)_{sup,R} + 6\left[\left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_5\right] + 12\left[\left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right] + 16\left(\frac{1}{r}\right)_3\right\} \tag{12}$$

3. SO SÁNH VỚI TCVN 5574:2012

Từ quy trình tính toán độ võng theo TCVN 5574:2018, tác giả đưa ra một số so sánh với tiêu chuẩn cũ 5574:2012:

- Điểm giống nhau:

+ Hai tiêu chuẩn giống nhau trong quy trình tính toán cơ bản;

+ Công thức tổng quát xác định độ cong, độ võng toàn phần là giống nhau.

- Điểm khác nhau: TCVN 5574:2018 có khá nhiều thay đổi so với tiêu chuẩn cũ, từ việc lựa chọn các hệ số, công thức tính toán… được thể hiện qua bảng sau:

Bảng 1. So sánh công thức tính toán giữa 2 tiêu chuẩn

TCVN 5574:2018	TCVN 5574:2012
1. Công thức tính mômen kháng nứt M_{crc}:	
$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}$ $R_{bt,ser}$: cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông W_{pl} : mômen kháng uốn đàn dẻo của tiết diện đối với thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng $W_{pl} = \gamma W_{red}$	$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}$ $R_{bt,ser}$: cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông W_{pl} : mômen chống uốn $W_{pl} = \frac{2(I'_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})}{h - x} + S_{b0}$ S_{b0} : mômen tĩnh của vùng bê tông chịu kéo đối với trục trung hòa I'_{b0}, I_{s0}, I'_{s0}: lần lượt là mômen quán tính đối với trục trung hòa của BT vùng nén
2. Công thức tính độ cong thành phần $\left(\frac{1}{r}\right)_i$	
$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M_i}{D}$ M_i : Mômen uốn tại tiết diện đang xét D : Độ cứng chống uốn của tiết diện *Khi không xuất hiện vết nứt:* $D = E_{b1} I_{red}$ - E_{b1}: Modul biến dạng của bê tông chịu nén được xác định phụ thuộc vào thời hạn tác dụng của tải trọng + Khi tải trọng tác dụng ngắn hạn: $E_{b1} = 0,85 E_b$ + Khi tải trọng tác dụng dài hạn: $E_{b1} = E_{bt} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$ ($\varphi_{b,cr}$ - hệ số ảnh hưởng của từ biến, lấy theo bảng 11 TCVN 5574:2018) *Khi xuất hiện vết nứt:* $D = E_{b1} I_{red}$ $E_{b1} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}$ + $R_{b,ser}$: cường độ chịu nén tính toán của bê tông + $\varepsilon_{b1,red}$: biến dạng tương đối của bê tông (lấy theo bảng 9 và mục 6.1.4.3 TCVN 5574:2018)	$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M_i}{B}$ M_i : Mômen uốn tại tiết diện đang xét B : Độ cứng chống uốn của tiết diện $B = E_{b1} I_{red}$ - E_{b1}: Modul biến dạng của bê tông chịu nén được xác định phụ thuộc vào thời hạn tác dụng của tải trọng + Khi tải trọng tác dụng ngắn hạn: $E_{b1} = \varphi_{b1} E_b$ + Khi tải trọng tác dụng dài hạn: $E_{b1} = \frac{\varphi_{b1} E_b}{\varphi_{b2}}$ (φ_{b1} - hệ số ảnh hưởng của từ biến ngắn hạn, lấy theo mục 7.4.2.1 TCVN 5574:2012; φ_{b2} - hệ số ảnh hưởng của từ biến dài hạn, lấy theo bảng 33 TCVN 5574:2012) $B = \frac{h_0 z_i}{\frac{\psi_{si}}{A_s E_s} + \frac{\psi_b}{A_b E_b \upsilon_i}}$ - z: Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện cốt thép chịu kéo đến điểm đặt của hợp các lực nằm trong vùng nén - Ψ_s: Hệ số xét đến sự làm việc của bê tông vùng chịu kéo trên đoạn có vết nứt - Ψ_b: Hệ số xét đến sự phân bố không đều biến dạng của thớ bê tông chịu nén ngoài cùng trên chiều dài đoạn có vết nứt - υ : Hệ số đặc trưng trạng thái đàn - dẻo của bê tông vùng chịu nén

Bảng 1 *(tiếp theo)*

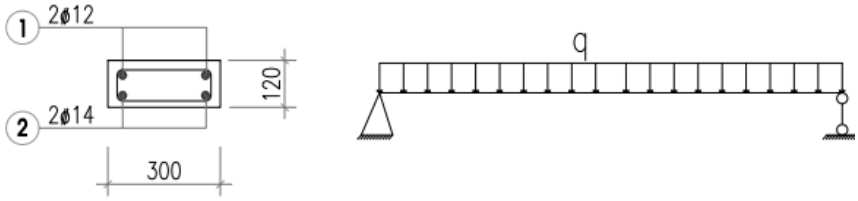
TCVN 5574:2018	TCVN 5574:2012
3. Công thức xác định độ võng:	
- Đối với cấu kiện kê tự do hoặc cấu kiện consol: $f = sL^2\left(\frac{1}{r}\right)_{max}$ s - hệ số phụ thuộc sơ đồ tính toán cấu kiện và loại tải trọng s = 5/48 đối với dầm tựa tự do s = 1/4 đối với dầm consol - Đối với cấu kiện dầm 2 đầu ngàm: Đối với 1 dầm 2 đầu ngàm cần được chia ít nhất thành 6 đoạn tương ứng với 7 tiết diện. Độ võng của dầm được xác định dựa trên độ cong của 7 tiết diện (Công thức (12))	Với cấu kiện chịu uốn, tĩnh định, có tiết diện không đổi, độ cong toàn phần của cấu kiện được xác định theo công thức: $f = \left(\frac{1}{r}\right)\beta_m l^2$ trong đó: $\frac{1}{r}$ - lấy theo giá trị tuyệt đối, ở tiết diện có mômen lớn nhất β_m - hệ số sơ đồ, phụ thuộc vào gối tựa và dạng tải trọng (Phụ lục F TCVN 5574:2012)

Bảng 2. So sánh các hệ số lựa chọn giữa 2 tiêu chuẩn

STT	Tiêu chí so sánh	TCVN 5574:2012	TCVN 5574:2018
1	Dạng biểu đồ ứng suất bê tông vùng kéo để xác định M_{crc}	Ứng suất trong bê tông vùng kéo phân bố đều và có giá trị bằng $R_{bt,ser}$	Biểu đồ ứng suất trong vùng chịu kéo của bê tông lấy dạng hình thang với ứng suất không vượt quá $R_{bt,ser}$
2	Biến dạng bê tông vùng kéo cực hạn để xác định M_{crc}	Độ giãn dài tương đối lớn nhất của thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng bằng $\frac{2R_{bt,ser}}{E_b}$	Biến dạng tương đối của thớ chịu kéo ngoài cùng của bê tông lấy bằng giá trị giới hạn của nó $\varepsilon_{bt,u}$
3	Hệ số xét đến biến dạng không đều của cốt thép chịu kéo nằm giữa các khe nứt	$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls}\frac{M_{crc}}{M}$ φ_{ls}: hệ số xét đến ảnh hưởng tác dụng dài hạn của tải trọng (Bảng 35 TCVN 5574:2012)	$\psi_s = 1 - 0,8\frac{M_{crc}}{M}$
4	Ảnh hưởng của từ biến và biến dạng dẻo của bê tông	Các hệ số φ_{b1}, φ_{b2}, ν xác định không phụ thuộc vào cấp độ bền của bê tông	Hệ số từ biến $\varphi_{b,cr}$ và biến dạng tương đối dài hạn $\varepsilon_{b1,red}$: xác định dựa trên độ ẩm môi trường và cấp độ bền của bê tông
5	Hệ số xét đến sự phân bố không đều biến dạng của thớ bê tông chịu nén ngoài cùng trên chiều dài đoạn có vết nứt	Ψ_b: Đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ cấp cao hơn B7,5: 0,9; Đối với bê tông nhẹ, bê tông rỗng và bê tông tổ ong cấp B7,5 và thấp hơn: 0,7; Đối với kết cấu chịu tác dụng của tải trọng lặp, không phụ thuộc vào loại và cấp bê tông: 1	Không đưa ra hệ số này

4. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ví dụ tính toán sử dụng đầu vào tương đương với kết quả thực nghiệm được thực hiện tại Trường Đại học Xây dựng[4]: Dầm đơn giản kích thước 300×120mm, nhịp 2,8m, lớp bê tông bảo vệ a = 20mm. Bê tông có cường độ trung bình các mẫu thử 21MPa. Cốt thép chịu lực CII: $R_s = R_{sc}$ = 280MPa. Tải trọng phân bố đều quy đổi q = 3kN/m. Độ ẩm tương đối H = 78%. Xác định độ võng dài hạn tại tiết diện giữa dầm theo TCVN 5574:2018 và so sánh kết quả với TCVN 5574:2012.



Hình 1. Dầm đơn giản 1

a. Số liệu đầu vào:

- Bê tông: $R_{b,ser} = 11,8MPa$; $R_{bt,ser} = 1,2MPa$; $E_b = 23,9.10^3 MPa$

- Cốt thép:

$E_s = 21.10^4 MPa$; $R_s = R_{sc} = 280MPa$; $A_s = 308mm^2$; $A'_s = 226mm^2$; $a = a' = 20mm$

b. Sự hình thành vết nứt:

- Mômen do tất cả tải trọng: M = 2,94 kNm

- $\alpha = \dfrac{E_s}{E_b} = \dfrac{21.10^4}{23,9.10^3} = 8,786$

- Diện tích tiết diện ngang quy đổi A_{red}:

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A'_s = 300.120 + 8,786.(308 + 226) = 40691,72\,mm^2$$

- Mômen tĩnh $S_{t,red}$:

$$S_{t,red} = \frac{bh^2}{2} + \alpha.A_s.a + \alpha.A'_s.(h - a)$$

$$= \frac{300.120^2}{2} + 8,786.308.20 + 8,786.226.(120 - 20) = 2412685\,mm^3$$

- Mômen quán tính I_{red}:

$$I_{red} = I + \alpha I_s + \alpha I'_s = 43236000 + 8,786.468468 + 8,786.379906 = 50689814mm^4$$

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{2412685}{40691,72} = 59mm$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - y_t\right)^2 = \frac{300.120^3}{12} + 300.120.\left(\frac{120}{2} - 59\right)^2 = 43236000mm^4$$

$I_s = A_s(y_t - a)^2 = 308.(59-20)^2 = 468468mm^4$

$I'_s = A'_s(h - y_t - a)^2 = 226.(120-59-20)^2 = 379906mm^4$

- Mômen kháng uốn dẻo:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,3.\frac{I_{red}A_{red}}{S_{t,red}} = 1,3.\frac{50689814.40691,72}{2412685} = 1111397mm^3$$

- Mômen M_{crc}: $M_{crc} = R_{bt,ser}W_{pl} = 1,2.1111397 = 1333676Nmm = 1,33kNm$

- Nhận xét: $M = 2,94 > M_{crc} = 1,33kNm \Rightarrow$ Tiết diện xuất hiện vết nứt

c. Xác định độ cong:

- Độ cong toàn phần tại tiết diện giữa dầm:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 = (7,3-6+9,4).10^{-6} = 10,7.10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{D_1} = \frac{2,94.10^6}{\frac{11,8}{0,0015}.50689814} = 7,3.10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{dh}}{D_2} = \frac{2,35.10^6}{\frac{11,8}{0,0015}.50689814} = 6.10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_{dh}}{D_3} = \frac{2,35.10^6}{\frac{11,8}{0,0024}.50689814} = 9,4.10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

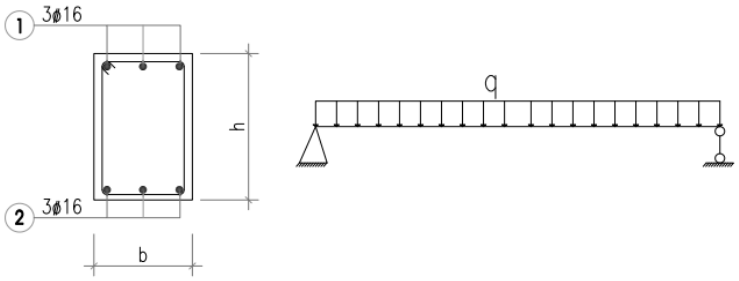
d. Xác định độ võng:

Dầm đơn giản, độ võng được xác định theo công thức:

$$f = sL^2\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \frac{5}{48}.2800^2.10,7.10^{-6} = 8,7mm$$

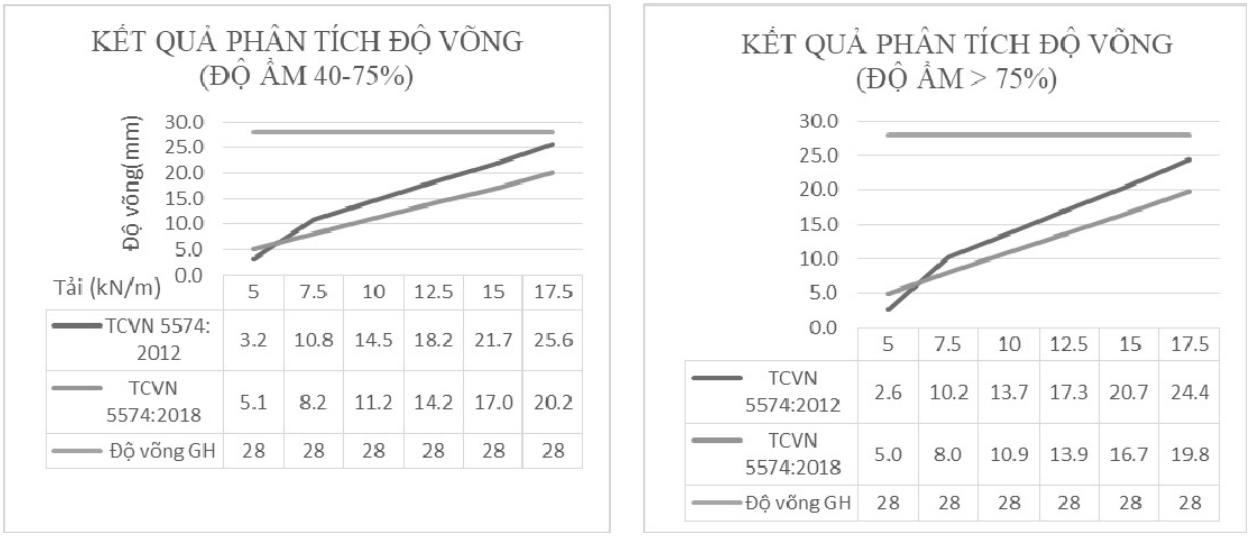
Nhận xét: Cấu kiện dầm tính toán trong ví dụ trên đã được tiến hành thí nghiệm trong [4], kết quả thí nghiệm cho độ võng dài hạn sau 220 ngày chất tải là 8,52mm. Kết quả tính toán theo [2] cho kết quả 8,7mm. Tác giả cũng đã tiến hành tính toán ví dụ trên theo [1], cho kết quả 7,2mm. Do đó, theo ví dụ này, phương pháp tính toán theo TCVN 5574:2018 cho kết quả sát với thực tế hơn.

Để làm rõ hơn sự khác nhau giữa kết quả tính toán giữa 2 tiêu chuẩn, tác giả tiến hành tính toán thêm với dầm chữ nhật B30×60, nhịp 7m, tiết diện không đổi, chiều dày lớp bảo vệ a = 20mm. Bê tông cấp độ bền B30. Cốt thép chịu lực CB300-V (thép As: 3D16; thép As': 3D16). Tải trọng phân bố đều q lần lượt nhận các giá trị 5-25kN/m.Tiến hành tính toán độ võng theo [1] và [2] trong điều kiện độ ẩm môi trường 40-75% và >75%.



Hình 2. Dầm đơn giản 2

Trình tự tính toán xác định độ võng của dầm theo [1] và [2] được trình bày như trên. Kết quả tính toán độ võng được thể hiện như sau:



Hình 3. Kết quả phân tích độ võng với điều kiện độ ẩm môi trường trong khoảng 40-75% và >75%

Từ kết quả phân tích độ võng của cấu kiện dầm BTCT ở ví dụ trên, ta rút ta một số nhận xét như sau:

- Khi tải phân bố đều q = 5 kN/m, tiết diện giữa dầm tính toán theo [1] chưa xuất hiện vết nứt, còn theo [2] đã xuất hiện vết nứt, độ võng xác định theo [1] nhỏ hơn xác định theo [2], tuy nhiên chênh lệch nhỏ không đáng kể.

- Khi tải phân bố đều q ≥ 7,5 kN/m, tiết diện giữa dầm tính toán theo [1] và [2] đều xuất hiện vết nứt, độ võng tính toán theo 2 tiêu chuẩn bắt đầu xảy ra sự sai lệch, cụ thể độ võng tính toán theo [1] lớn hơn tính toán theo [2], khi tải trọng tăng dần, sự chênh lệch vẫn giữ trong khoảng 20%.

- Không có sự chênh lệch đáng kể giữa các giá trị độ võng khi độ ẩm môi trường thay đổi.

5. KẾT LUẬN

Phương pháp tính toán độ võng theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 có nhiều nội dung khác so với phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 từ quan điểm cho tới công thức tính toán chi tiết. Từ các kết quả của bài báo, có thể đưa ra một số kết luận:

- Phương pháp tính toán độ võng theo TCVN 5574:2018 đưa ra theo mô hình biến dạng phi tuyến, phù hợp hơn với lý thuyết, và tiếp cận với quan điểm tính toán mới như hầu hết các tiêu chuẩn hiện hành trên thế giới.

- Tiêu chuẩn 5574:2018 thay đổi phương pháp tính mômen kháng nứt M_{crc}.

- Theo TCVN 5574:2018: Các công thức tổng quát về tính toán độ cong, độ võng được giữ nguyên. Bổ sung các công thức triển khai từ công thức tính độ võng cho các trường hợp cụ thể.

- TCVN 5574:2018 có xét đến hiện tượng từ biến khi cấp độ bền bê tông thay đổi, phù hợp với lý thuyết từ biến và co ngót.

- Từ ví dụ tính toán cho thấy giá trị độ võng có sự chênh lệch giữa 2 tiêu chuẩn. Tiêu chuẩn 5574:2018 cho kết quả sát với thực tế hơn.

Việc đảm bảo về độ võng đóng vai trò quan trọng về khả năng chịu lực lâu dài và tính thẩm mỹ của công trình/cấu kiện. Việc tính toán, kiểm tra độ võng nứt cho các cấu kiện là quan trọng, cần thiết trong công tác thiết kế công trình. TCVN 5574:2018 đã đưa ra quy trình tính toán độ võng tương đối rõ ràng, kết quả dự báo có độ chính xác, phù hợp áp dụng vào trong phân tích, ứng dụng thiết kế, tính toán và kiểm tra kết cấu.

- Tuy nhiên, do giới hạn bài báo, chúng tôi tính toán một vài ví dụ điển hình (về tiết diện, điều kiện biên, đầu vào), để có thể đánh giá tổng thể và toàn diện, cần thiết thực hiện thêm các tính toán đầy đủ các trường hợp kèm thực nghiệm tương ứng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 5574:2012 - *Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép* - Xuất bản năm 2012

[2] TCVN 5574:2018 - *Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép* - Xuất bản năm 2018

[3] GS. TS. Nguyễn Đình Cống - *Tính toán thực hành cấu kiện bê tông cốt thép theo TCXDVN 356-2005 phần II* - Xuất bản năm 2008

[4] Đinh Văn Tùng, Phạm Quang Đạo - *Nghiên cứu độ võng dài hạn của dầm bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật* - Xuất bản năm 2015

NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA DẦM BÊ TÔNG SIÊU TÍNH NĂNG (UHPC) CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA CHÁY

RESEARCH OF BEHAVIOUR OF ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE (UHPC) BEAMS BY FIRE IMPACT

KS. Đặng Thanh Dương[1], KS. Đinh Tuấn Sơn[2], ThS. Nguyễn Hữu Quyền[3]
[1,2,3]Viện khoa học công nghệ xây dựng,
Email: thanh.duong241996@gmail.com, dinhtuanson.utc@gmail.com, quyenibst@gmail.com.

TÓM TẮT: Trong thời gian vài năm gần đây, kết cấu bê tông UHPC bắt đầu được áp dụng tại Việt Nam cho một số loại kết cấu như: dầm cầu, cột, tấm bao che. Tuy nhiên, hệ thống tiêu chuẩn thiết kế hiện hành của Việt Nam chưa có tiêu chuẩn thiết kế cho loại kết cấu này. Sự kết hợp giữa cường độ, độ bền, tính linh hoạt và khả năng chịu lực tốt từ các yếu tố thêm vào khiến bê tông UHPC vượt trội hơn hẳn loại bê tông truyền thống. Nhưng vấn đề đặt ra ở đây là khi bê tông UHPC chịu tác động của cháy thì các tính chất ưu việt của nó bị ảnh hưởng như thế nào? Bài viết sẽ trình bày về ứng xử của dầm bê tông UHPC chịu tác động của cháy.

TỪ KHÓA: UHPC, dầm UHPC, tác động của cháy.

ABSTRACTS: *In recent years, the use of Ultra High Performance Concrete (UHPC) has been applied in Viet Nam for structural members: bridge beams, columns, cover panels. However, Viet Nam doesn't have any current standards for these kinds of structures. The combination of strength, resistance, flexibility and high bearing capacity from the added elements makes UHPC concrete far superior to conventional. But the question here is when UHPC concrete is affected by fire, how will its superior properties be affected? The article will present the behavior of UHPC beams under the impact of fire.*

KEYWORDS: *UHPC, Fire impact.*

1. GIỚI THIỆU VỀ BÊ TÔNG SIÊU TÍNH NĂNG (UHPC)

Bê tông siêu tính năng siêu cao (Ultra high performance concrete - UHPC) là loại bê tông thế hệ mới với nhiều ưu điểm vượt trội hơn so với các loại bê tông truyền thống xét về mặt cường độ cũng như độ bền. UHPC đã được nghiên cứu và phát triển cũng như ứng dụng trên khắp thế giới hơn 40 năm tính đến thời điểm hiện tại. Các quốc gia có quan điểm định nghĩa về UHPC khác nhau, tuy nhiên định nghĩa UHPC trong nghiên cứu của Graybeal (2006) [1] có thể bao quát và tạo ra một khái niệm được sử dụng nhiều nhất, đó là: UHPC là một loại vật liệu bê tông liên hợp gốc xi măng được tối ưu hóa các thành phần hạt cốt liệu với tỷ lệ nước/xi măng nhỏ hơn 0,25 dẫn đến sự giảm thiểu lỗ rỗng và làm mật độ phân bố của các vi cấu trúc trở nên dày đặc, đồng thời sử dụng cốt sợi phân tán để tăng tính dẻo khi chịu kéo uốn. Trên cơ sở đó, UHPC có thể đạt được những tính năng vượt trội so với bê tông thông thường.

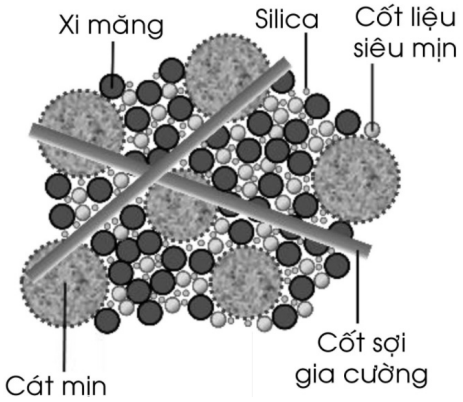
Vào đầu những năm 1970 các chuyên gia dự đoán rằng giới hạn thực tế của bê tông trộn sẵn chắc chắn không vượt qua được sức chịu tải là 76 MPa. Tuy nhiên, đến nay đã có nhiều công trình sử dụng bê tông với cường độ chịu nén lên đến trên 138 MPa. Bê tông tính năng siêu cao -

UHPC là bê tông có cường độ trên 120 MPa, môđun đàn hồi trên 44 GPa, với độ co thấp và khả năng kháng nứt cao, khả năng chống ăn mòn cốt thép cao do độ đặc chắc cao dẫn tới hệ số thấm clo thấp. Ngoài ra UHPC còn có tính công tác cao thường đạt tới mức độ bê tông tự chảy -SLC [5]. Để đạt được điều này, bê tông UHPC tối ưu hóa hầu hết các thành phần tạo nên bê tông thông thường. Ngoài việc lựa chọn xi măng portland chất lượng cao, thì thành phần cốt liệu của bê tông cũng được kiểm soát chặt chẽ. Khi lựa chọn cốt liệu cho bê tông UHPC, nhà sản xuất xem xét cường độ của cốt liệu, kích thước tối ưu của cốt liệu, mối liên kết giữa bột xi măng và cốt liệu, đặc tính bề mặt của cốt liệu. Điều này được thể hiện rõ qua các điểm sau:

- Kích thước và đường kính hạt của cốt liệu: Bê tông UHPC đa phần có kích thước hạt của cốt liệu được khống chế. Trong đó cốt liệu chính là silica có kích thước micromet, việc giảm kích thước hạt của cốt liệu chính làm cho khả năng liên kết của xi măng với cốt liệu tăng lên. Giảm lỗ rỗng trong quá trình diễn ra phản ứng thủy hóa xi măng;

- Phụ gia: Các loại phụ gia thông dụng như giảm nước, siêu hóa dẻo được tính toán tỉ mỉ. Bên cạnh đó còn bổ sung thêm tro bay và các loại phụ gia hóa học khác;

- Phụ gia gia cường: Người ta gia cường bằng sợi hóa học, sợi thép để cải thiện khả năng chịu nén của bê tông UHPC. Sợi gia cường là sợi có đường kính, kích thước và hình thái phức tạp để tăng cường khả năng liên kết đa hướng của hỗn hợp bê tông [11].



Hình 1. Cấu tạo Bê tông UHPC [11]

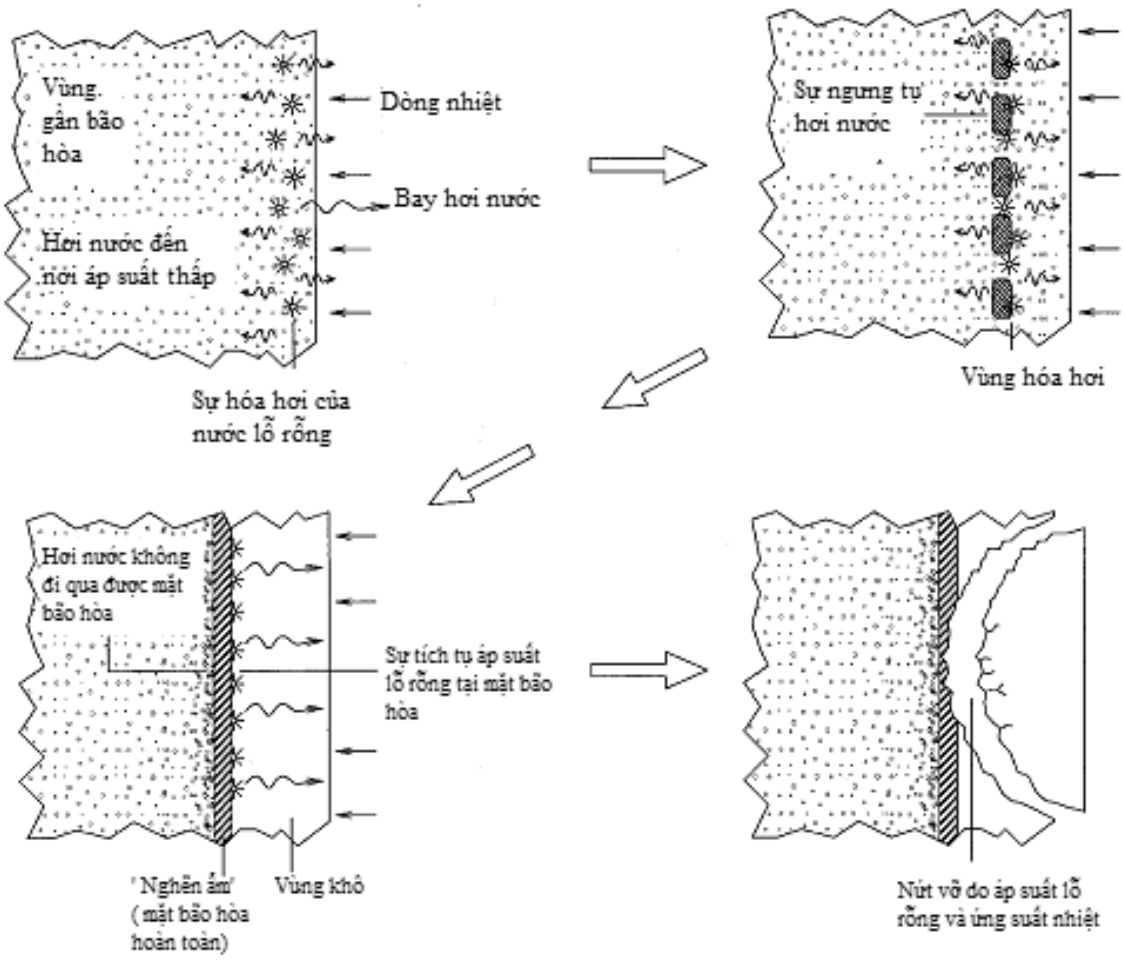
Trên nền bê tông UHPC khi bổ sung sợi thép mảnh sẽ tạo ra bê tông siêu tính năng cốt sợi thép - UHPSFC (UHPSFC: Ultra - high performance steel fiber reinforced concrete) có tính chất còn tốt hơn UHPC đó là khả năng dẻo dai rất cao, cường độ uốn trên 30MPa [5], cường độ kéo trực tiếp trên 8MPa, khả năng kháng nứt và hạn chế mở rộng vết nứt rất tốt.

Trên thế giới việc ứng dụng UHPC và UHPSFC đã được ứng dụng trong nhiều công trình và có các tiêu chuẩn, hướng dẫn như Tiêu chuẩn của Pháp NF P-710 [7] bổ sung Eurocode 2 [9] hệ thống tiêu chuẩn Châu Âu, ACI Mỹ, hội bê tông Anh, hội kỹ sư Nhật Bản JSCE, viện kỹ thuật xây dựng quốc gia Hàn Quốc KICT,... Nhiều công trình cao ốc hàng trăm tầng sử dụng bê tông cường độ siêu cao UHPC [5]. Nhờ khả năng chịu tải lớn, chuyển tải hiệu quả, bê tông UHPC làm giảm tổng trọng lượng của công trình và giảm tổng chi phí cho việc xây dựng kết cấu.

2. SỰ BONG TRÓC BÊ TÔNG UHPC CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA CHÁY

Với bê tông thông thường, hai nguyên nhân chính và quan trọng nhất gây phá hủy kết cấu bê tông dưới tác động của nhiệt độ cao: là gradient nhiệt và áp lực nước lỗ rỗng gây ra sự bong tróc bề mặt các cấu kiện bê tông. Sự biến dạng không tương đồng giữa vữa xi măng: ứng suất kéo và cốt liệu, ứng suất nén, do vậy tạo sự biến dạng trong bê tông. Các phản ứng mất nước chuyển hóa các pha rắn thay đổi cơ bản các thành phần khoáng mang tính cơ học như C-S-H, portlandit, từ đó làm suy giảm cường độ gây phá hủy kết cấu bê tông [4]. Với bê tông UHPC thì do có một số đặc tính riêng nên cơ chế hình thành bong tróc của bê tông có một số đặc điểm khác biệt.

Cường độ nén rất cao, đặc tính tự phục hồi và độ bền của UHPC chủ yếu phát sinh từ sự tăng lên cố kết mật độ của nó. Sự cố kết mật độ tăng lên dẫn đến tăng mức độ nhạy với bong tróc do làm giảm độ rỗng của nó. Khi tiếp xúc với nhiệt độ cao, bê tông UHPC bong tróc ở nhiệt độ thấp hơn so với bê tông cường độ bình thường. Giải thích về các cơ chế bong tróc trong UHPC được trình bày trong Hình 2 [4].



Hình 2. Các bước hình thành bong tróc bê tông UHPC chịu tác động của cháy [4]

Hiện tượng 'nghẽn ẩm' này là cơ chế chính đằng sau sự bong tróc gây ra do nhiệt độ tăng cao. Khi bê tông được nung nóng, nước tự do bốc hơi và di chuyển qua cấu trúc lỗ rỗng. Khi hơi nước đến bề mặt thoáng, nó sẽ bay hơi. Khi hơi ẩm khuếch tán vào bên trong, nó tiếp xúc với bê

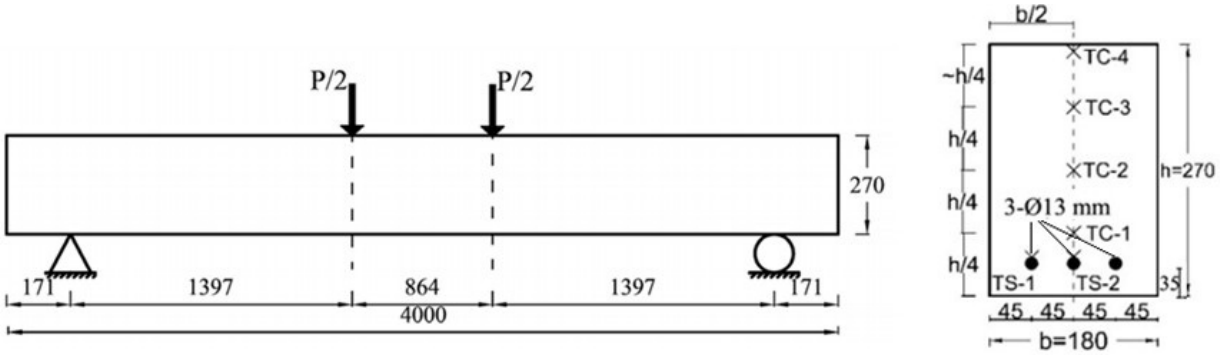
tông có nhiệt độ thấp hơn và ngưng tụ lại. Nước ngưng tụ này sẽ thêm vào chất lỏng đã có trong các lỗ rỗng của vùng này. Chu trình ngưng tụ hơi nước này sẽ tiếp tục cho đến khi hình thành một mặt trước bão hòa hoàn toàn có hiệu quả làm giảm độ thẩm thấu và ngăn hơi ẩm thoát ra bề mặt. Nếu độ rỗng của bê tông đủ thấp, thì hơi ẩm bốc hơi sẽ làm tăng áp suất lỗ rỗng cho đến khi đạt đến bằng với cường độ chịu kéo của bê tông. Tại thời điểm này, bê tông sẽ nứt. Độ thấm của bê tông và tốc độ gia nhiệt là hai yếu tố quyết định sự tồn tại của 'nghẽn ẩm'. Bê tông tiếp xúc với tốc độ gia nhiệt đủ cao hoặc bê tông có độ thấm rất thấp sẽ nứt khi áp suất lỗ rỗng bên trong phát triển vượt quá cường độ của bê tông. Sự khuếch tán nhiệt là phụ thuộc vào của độ dẫn nhiệt, nhiệt dung riêng và mật độ của vật liệu. Nó đo khả năng của một vật liệu để dẫn nhiệt năng so với khả năng tích trữ năng lượng của nó. Việc bổ sung sợi thép vào bê tông làm tăng khả năng khuếch tán nhiệt từ 50 đến 100% khi so sánh với hỗn hợp bê tông tiêu chuẩn. Cường độ chịu kéo tăng lên của bê tông cốt sợi thép cho phép bê tông tích trữ nhiều năng lượng hơn mà sau đó sẽ được giải phóng khi bê tông đông cứng [4].

3. THÍ NGHIỆM DẦM UHPC CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA CHÁY

3.1. Mẫu Thí nghiệm

Do không có điều kiện về cơ sở vật chất và kinh phí nên nhóm tác giả tham khảo thí nghiệm của nước ngoài. Thí nghiệm được lấy theo kết quả nghiên cứu của nhóm tác giả trường Đại học bang Michigan của Hoa Kỳ [2]. Mục đích thí nghiệm: đo chuyển vị tại giữa nhịp dầm, nhiệt độ tại các vị trí của mặt cắt dầm và mức độ của sự phá vỡ được so sánh với dự báo của mô hình.

Thí nghiệm khả năng chịu cháy trên 2 dầm UHPC là U-B1 và U-B2 được thực hiện tại Đại học bang Michigan. Cả 2 dầm đều là dầm tiết diện hình chữ nhật với kích thước là 180x270mm, chiều dài là 4000mm. Để tận dụng tối đa khả năng chịu nén và chịu kéo của UHPC, thép vùng nén và thép đai không được bố trí trong những dầm này. Dầm bố trí 3 thanh thép đường kính 13mm và giới hạn chảy là 435 MPa. Chi tiết mặt cắt được thể hiện tại hình dưới. Cả 2 dầm được lắp đặt các thiết bị: đầu đo nhiệt độ, đầu đo biến dạng, đồng hồ đo chuyển vị và bộ chuyển đổi [2].



Hình 3. Mặt cắt dầm UHPC (Tất cả kích thước đều là mm) [2]

Thí nghiệm khả năng chịu lửa cháy trên 2 dầm UHPC là U-B1 và U-B2 sử dụng lò đốt đặt tại Phòng thí nghiệm Hạ Tầng tại đại học bang Michigan. Dầm được đặt trong lò nung, 3 mặt tiếp xúc với lửa cháy và chịu tải trọng như hình trên.

3.2. Quy trình thí nghiệm

Cả 2 dầm UHPC được thí nghiệm theo tiêu chuẩn ASTM E-119 [8], nhưng tỷ số tải trọng tác động trên mỗi dầm là khác nhau. Tỷ số tải trọng tác động lên dầm trong điều kiện cháy so với tải trọng Pmax tác động lên dầm trong điều kiện thường (tải trọng Pmax này là khả năng chịu tải trọng tối đa của dầm ở điều kiện thường). Dầm U-B1 và U-B2 lần lượt chịu 40% và 60% tải trọng Pmax. Tải trọng này tác dụng 30 phút trước khi bắt đầu cháy và giữ ổn định đến khi không có sự gia tăng của chuyển vị dầm. Tải trọng được duy trì không đổi suốt thời gian tiếp xúc với cháy. Sau 80 phút thí nghiệm thì dầm được hạ nhiệt đến nhiệt độ môi trường, mức độ phá vỡ được đo đạc [2].

Bảng 1. Tóm tắt thông số thí nghiệm của dầm UHPC [2]

Tên dầm	Khả năng chịu lực nhiệt độ phòng (kNm)	Cường độ chịu nén f'_c (MPa)	Cường độ chịu kéo f'_t (MPa)	Độ thấm (m^2)	Tải trọng tác động (% khả năng chịu lực)	Đường cong gia nhiệt tiêu chuẩn Fire exposure
U-B1	67.8	193	7	2.2×10^{-18}	40	ASTM E-119
U-B2	67.8	193	7	2.2×10^{-18}	60	ASTM E-119

Bảng 2. Quy trình nhiệt độ - thời gian (đây là nhiệt độ không gian của lò đốt) của thí nghiệm dầm UHPC [2][8]

STT	Nhiệt độ	Thời gian (phút)
1	20°C	5
2	200°C	20
3	400°C	40
4	600°C	60
5	800°C	80

4. MÔ PHỎNG DẦM UHPC CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA CHÁY THEO CÁC BƯỚC NHIỆT ĐỘ BẰNG MÔ HÌNH PHÂN TÍCH PHẦN TỬ HỮU HẠN (PTHH)

4.1. Mô phỏng bằng phần mềm Abaqus

Abaqus là phần mềm có khả năng mô phỏng thiết kế và kết cấu của chi tiết một cách trực quan bởi khả năng xây dựng mô hình phần tử hữu hạn phong phú và chi tiết. Tập trung vào các nội dung mô phỏng công trình, kết cấu dựa trên cơ sở phương pháp phần tử hữu hạn, phạm vi giải quyết vấn đề từ phân tích tuyến tính đơn giản đến vấn đề mô phỏng phi tuyến phức tạp. Giải quyết các vấn đề trong tính toán và phân tích kết cấu như tính toán ứng suất và chuyển vị [14].

Do tính dẫn nhiệt thấp của bê tông, lớp vỏ bê tông đóng vai trò cách nhiệt đối với các thanh cốt thép trong các phần tử bê tông cốt thép (BTCT). Cách xây dựng mô hình PTHH có hai bước riêng biệt:

(1) Bước 1: Bước truyền nhiệt trong đó các điều kiện ranh giới tiếp xúc với lửa cháy cùng với các đặc tính truyền nhiệt của bê tông được xác định để ước tính sự truyền nhiệt tại các vị trí khác nhau của phần tử trong các khoảng thời gian khác nhau. Phần tử khối ba chiều (3D) được sử dụng để tạo mô hình cho dầm bê tông;

(2) Bước 2: Phân tích cấu trúc và cơ học của phần tử có tính đến tác động đồng thời của tải trọng tác động và tải trọng nhiệt do cháy [14].

Ở bước 1, các thông số của vật liệu cần được xác định: đó là hệ số dẫn nhiệt λ (W/m.^{o}C), nhiệt dung riêng (kJ/kG. ^{o}C), khối lượng riêng.

Hệ số dẫn nhiệt λ_{cT} (W/m.^{o}C), nhiệt dung riêng C_{cT} của bê tông và nhiệt dung riêng của cốt thép có thể được tính toán theo các công thức sau [15]:

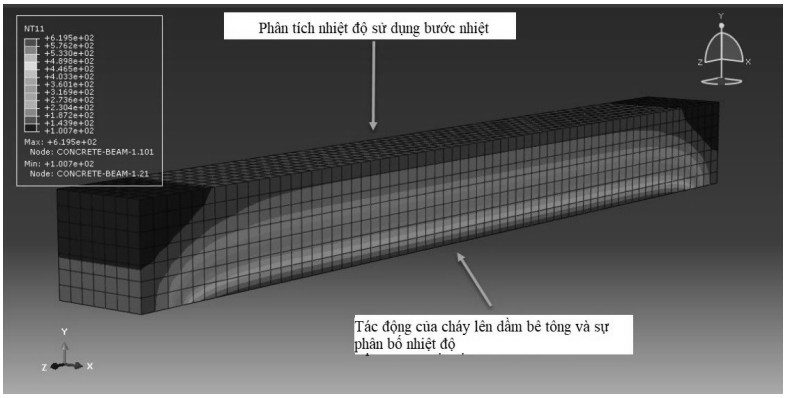
$$\lambda_{.cT} = 2 - 0.24\left(\frac{T}{120}\right) + 0.012\left(\frac{T}{120}\right)^2 \quad \left(20^\circ C \le T \le 1200^\circ C\right) \tag{1}$$

$$C_{cT} = 900 + 80\left(\frac{T}{120}\right) - 4\left(\frac{T}{120}\right)^2 \quad \left(20^\circ C \le T \le 1200^\circ C\right) \tag{2}$$

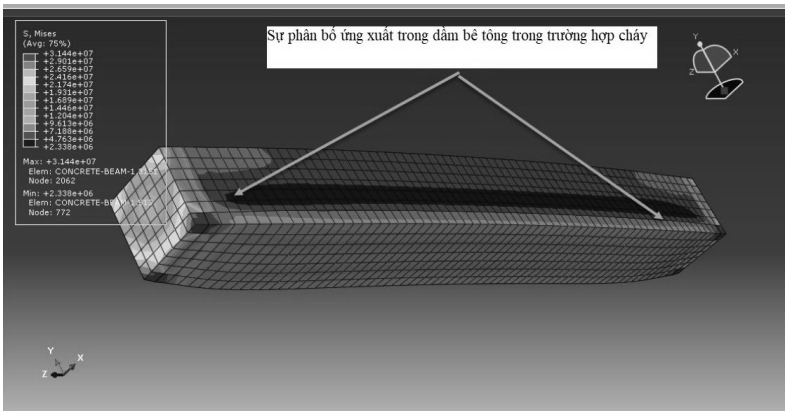
$$C_{sT} = \begin{cases} 425 + 7.73\times10^{-1}T - 1.69\times10^{-3}T^2 + 2.22\times10^{-6}T^3 \left(20^\circ C \le T < 600^\circ C\right) \\ 666 + \dfrac{13002}{738}\left(600^\circ C \le T < 735^\circ C\right) \\ 545 + \dfrac{1780}{T - 731}\left(735^\circ C \le T < 900^\circ C\right) \\ 650\left(900^\circ C \le T \le 1200^\circ C\right) \end{cases} \tag{3}$$

Các bước truyền nhiệt được sử dụng để mô hình hóa tình trạng cháy và phân tích nhiệt độ căn cứ theo bảng 2. Các đặc tính nhiệt được sử dụng trong phân tích nhiệt. Điều kiện cháy được chỉ định cho đáy dầm với biểu đồ nhiệt độ - thời gian (bảng 2).

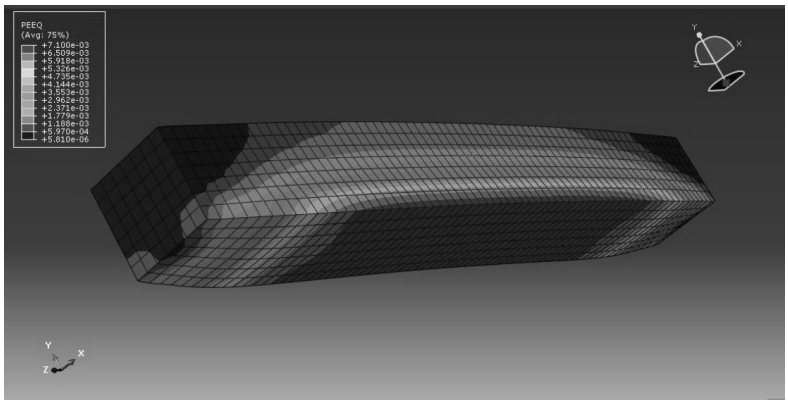
Ở bước 2, ứng xử phi tuyến của kết cấu bê tông cốt thép phụ thuộc vào nhiệt độ được xem xét. Mô hình được chia lưới. Tính đàn hồi, giãn nở phụ thuộc vào nhiệt độ có thể chuyển đổi nhiệt độ từ tác động cháy trong mô phỏng nhiệt thành ứng suất và biến dạng. Kết quả từ phân tích nhiệt được chuyển sang mô hình kết cấu. Mô hình có thể xuất ra các kết quả như ứng suất, biến dạng và chuyển vị. Những kết quả này đến từ sự gia tăng nhiệt độ trong quá trình phân tích cháy. Tại mỗi bước nhiệt độ - thời gian, các kết quả ứng suất của phần tử lớp ngoài được so sánh với cường độ bê tông tại mức nhiệt độ đó. Nếu ứng suất phần tử lớp ngoài vượt quá giới hạn ứng suất của bê tông thì việc phân tích tại bước thời gian đó sẽ dừng lại, nếu không, phân tích được tiếp tục đến bước thời gian tiếp theo. Phần tử lớp ngoài bị vượt ứng suất ở bước nhiệt độ - thời gian trước, sẽ được loại bỏ khi phân tích ở bước nhiệt độ - thời gian kế tiếp. Mô hình được chia lưới càng nhỏ thì thời gian phân tích càng lâu và kết quả càng chính xác. Bên dưới là một số hình mô phỏng bằng phần mềm Abaqus [14]



Hình 4. Mô phỏng dầm UHPC bằng phần mềm Abaqus ở bước 1 [14]



Hình 5. Ứng suất và biến dạng của dầm UHPC mô phỏng bằng phần mềm Abaqus ở bước 2 [14]



Hình 6. Ứng suất và biến dạng của dầm UHPC mô phỏng bằng phần mềm Abaqus ở bước 2 (tiếp) [14]

4.2. Mô phỏng bằng phần mềm Sap2000

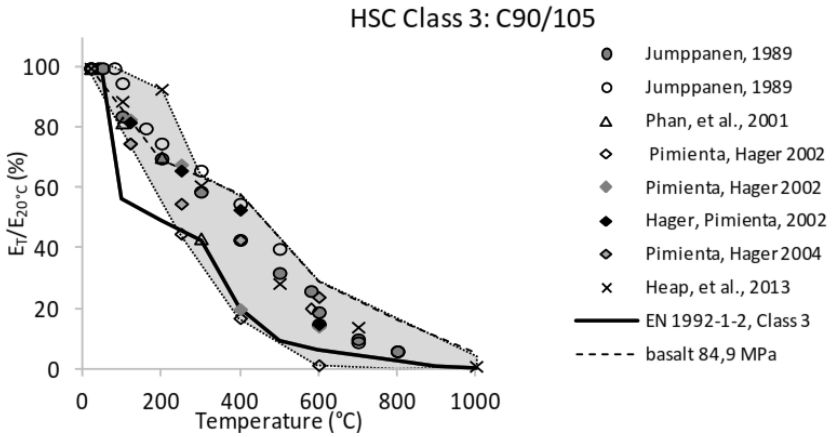
Abaqus là phần mềm mạnh mẽ trong việc mô phỏng và phân tích PTHH. Tuy nhiên ở Việt Nam, phần mềm này thường được sử dụng bởi các kỹ sư cơ khí - chế tạo máy, các kỹ sư xây dựng rất ít người sử dụng được phần mềm này. Với các kỹ sư xây dựng thì phần mềm Sap2000 thường được sử dụng hơn. Vì lý do này, nhóm tác giả tìm cách mô tả tác động cháy lên dầm bê tông bằng phần mềm Sap2000, mặc dù khả năng của phần mềm có nhiều hạn chế.

Phần mềm Sap2000 cũng sử dụng phương pháp phân tích PTHH, nhưng nó không đủ mạnh mẽ để chuyển đổi nhiệt (theo đường cong nhiệt - thời gian) từ tác động cháy sang ứng suất và biến dạng. Để khắc phục các hạn chế của phần mềm, nhóm tác giả căn cứ vào biểu đồ mô đun đàn hồi của bê tông giảm dần dưới tác động nhiệt độ tăng dần. Do chưa có nghiên cứu cụ thể về tác động của nhiệt lên bê tông UHPC nên nhóm tác giả căn cứ vào kết quả nghiên cứu trên bê tông cường độ cao (Class 3 C90/105), xem hình dưới [6]. Các xây dựng mô hình chia làm 2 bước chính:

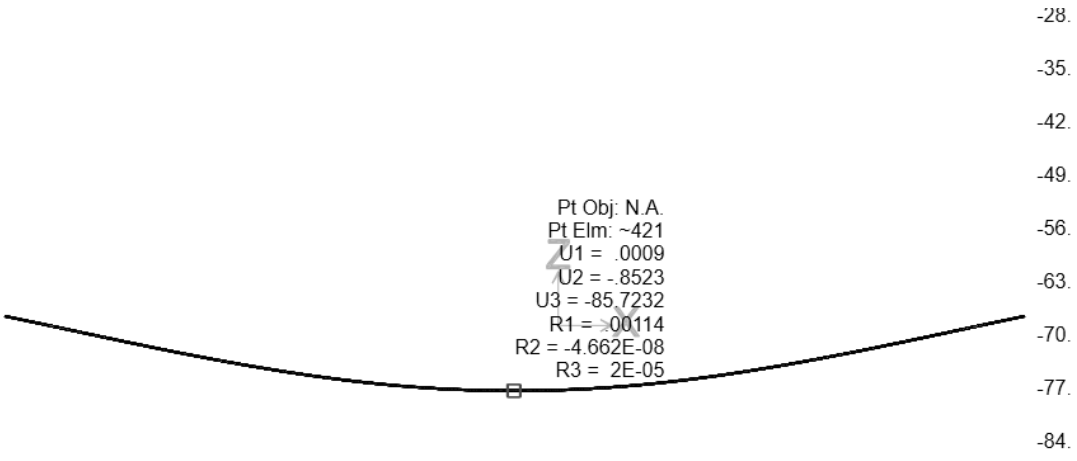
(1) Bước 1: Phần tử khối ba chiều (3D) được sử dụng để tạo mô hình cho dầm bê tông. Nhóm tác giả mô phỏng thành nhiều mô hình ứng với từng bước nhiệt độ, căn cứ vào biểu đồ mô đun đàn hồi của bê tông và thời gian.

(2) Bước 2: Với mỗi bước nhiệt độ và thời gian, chúng tôi mô phỏng vào mô hình và tiến hành phân tích, xuất kết quả biến dạng và chuyển vị.

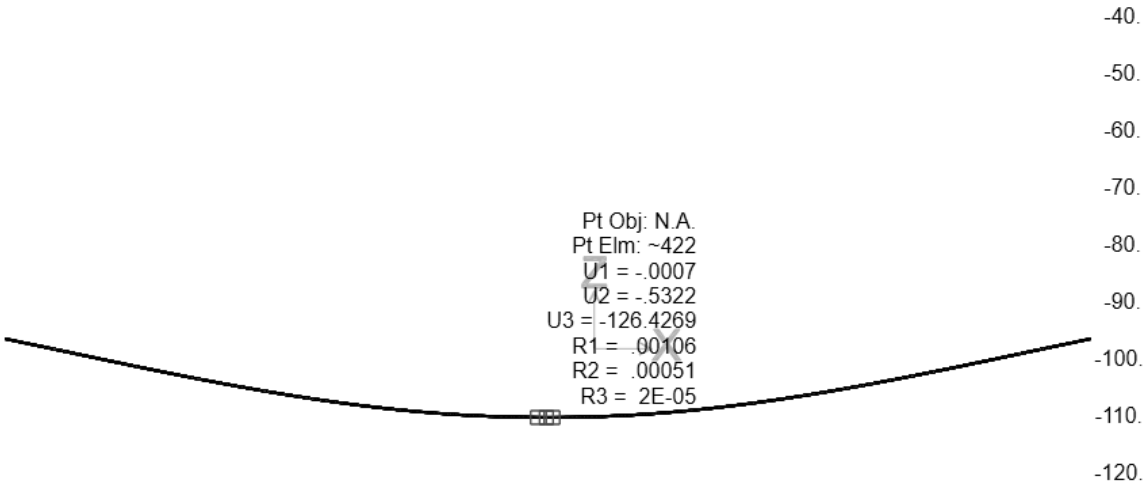
Do hạn chế của phần mềm Sap2000, nhóm tác giả chỉ lấy kết quả chuyển vị từ mô hình để so sánh với kết quả thí nghiệm thực tế.



Hình 7. Thay đổi của mô đun đàn hồi dưới ảnh hưởng của nhiệt độ, với bê tông Class 3 C90/105 [6]



Hình 8. Chuyển vị tại giữa dầm UB1 tại 800^{o}C (đơn vị: mm)

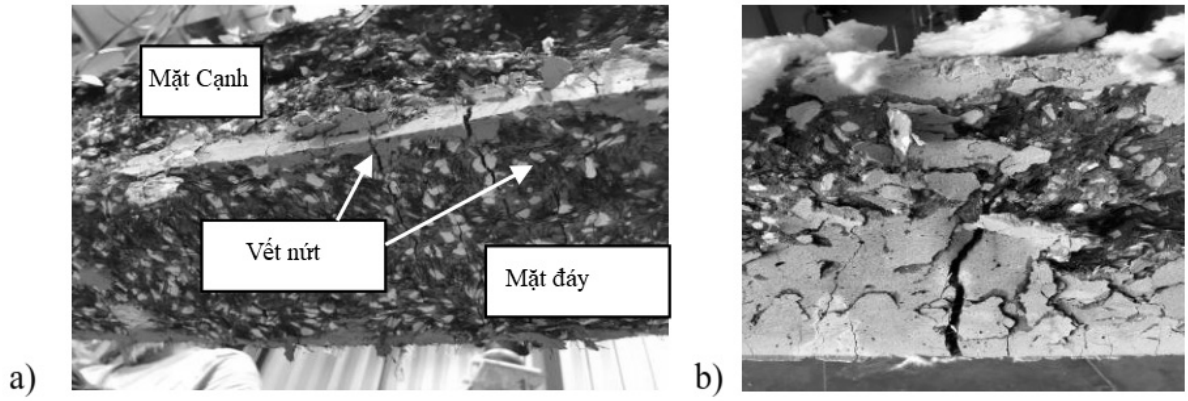


Hình 9. Chuyển vị tại giữa dầm UB2 tại 800^{o}C (đơn vị: mm)

5. SO SÁNH CÁC KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM, SO SÁNH CHUYỂN VỊ GIỮA KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ MÔ HÌNH MÔ PHỎNG 2 DẦM U-B1 VÀ U-B2

5.1. So sánh kết quả bong tróc giữa 2 dầm U-B1 và U-B2

Vết bong tróc được quan sát bằng mắt. Quan sát đã chỉ ra rằng vết bong tróc bắt đầu xảy ra ở cả 2 dầm sau 10 phút tiếp xúc với lửa. Sau quá trình thí nghiệm, dầm được hạ nhiệt và tiến hành đo khối lượng dầm. Cả 2 dầm UHPC đều bị hư hỏng nghiêm trọng. Tuy nhiên mức độ vết bong tróc của dầm U-B1 cao hơn dầm U-B2. Điều này có thể là do sự biến đổi các vết nứt ở cả 2 dầm (xem hình dưới). Mật độ dày đặc các vết nứt trong vùng chịu kéo của dầm U-B2 khi chịu tải trọng dẫn đến sự giải phóng áp suất lỗ rỗng, có thể đây là nguyên nhân làm dầm U-B2 ít bong tróc hơn [2].



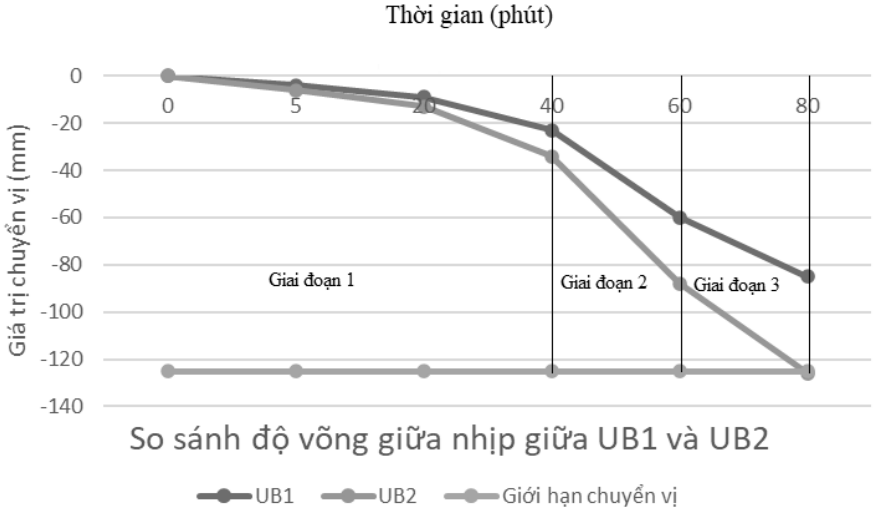
Hình 10. Dầm bê tông UHPC bị bong tróc khi chịu tác động của cháy
a) Dầm U-B1; b) Dầm U-B2 [2]

5.2. So sánh ứng xử của 2 dầm U-B1 và U-B2 và so sánh chuyển vị giữa kết quả thí nghiệm và mô hình mô phỏng

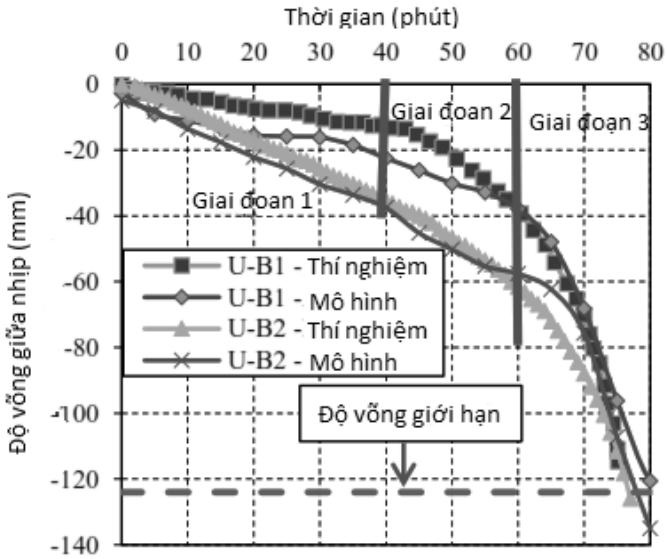
Ứng xử chuyển vị có thể chia thành 3 giai đoạn. Giai đoạn 1, trong 40 phút đầu tiên, chuyển vị của cả 2 dầm tăng chậm với tốc độ ổn định. Sự chuyển vị này có thể là do biến dạng nhiệt được tạo ra bởi nhiệt độ cao phát sinh khắp chiều cao dầm. Sự bong tróc đều xảy ra ở 2 dầm sau

10 phút tiếp xúc với lửa, mức độ bong tróc ở dầm U-B1 cao hơn dầm U-B2. Tuy nhiên bê tông và cốt thép ít bị suy giảm cường độ ở giai đoạn này do nhiệt độ thấp trong mặt cắt dầm. Do đó, ảnh hưởng của bóng tróc là không đáng kể ở giai đoạn này [2].

Ở giai đoạn 2, từ 40 đến 60 phút tiếp xúc với lửa, chuyển vị ở cả 2 dầm tăng nhanh. Nguyên nhân gây nên gia tăng chuyển vị ở giai đoạn 2 phần lớn do sự suy giảm cường độ và độ cứng của cả bê tông và cốt thép, nhiệt độ tăng trong từng lớp của dầm. Cả 2 dầm đều có nhưng vết bong tróc nghiêm trọng trong giai đoạn này và có sự lan truyền nhanh của nhiệt độ cao (trên 200 ^{o}C). Ảnh hưởng của sự bong tróc bê tông đối với dầm U-B1 ở giai đoạn 2 là rõ rệt, điều đó dẫn đến chuyển vị dầm tăng nhanh hơn so với U-B2 [2] (lưu ý là chuyển vị tuyệt đối của dầm U-B1 ở giai đoạn này vẫn nhỏ hơn nhiều so với chuyển vị ở dầm U-B2) [2]. Tuy nhiên kết quả chuyển vị của 2 dầm trong cả 2 phần mềm mô phỏng không thể hiện được việc này.



Hình 11. So sánh chuyển vị dầm U-B1, dầm U-B2 (mô hình bằng phần mềm Sap2000)



Hình 12. So sánh chuyển vị dầm U-B1, dầm U-B2 giữa thí nghiệm và mô hình mô phỏng bằng phần mềm Abaqus [2]

Cuối cùng, giai đoạn 3 là sau 60 phút, chuyển vị tăng rất nhanh do sự mất mát đáng kể của cường độ và độ cứng, cũng như hiệu ứng từ biến nhiệt độ cao. Cả 2 dầm đều bị phá hoại sau khoảng 75 phút tiếp xúc với cháy. Mặc dù chịu mức tải trọng thấp hơn song dầm U-B1 vẫn bị phá hủy cùng thời gian với dầm U-B2 do mức độ bong tróc của dầm này [2]. Các kết quả chuyển vị của mô hình phân tích bằng Abaqus thấp hơn so với chuyển vị thực tế nhưng chênh lệch không nhiều. Kết quả chuyển vị của mô hình phân tích bằng Sap2000 có chênh lệch nhiều hơn so với mô hình phân tích bằng Abaqus. Điều này là do sự khác nhau giữa đặc tính tác động của nhiệt độ cao trong thực tế và hạn chế trong cách phân tích của từng phần mềm sử dụng.

6. KẾT LUẬN

Dầm bê tông UHPC có nhiều ưu điểm vượt trội hơn so với dầm bê tông truyền thống. Nhưng vấn đề đặt ra ở đây là khi dầm bê tông UHPC chịu tác động của cháy thì các tính chất ưu việt của nó bị ảnh hưởng như thế nào? Dựa trên các kết quả và quan sát được trình bày ở các phần trên, chúng tôi có thể rút ra một vài kết luận về dầm bê tông UHPC chịu tác động của cháy như sau:

+ Do đặc tính riêng biệt của bê tông UHPC nên dầm UHPC dễ bị bong tróc khi chịu tác động của cháy;

+ Tải trọng tác động lên dầm có ảnh hướng đến mức độ bong tróc xảy ra trong dầm UHPC. Tải trọng càng lớn thì càng nhiều vết nứt và điều này tạo điều kiện để giải phóng áp suất lỗ rỗng dẫn đến ít bong tróc;

+ Hai dầm UHPC mặc dù chịu tải trọng khác nhau nhưng vẫn bị phá hủy cùng thời gian dưới tác động của cháy.

Tuy còn có các hạn chế trong việc sử dụng mô hình mô phỏng nhưng phương pháp phần tử hữu hạn có khả năng đánh giá được khả năng chịu lực của dầm UHPC chịu tác động của cháy. Phần mềm Abaqus có độ chính xác và khả năng phân tích mạnh mẽ hơn so với phần mềm Sap2000 trong việc phân tích dầm bê tông chịu tác động của cháy.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- *Tài liệu tham khảo là tạp chí:*

[1] Graybeal, B. A. (2006). *Material property characterization of ultra-high performance concrete.* Federal Highway Administration, No. FHWA-HRT-06-103

[2] Banerji S.a, Kodur V.K.R.b and Solhmirzaei R.a, *Fire response of ultra high performance concrete beams.* Iowa State University Digital Press published on 02 Jun 2019

[3] Cù Việt Hưng, Nguyễn Đức Phúc, Nguyễn Công Thắng, Nguyễn Ngọc Tuyển, Phạm Duy Hòa. *Dự báo sức kháng uốn của dầm bê tông chất lượng siêu cao (UHPC).* Tạp chí Khoa học Công Nghệ Xây dựng NUCE 2018. 12(4): 1-13

[4] Brian T.Burke. *Residual Strength of Ultra-High Performance Concrete after Exposure to Elevated*

[5] Trần Bá Việt, Lê Minh Long, Nguyễn Trung Hòa - *Phân tích ứng xử của bản bê tông cốt sợt thép tính năng siêu cao.* Tạp chí KHCN Xây Dựng - số 1/2015

[6] Izabela, Katarzyna Krzemien - *An over of concrete modulus of elasticity evolution with teamperature and comments to EUROPEAN code provisions*

- Tài liệu tham khảo là tiêu chuẩn:

[7] French standard (2016). NF P 18-710: National addition to Eurocode 2 - Design of concrete structures: specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC)

[8] American National standard . E 119-00: Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials

[9] European standard . EN 1992: Design of concrete structures

[10] Tiêu chuẩn quốc gia . TCVN 5574:2018: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - tiêu chuẩn thiết kế

- Đối với trang web:

[10] https://moc.gov.vn/vn/tin-tuc/1184/62618/tong-quan-ve-su-pha-huy-be-tong-do-nhiet-do-cao.aspx

[11] http://vntvietnam.com/xem-tin/be-tong-cuong-do-sieu-cao-uhpc-la-gi--878.html

[12] https://moc.gov.vn/vn/tin-tuc/1184/62618/tong-quan-ve-su-pha-huy-be-tong-do-nhiet-do-cao.aspx

[13] https://text.123docz.net/document/5363620-huong-dan-su-dung-phan-mem-abaqus.htm

[14] http://www.abaqusfem.com/simulation-fire-analysis-of-the-concrete-beam-in-the-abaqus-temperature-and-stress-analysis/

[15] hhttps://openaccess.city.ac.uk/id/eprint/24754/

[16] http://www.vncold.vn/Modules/CMS/Upload/10/TuLieu/130627/DuThaoNangLuongXayDung02.pdf

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA DỰ ỨNG LỰC ĐẾN ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG

STUDY ON THE EFFECT OF POST-TENSIONING ON THE BEHAVIOR OF MULTI-STORY STRUCTURE

ThS. Phạm Văn Nam[1], ThS. Đỗ Văn Linh[2]
[1]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: nam92.ibst@gmail.com
[2]Trường Đại học Giao thông Vận tải, Email: dvlinh@utc.edu.vn

TÓM TẮT: Bài báo trình bày nghiên cứu xác định ảnh hưởng của hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực trong kết cấu sàn đến ứng xử của kết cấu theo phương đứng (cột, vách) trong nhà nhiều tầng. Mô hình sử dụng bằng phần mềm Etabs 2018 và Safe 2016. Kết quả thu được từ mô hình mô phỏng xem xét mức độ ảnh hưởng của dự ứng lực đến sự phân phối lại nội lực của các hệ kết cấu cột, vách trong nhà nhiều tầng.

TỪ KHÓA: nghiên cứu mô phỏng, dự ứng lực, phân phối lại nội lực cột, vách.

ABSTRACTS: *The article presents a study to determine the effect of the out-of-plane deformation due to lateral load on the prestressed slabs and the effect on vertical structure (columns, walls) in multi-storey buildings. The model is modeled in Etabs 2018 and Safe 2016 software, analyzed in construction stages of cable tensioning and the serviceability stages.*

KEYWORDS: *simulation research, prestressed slabs, redistribution internal columns, walls forces.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

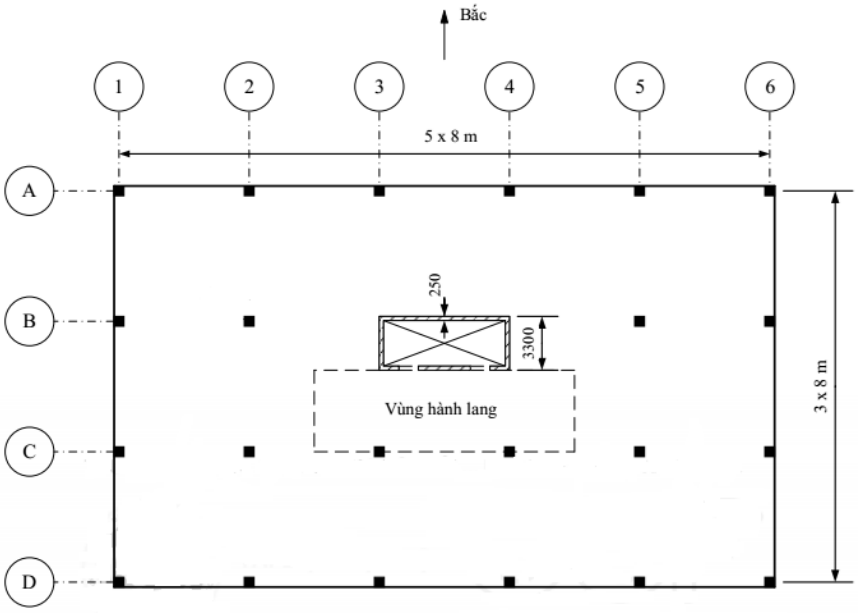
Kết cấu sàn bê tông dự ứng lực căng sau đang ngày càng được sử dụng rộng rãi trong xây dựng nhà cao tầng do có những ưu điểm vượt trội hơn so với những giải pháp kết cấu bê tông cốt thép thông thường. Kết cấu sàn vượt được nhịp lớn tạo được sự linh hoạt trong bố trí công năng đồng thời giảm được khối lượng cốt thép thường, cốp pha và nhân công mang lại hiệu quả về kinh tế cao cho các dự án. Tuy nhiên đây cũng là một dạng kết cấu đặc biệt đòi hỏi đơn vị thiết kế và thi công chuyên nghiệp cũng như chuyên sâu. Một thực tế diễn ra là nhiều đơn vị thiết kế nhà cao tầng chuyên nghiệp thì chưa chuyên sâu về kết cấu sàn dự ứng lực và đơn vị thiết kế chuyên sâu về kết cấu sàn dự ứng lực thì không chuyên các hạng mục khác của kết cấu nhà cao tầng do đó việc kết hợp tính toán kết cấu nhà cao tầng có sàn dự ứng lực trong một tổng thể hoàn chỉnh chưa được quan tâm đúng mực. Hầu hết các đơn vị thiết kế sàn dự ứng lực theo từng sàn riêng lẻ và độc lập với hệ kết cấu đứng như cột, vách.

Trong bài báo này, tác giả đã thực hiện mô hình mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm Etabs và Safe để xác định được ảnh hưởng của hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực trong kết cấu sàn đến ứng xử của kết cấu theo phương đứng (cột, vách) trong nhà nhiều tầng.

2. MÔ HÌNH MÔ PHỎNG

2.1. Xây dựng mô hình

Mô hình phần tử hữu hạn được xây dựng bằng cách sử dụng phần mềm phần tử hữu hạn Safe 2016 và Etabs 2018. Mô hình kết cấu nhà cao tầng với mặt bằng điển hình, từ đó xét ảnh hưởng của dự ứng lực trong sàn đến ứng xử của các kết cấu cột, vách và ảnh hưởng của vị trí sàn dự ứng lực trong nhà đến ứng xử của kết cấu nhà cao tầng. Hình dạng mặt bằng và chiều cao công trình cũng như cách bố trí hệ kết cấu ảnh hưởng đến ứng xử cụ thể của cấu kiện. Do đó, để đánh giá được ảnh hưởng của dự ứng lực một cách tổng quát, một công trình có mặt bằng đơn giản, hình chữ nhật như Hình 1 được lựa chọn, Số tầng cũng được thay đổi, tương ứng 10 tầng, 15 tầng và 20 tầng để xem xét ảnh hưởng của chiều cao đến sự thay đổi nội lực trong kết cấu cột, vách.



Hình 1. Mặt bằng điển hình

Mặt bằng có hình chữ nhật 40 × 24m, chiều cao tầng 3.6m, công trình bê tông cốt thép. Bê tông có cấp độ bền B30, Cốt thép thường f_y = 400 MPa, tao cáp dự ứng lực 15,2mm, có dính bám, nằm trong ống gen dẹt kim loại chứa 3 tao (cáp chính) và 1 tao (cáp bổ sung), có chiều cao 2,1cm, thép có độ chùng thấp, f_{pu} =1860 MPa, hệ số Hệ số ma sát μ = 0,2 ; K = 0,003/m và độ tụt neo là 6mm; Mô đun đàn hồi E_p = 200000 MPa.

Chiều dày sàn 200mm, dầm biên có kích thước 220 × 450mm, chiều dày vách 250mm. Tiết diện cột, lựa chọn kích thước tiết diện cột (theo Lê Bá Huế [1]):

- Với nhà 10 tầng: Tiết diện cột tầng 1- 5: 800×800 mm, tầng 6-10: 650×650mm;
- Với nhà 15 tầng: Tiết diện cột tầng 1- 7: 800×800 mm, tầng 8-15: 700×700mm;
- Với nhà 20 tầng: Tiết diện cột tầng 1- 10: 800×800 mm, tầng 11-20: 750×750mm;
- Với sàn riêng lẻ: Tiết diện cột: 800×800mm.

2.2. Xác định tải trọng

Tải trọng thiết kế dựa theo TCVN 2737:1995 Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế [2]:

- Tải trọng theo phương đứng:

+ Hoạt tải: 2,0 kN/m^2 (Hoạt tải trong văn phòng);

+ Tĩnh tải bổ sung: 1,2 kN/m^2.

- Tải trọng theo phương ngang: Trong phạm vi bài báo này, nhóm tác giả chỉ phân tích ảnh hưởng của tĩnh tải, hoạt tải và hiệu ứng của cáp dự ứng lực. Các tải trọng ngang như tải trọng động đất và tải trọng gió được bỏ qua.

2.3. Tổ hợp tải trọng

- Với mô hình sàn một tầng dự ứng lực trên Safe 2016:

+ Tổ hợp 1 : 1.2 Tĩnh tải + 1.6 Hoạt tải

+ Tổ hợp 2 : 1.2 Tĩnh tải + 1.6 Hoạt tải + 1.0 HPT

- Với mô hình công trình 10, 15 và 20 tầng có dự ứng lực trên Etabs 2018:

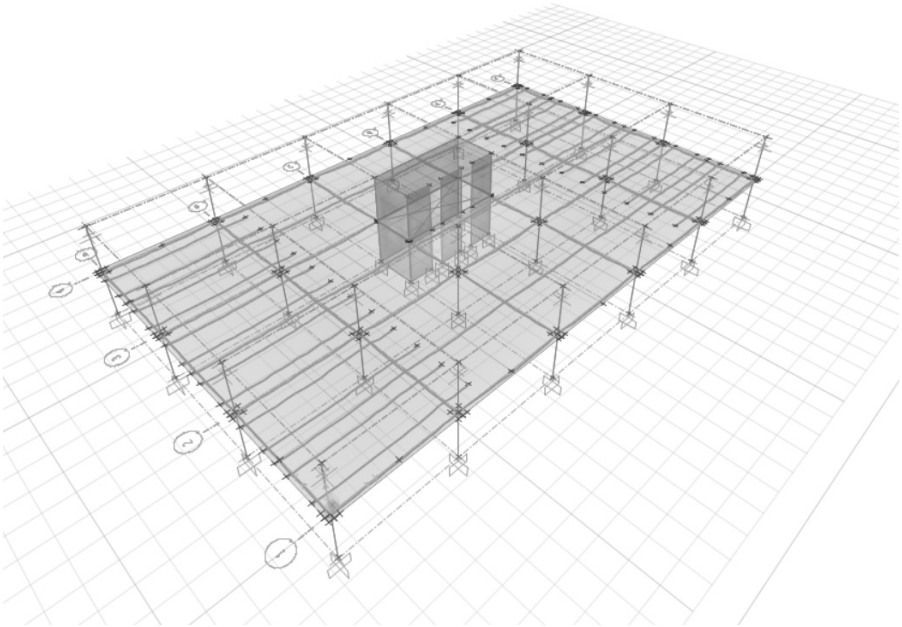
+ Tổ hợp 1 : 1.2 Tĩnh tải + 1.6 Hoạt tải

+ Tổ hợp 2 : 1.2 Tĩnh tải + 1.6 Hoạt tải + 1.0 HPT

2.4. Mô hình

2.4.1. Mô hình trên Safe 2016

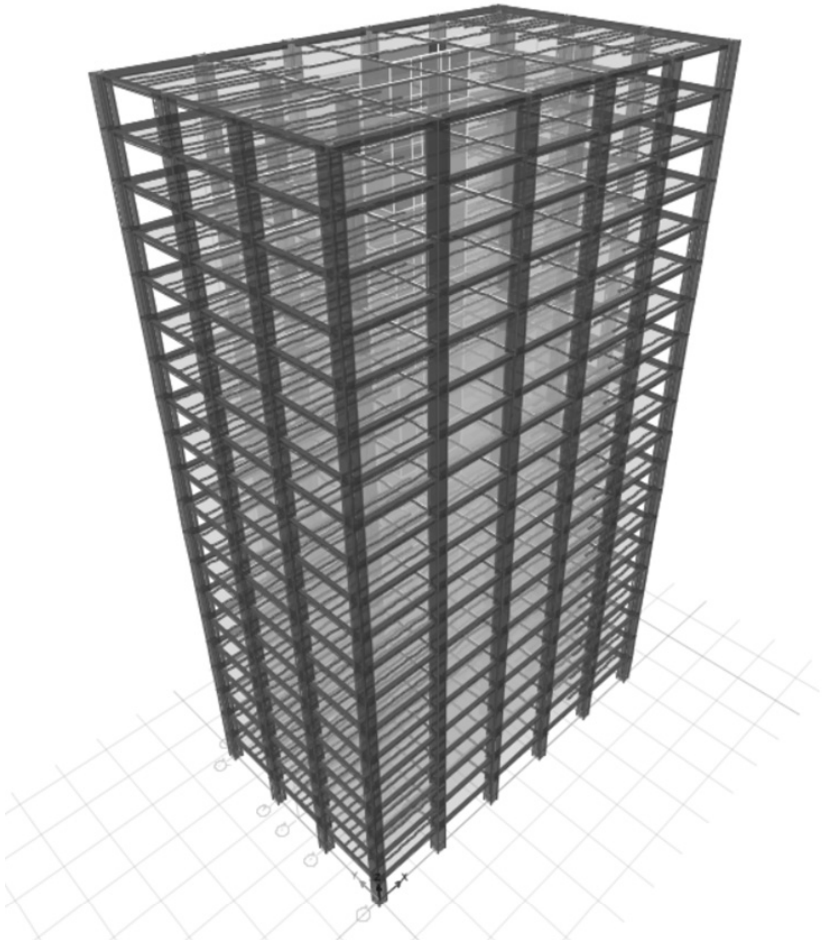
Để xác định được ảnh hưởng của vị trí sàn theo tầng đến ảnh hưởng nội lực, một mô hình sàn một tầng được xây dựng trong phần mềm SAFE như thực tế thiết kế hiện nay sử dụng để so sánh với kết quả nội lực khi xét đến vị trí của tầng trong các mô hình ETABS.



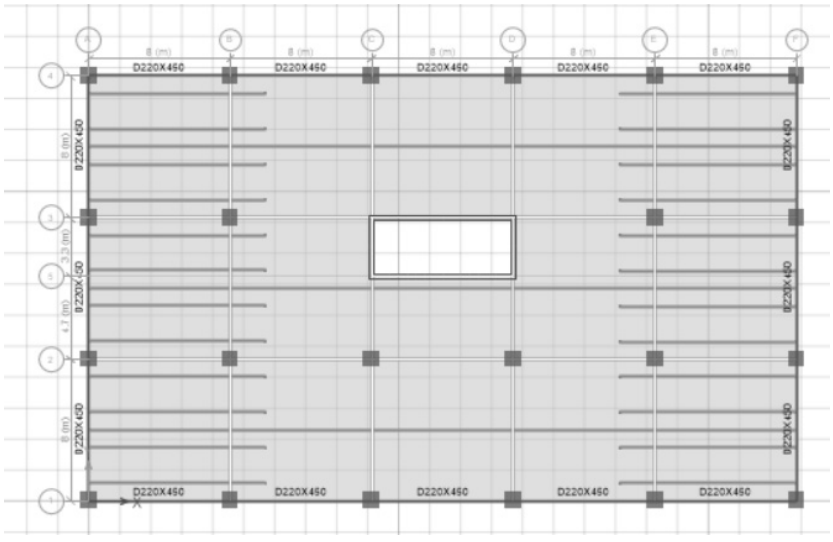
Hình 2. Mô hình và mặt bằng cáp sàn điển hình trên Safe

2.4.2. Mô hình trên Etabs 2018

Do chỉ xét đến hiệu ứng thứ cấp gây ra do dự ứng lực nên các mô hình được xét đến là các công trình đã được căng dự ứng lực ở các tầng. Mô hình cho công trình 10 tầng, 15 tầng và 20 tầng.



Hình 3. Mô hình 3D tổng thể trong Etabs 2018



Hình 4. Mặt bằng tầng điển hình trong nhà cao tầng có dự ứng lực trong Etabs 2018

3. KẾT QUẢ MÔ PHỎNG

Các kết quả thu được từ mô hình mô phỏng về ảnh hưởng của dự ứng lực trong sàn đến lực dọc trong cột, vách; mômen trong cột, vách và ảnh hưởng của vị trí sàn dự ứng lực trong nhà đến nội lực của sàn.

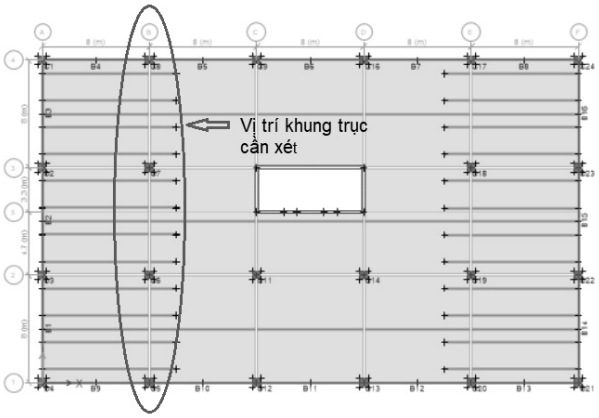
3.1. Ảnh hưởng của hiệu ứng bậc 2 do dự ứng lực đến lực dọc trong cột

Để thấy được ảnh hưởng của dự ứng lực đến nội lực trong hệ kết cấu đứng (cột, vách), các tổ hợp tải trọng được xét đến là tổ hợp không có dự ứng lực và tổ hợp có dự ứng lực:

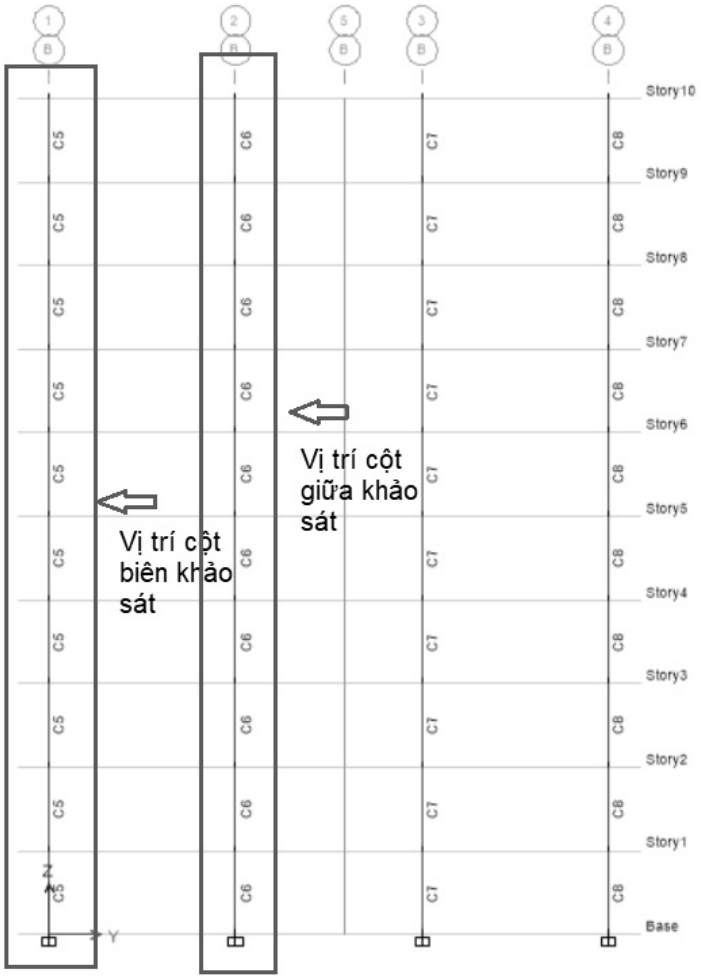
+ Tổ hợp có dự ứng lực gồm: Tĩnh tải, hoạt tải và hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực;

+ Tổ hợp không có dự ứng lực gồm: Tĩnh tải và hoạt tải.

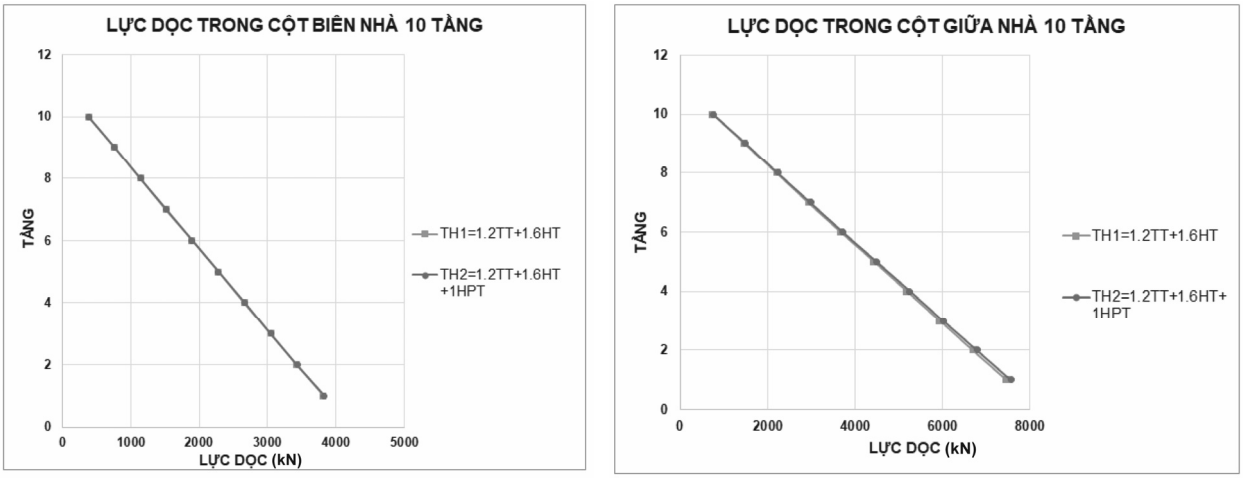
Lựa chọn khung trục B để khảo sát:



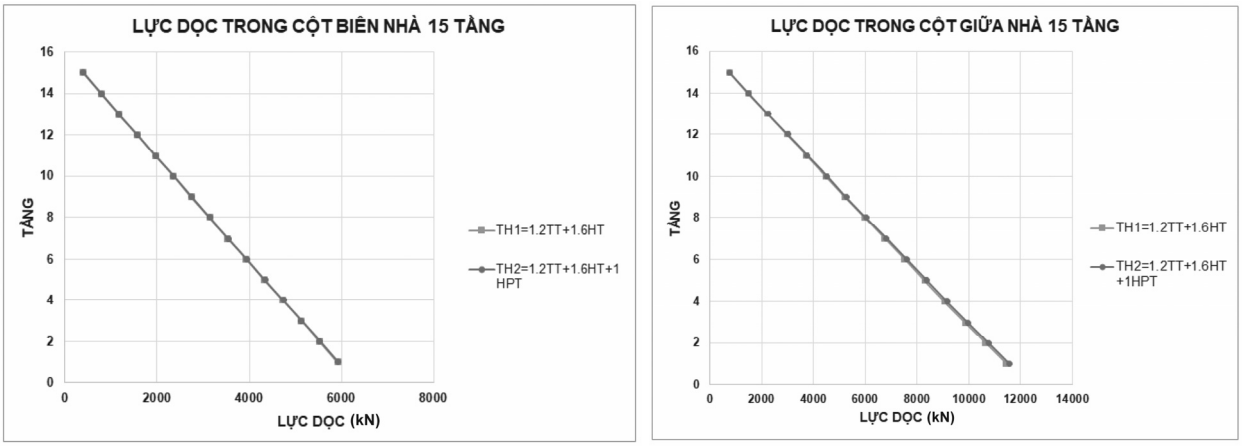
Hình 5. Khung trục chọn khảo sát trên mặt bằng



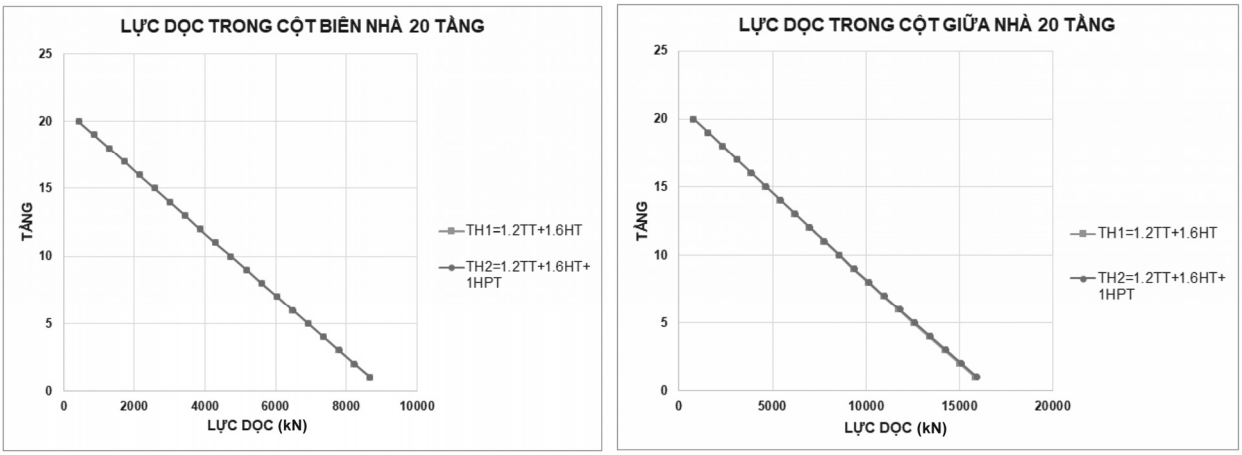
Hình 6. Vị trí cột biên và cột giữa cần khảo sát trên khung trục B



Hình 7. So sánh lực dọc cột biên và cột giữa của nhà 10 tầng



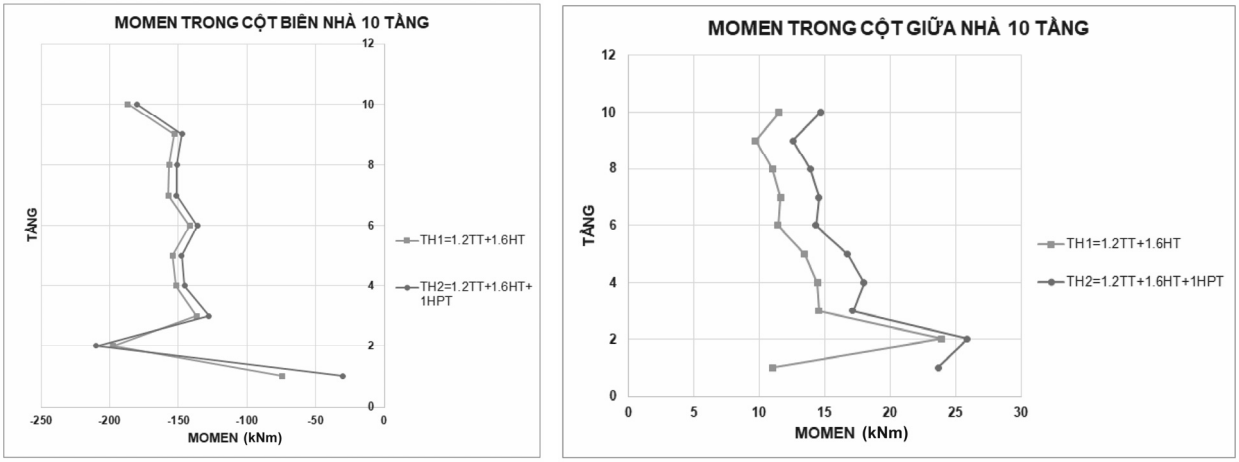
Hình 8. So sánh lực dọc cột biên và cột giữa của nhà 15 tầng



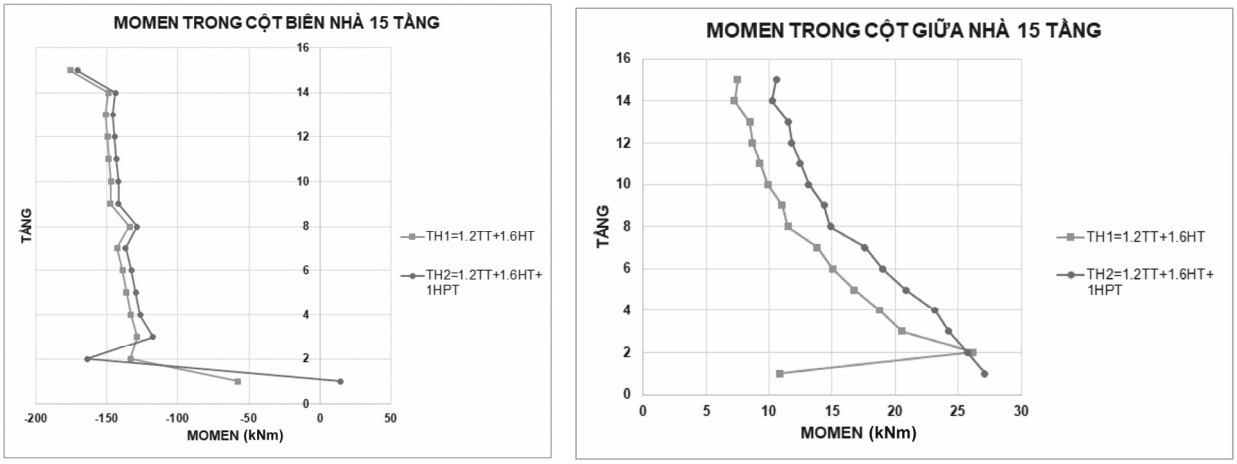
Hình 9. So sánh lực dọc cột biên và cột giữa của nhà 20 tầng

3.2. Ảnh hưởng của hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực đến mômen trong cột

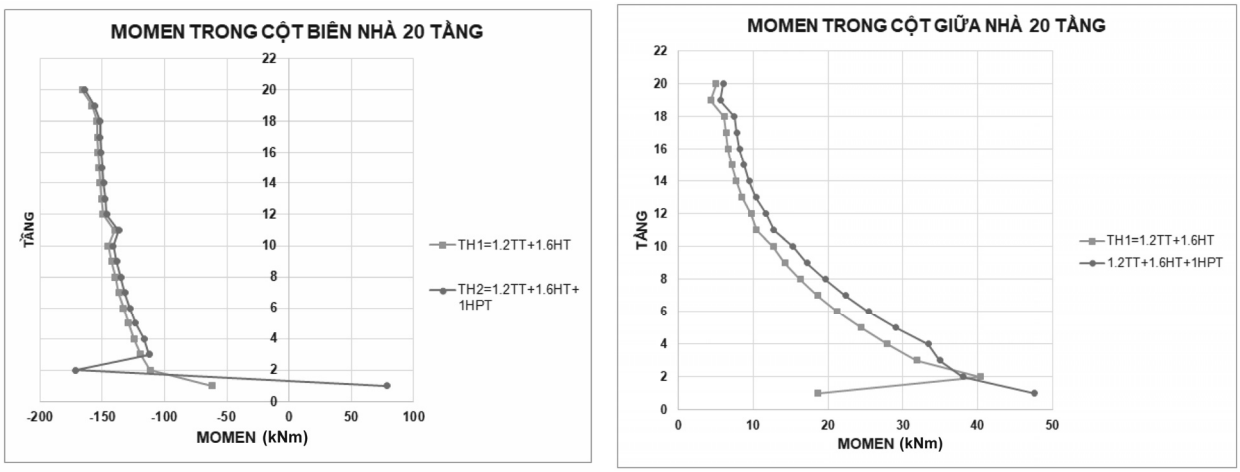
Mômen của cột trong trường hợp có dự ứng lực và không có dự ứng lực



Hình 10. So sánh mômen cột biên và cột giữa của nhà 10 tầng



Hình 11. So sánh mômen cột biên và cột giữa của nhà 15 tầng

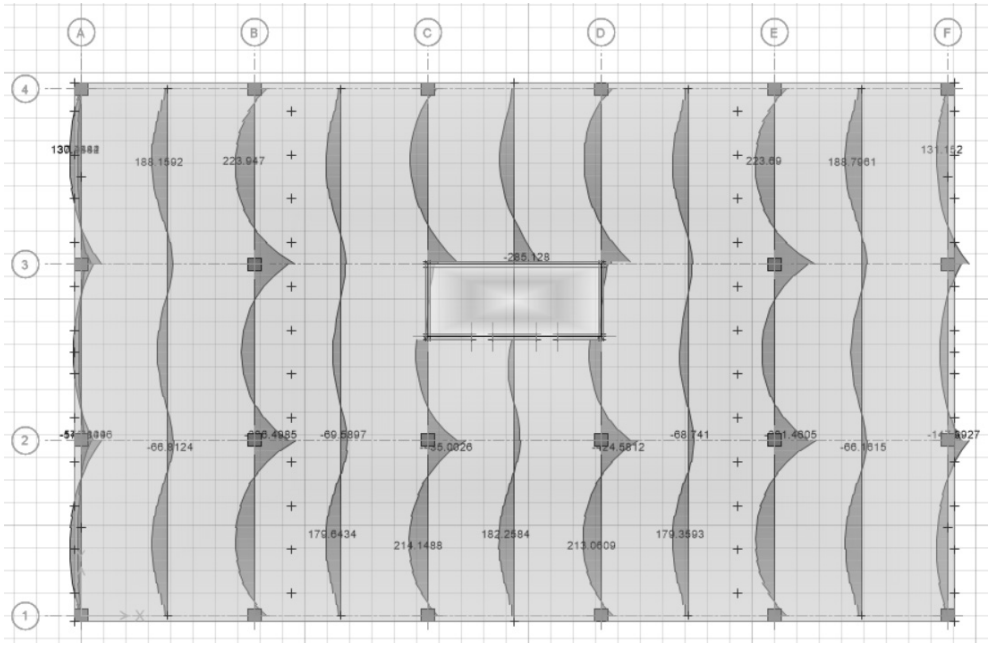


Hình 12. So sánh mômen cột biên và cột giữa của nhà 20 tầng

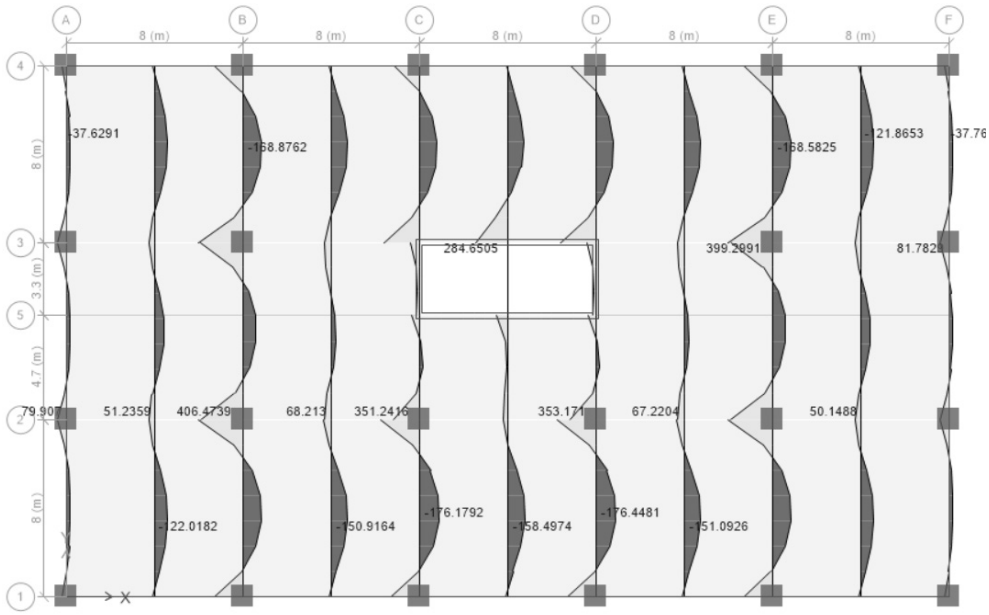
Từ kết quả so sánh ta thấy hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực làm giảm mômen trong các cột biên 10-15%. Ngược lại, hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực lại làm tăng mômen trong các cột giữa của công trình từ 5-10%.

3.3. Ảnh hưởng của vị trí sàn dự ứng lực trong nhà nhiều tầng đến nội lực của sàn

So sánh mômen uốn trong sàn cùng một vị trí khảo sát trong mô hình xây dựng riêng một tầng (Safe 2016) và mô hình theo từng tầng thay đổi độ cao (Etabs 2018).

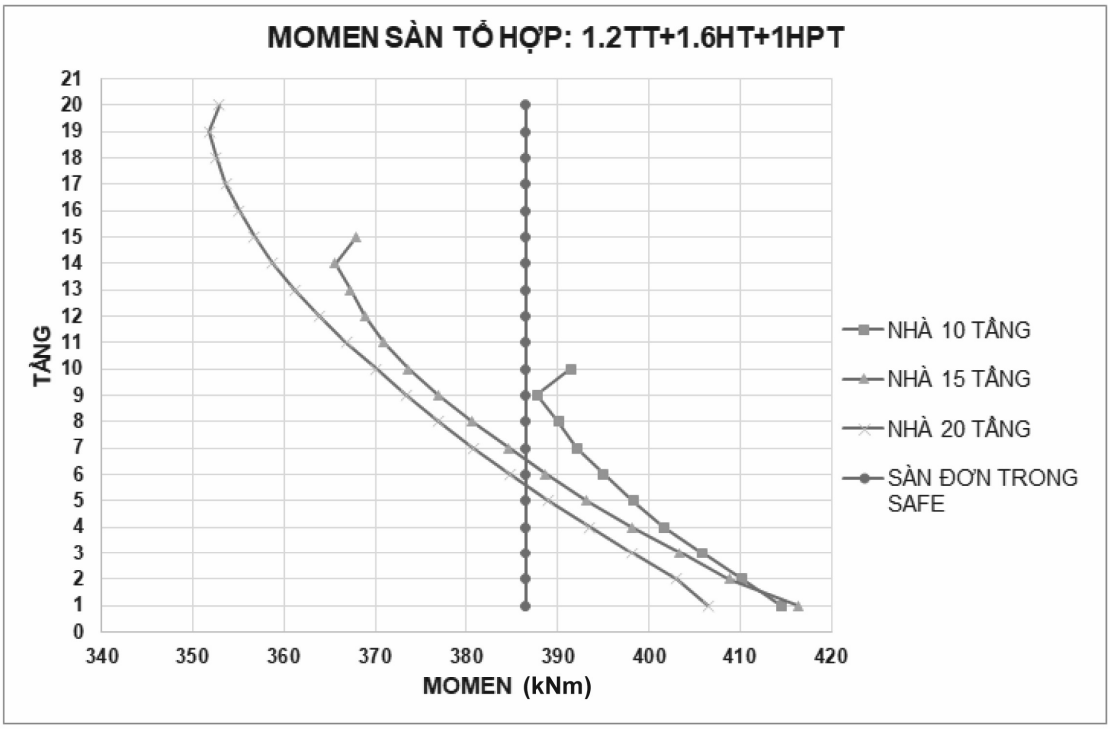


Hình 13. Mômen sàn trong mô hình Safe 2016



Hình 14. Mômen một sàn trong mô hình Etabs 2018

(Biểu đồ mômen ngược chiều là do khác nhau về quy ước dấu giữa Safe và Etabs)



Hình 15. So sánh sự thay đổi mômen lớn nhất trong sàn thiết kế riêng lẻ trong Safe và sàn thiết kế thay đổi theo độ cao có xét đến ảnh hưởng của dự ứng lực

Cùng một vị trí sàn trong một công trình thì các tầng trên có mômen uốn nhỏ hơn 20% so với cùng vị trí sàn ở các tầng dưới. Điều này có thể được giải thích là do ảnh hưởng của chuyển vị và góc xoay do cột gây ra.

Giữa các công trình có số tầng khác nhau, cùng một vị trí sàn, sàn thuộc nhà nhiều tầng hơn thì có mômen nhỏ hơn so với công trình thấp tầng hơn. Như vậy, khi số tầng nhà tăng thì mômen uốn trong sàn giảm, phụ thuộc vào số tầng của tòa nhà khảo sát. Khi nhà càng cao tầng thì ảnh hưởng do chuyển vị và góc xoay càng lớn gây ra.

4. KẾT LUẬN

Bài báo trình bày chi tiết mô hình số nhằm mô phỏng ứng xử của cột, sàn có ảnh hưởng của dự ứng lực khi thay đổi theo độ cao theo phần mềm Etabs và Safe. Các kết quả cho thấy đối với mặt bằng tải trọng phân bố đều và phổ biến, hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực trong kết cấu có ảnh hưởng đến lực dọc và mômen trong cột và ảnh hưởng cột giữa nhiều hơn cột biên. Đối với mômen cột, hiệu ứng thứ cấp do dự ứng lực làm giảm mômen cột biên và tăng mômen trong các cột giữa. Lực căng trước trong sàn dự ứng lực làm phân phối lại lực dọc trong cột, tuy nhiên tổng giá trị phân phối trên toàn sàn bằng 0. Ở cùng một vị trí sàn, nội lực trong sàn giảm ở các tầng trên và thay đổi phụ thuộc vào số tầng của công trình.

Ta có thể sử dụng mô hình Etabs để tiến hành khảo sát khi thiết kế các kết cấu theo phương đứng (cột, vách) của công trình sử dụng sàn dự ứng lực cần xét đến ảnh hưởng của hiệu ứng thứ cấp. Khi thiết kế kết cấu sàn dự ứng lực, cần xét đến vị trí của sàn trong công trình. Đặc biệt cần xây dựng mô hình có xét đến tương quan giữa các tầng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Lê Bá Huế (2008) *Khung bê tông cốt thép toàn khối*, Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật

[2] TCVN 2737:1995 *Tải trọng và tác động- Tiêu chuẩn thiết kế*

[3] TCVN 5574: 2018 *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*

[4] Lê Minh Long, *Một số vấn đề về cường độ bê tông*, Tạp chí KHCN Xây dựng, Hà Nội, 2008

[5] *Hướng dẫn thực hành Etabs (Cơ bản) - Ketcausoft - Phát triển phần mềm thiết kế Kết cấu Việt Nam*

[6] Đặng Quốc Mỹ, *Ứng dụng phần mềm Etabs trong phân tích kết cấu nhà cao tầng*

[7] CSI-Safe 2016, Design of Slabs, Beams and Foundations Reinforced and Post - Tensioned Concrete

[8] CSI Analysis Reference Manual for Sap2000, Etabs, Safe and CSIBridge

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘ CỨNG LIÊN KẾT DẦM - VÁCH CỨNG ĐẾN ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

STUDY ON THE EFFECT OF STIFFNESS OF BEAM-SHEAR WALL CONNECTION ON BEHAVIOR OF HIGH-RISE BUILDING STRUCTURE

ThS. Phạm Văn Nam[1], ThS. Đỗ Văn Linh[2]
[1]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: nam92.ibst@gmail.com
[2]Trường Đại học Giao thông Vận tải, Email: dvlinh@utc.edu.vn

TÓM TẮT: Bài báo trình bày nghiên cứu ảnh hưởng của độ cứng liên kết dầm - vách cứng trong kết cấu nhà cao tầng khi chịu tải trọng. Mô hình sử dụng được mô hình hóa bằng phần mềm Etabs 2018. Kết quả thu được từ mô hình mô phỏng xem xét ảnh hưởng của độ cứng liên kết tới tính động học, chuyển vị, mômen uốn trong dầm của công trình.

TỪ KHÓA: nghiên cứu mô phỏng, liên kết dầm - vách cứng, độ cứng.

ABSTRACTS: *The article presents a study on the effect of the stiffness of beams-rigid walls in high-rise building structure when subjected to load. The model is model by using Etabs 2018 software. The results consider the effect of the link stiffness on dynamics, deformation, bending môment in the beam of the building.*

KEYWORDS: *simulation study, beams-rigid walls connection, stiffness.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Nhà cao tầng là nhà mà có chiều cao của nó ảnh hưởng tới ý đồ và cách thức thiết kế. Một trong các nhiệm vụ quan trọng khi thiết kế nhà cao tầng là việc giới hạn chuyển vị ngang của công trình. Để đảm bảo độ cứng và hạn chế chuyển vị đồng thời đảm bảo không gian linh hoạt cho nhà cao tầng thì hệ kết cấu được sử dụng rộng rãi cho công trình nhà cao tầng là vách, lõi kết hợp kết cấu khung. Tuy nhiên, độ cứng của vách theo cả phương đứng và phương ngang lớn hơn độ cứng của cột trong khung rất nhiều. Vì vậy, với các dầm có một đầu liên kết với cột một đầu liên kết với vách thường có nội lực phức tạp. Tại vị trí liên kết với cột giá trị mômen uốn trong dầm thường nhỏ hơn rất nhiều lần so với mômen uốn trong dầm ở vị trí liên kết với vách do đó vị trí liên kết dầm với vách yêu cầu lượng thép rất lớn. Điều này làm khó thi công và đảm bảo chất lượng bê tông tại vị trí nối. Để giải quyết các vấn đề trên, một số giải pháp được đề xuất như thay đổi dạng liên kết, phân tích kết cấu có xét đến sự suy giảm độ cứng của liên kết… tuy nhiên các giải pháp này sẽ ảnh hưởng đến ứng xử tổng thể của nhà.

Trong bài báo này, tác giả đã thực hiện mô hình mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm Etabs để xác định được ảnh hưởng của độ cứng liên kết dầm - vách cứng đến ứng xử kết cấu trong nhà nhiều tầng.

2. CÁC DẠNG LIÊN KẾT TRONG MÔ HÌNH

Liên kết xem xét độ cứng khi liên kết đàn hồi, quá trình hình thành khớp dẻo để nghiên cứu ảnh hưởng của độ cứng cấu tạo liên kết đến kết cấu dầm, sàn tại vùng tiếp giáp với lõi cứng trong kết cấu nhà cao tầng.

2.1. Các dạng liên kết

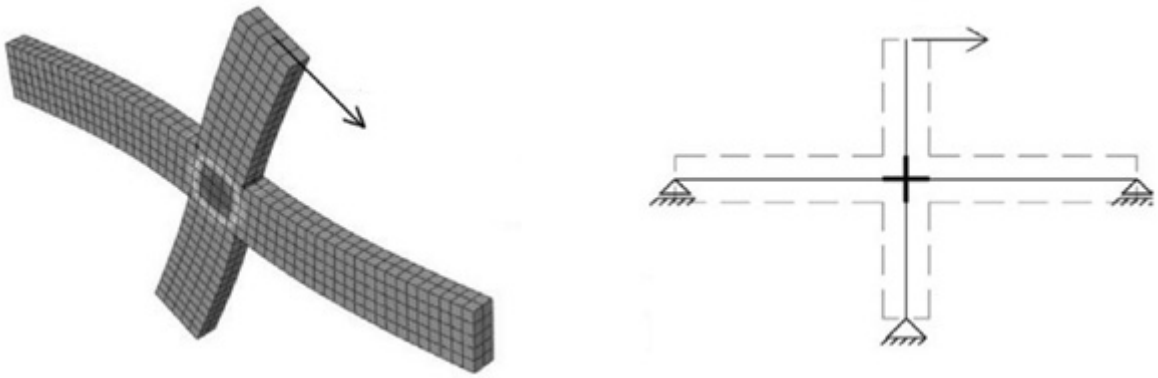
- Liên kết khớp: Là liên kết ngăn cản mọi chuyển động trong mặt phẳng và khử được một bậc tự do và phát sinh thành phần phản lực theo phương trục thanh và vuông góc trục thanh. Về mặt động học 1 khớp tương đương với 2 liên kết thanh.

- Liên kết ngàm: Là liên kết ngăn mọi chuyển động trong mặt phẳng và ngoài mặt phẳng. Phản lực liên kết gồm 2 thành phần ngăn cản chuyển động thẳng H, V và thành phần M ngăn cản chuyển vị xoay. Liên kết ngàm tương đương với 3 liên kết đơn.

- Liên kết cứng: Là một dạng của liên kết ngàm có độ cứng hữu hạn, đều sinh ra 3 thành phần phản lực H, V, M. Tuy nhiên nút cứng chỉ ngăn cản chuyển vị xoay với góc xoay phụ thuộc vào độ cứng vật liệu. Để tạo liên kết nửa cứng ta chỉ cần thay đổi độ cứng của tiết diện phần tử tại vị trí cần giảm mômen.

2.2. Vùng cứng

Các giao điểm giữa dầm và cột trong kết cấu bê tông cốt thép được gọi là các nút khung. Đây là một vùng có độ uốn cong lớn nhưng phải chịu ứng suất lớn. Giao điểm này tạo ra 1 vùng có độ cứng vô cùng so với cấu kiện quy tụ vào nó.



Hình 1. Mô hình phần tử hữu hạn và mô hình thanh với liên kết có vùng cứng

Trong thực tế, ở các công trình cao tầng tại tiết diện gần liên kết với dầm - cột, dầm - vách, lõi ta cần bố trí một lượng thép khá lớn để đảm bảo khả năng chịu tải trọng ngang, gây khó khăn trong việc thi công và đảm bảo hàm lượng thép.

2.3. Khớp dẻo

Đối với cấu kiện chịu uốn, khi tải trọng ngoài gây ra mômen uốn tại một tiết diện vượt quá khả năng chịu mômen lớn nhất của cấu kiện đó thì tiết diện không bị sụp đổ ngay mà bắt đầu sự xoay ở một giá trị mômen hầu như không đổi. Tiết diện này hình thành khớp dẻo. Hay nói cách khác khớp dẻo xảy ra khi có sự truyền tải trọng - Sự phân phối lại mômen tại tiết diện có M lớn nhất cho đến khi cấu kiện sụp đổ.

Sự phân phối lại mômen giúp:

- Giảm giá trị tuyệt đối của mômen lớn nhất thường là mômen âm ở gối và làm tăng mômen chưa đạt đến giới hạn chảy (mô men dương giữa nhịp);

- Tránh lượng cốt thép quá nhiều trong vùng mômen âm gần nút khung, gây khó khăn cho việc bố trí và thi công;

- Tận dụng được khả năng chịu mômen dương tại tiết diện gần sát với cột (nơi có mômen âm lớn).

3. MÔ HÌNH MÔ PHỎNG

3.1. Xây dựng mô hình

Mô hình phần tử hữu hạn được xây dựng bằng cách sử dụng phần mềm phần tử hữu hạn Etabs 2018. Mô hình kết cấu nhà cao tầng với mặt bằng điển hình, từ đó xét ảnh hưởng của độ cứng liên kết dầm - vách cứng trong kết cấu. Hình dạng mặt bằng và chiều cao công trình cũng như cách bố trí hệ kết cấu ảnh hưởng đến ứng xử cụ thể của cấu kiện. Do đó, để đánh giá được ảnh hưởng của dự ứng lực một cách tổng quát, một công trình có mặt bằng đơn giản, hình chữ nhật như hình 1 được lựa chọn. Chiều cao tầng cũng được thay đổi, tương ứng 25 tầng và 35 tầng để xem xét ảnh hưởng của chiều cao.

Mỗi mô hình kết cấu sẽ khảo sát sự thay đổi của dao động, chuyển vị và mômen tại nút giao dầm - vách trong các trường hợp:

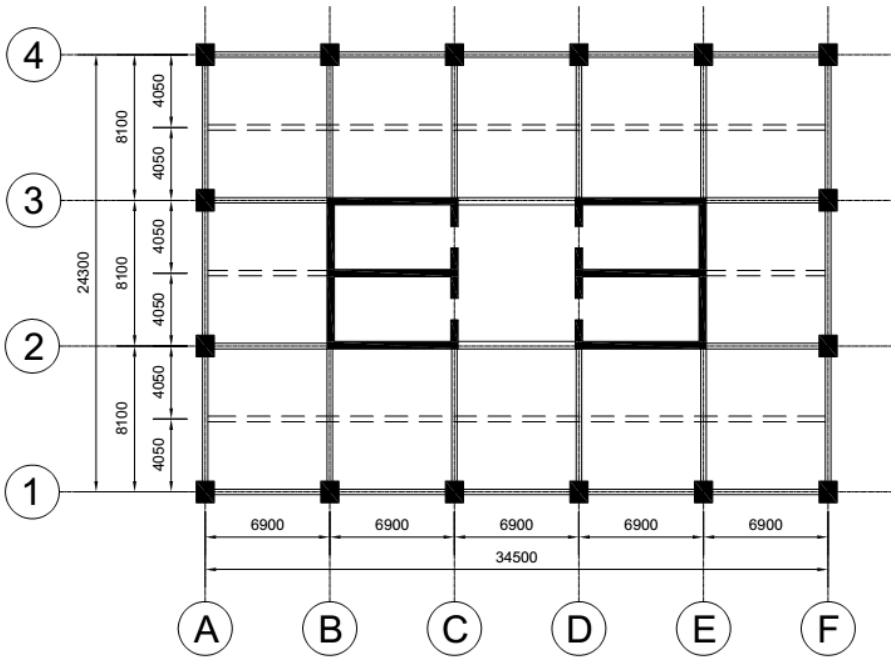
- Liên kết khớp;

- Liên kết cứng với độ cứng do mô hình tính (k);

- Liên kết cứng với độ cứng khi hàm lượng thép ban đầu do mô hình tính (k_0);

- Liên kết cứng với độ cứng khi hàm lượng thép giảm 10% (k_1);

- Liên kết cứng với độ cứng khi hàm lượng thép giảm 20% (k_2).



Hình 2. Mặt bằng điển hình

Mặt bằng có hình chữ nhật 24,3×34,5m, chiều cao 1, 2 là 4,5m tầng điển hình 3,6m, tầng trên cùng là 3,8m. Công trình bê tông cốt thép, vùng áp lực gió II.B, dạng địa hình B. Bê tông cấp độ bền B25, Cốt thép thường f_y = 400 MPa, Mô đun đàn hồi E_p = 200000 MPa.

Chiều dày sàn 120mm, dầm chính có kích thước 300×700mm, 300×650mm, dầm phụ 300×500mm, chiều dày vách 400mm. Tiết diện cột, lựa chọn kích thước tiết diện cột (theo Lê Bá Huế [1]):

- Với nhà 25 tầng: Tiết diện cột: 700×900mm;

- Với nhà 35 tầng: Tiết diện cột: 900×1000mm.

3.2. Xác định tải trọng

Tải trọng thiết kế dựa theo TCVN 2737:1995 Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế [2]:

- Tải trọng theo phương đứng:

+ Hoạt tải điển hình: 2,0 kN/m^2, hoạt tải mái: 0,75 kN/m^2;

+ Tĩnh tải bổ sung: 1,2 kN/m^2;

+ Tải trọng tường xây 220mm: 15,4 kN/m.

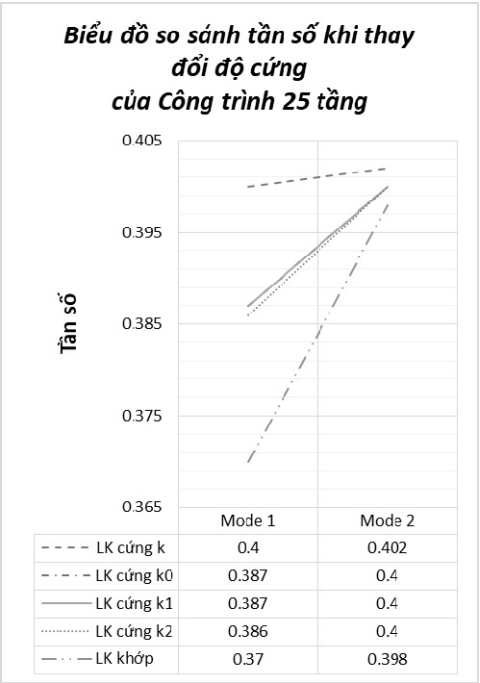
- Tải trọng theo phương ngang:

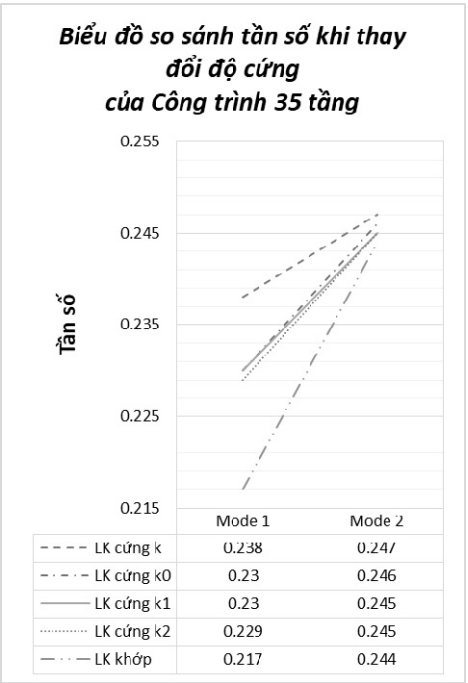
+ Tải trọng gió (Trong bài báo này bỏ qua tải trọng động đất): Tính toán vùng gió II.B, dạng địa hình B. Tải trọng tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995 [2] và TCXD 229:1999 [3].

4. KẾT QUẢ MÔ HÌNH

4.1. Khảo sát kết quả

4.1.1. Khảo sát dao động

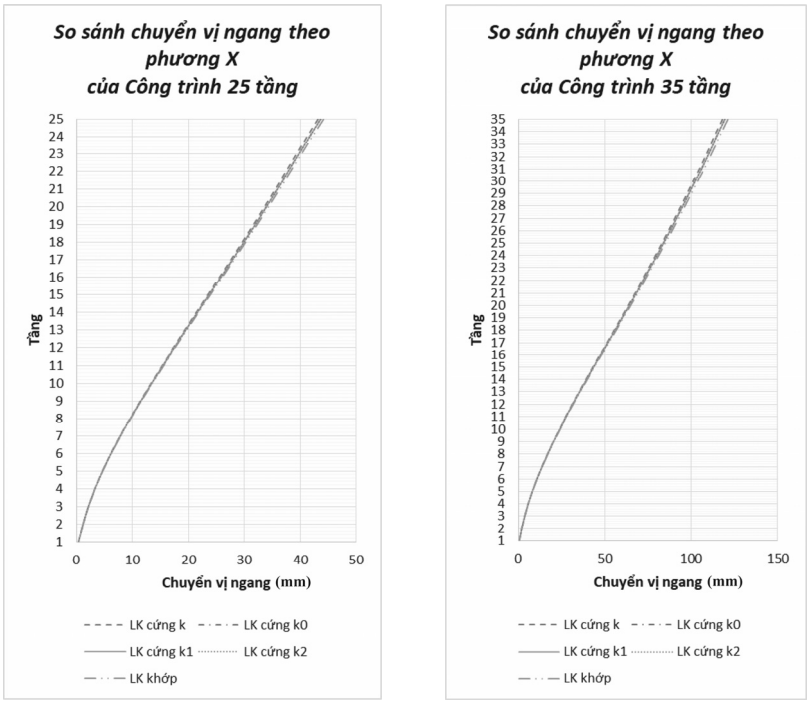




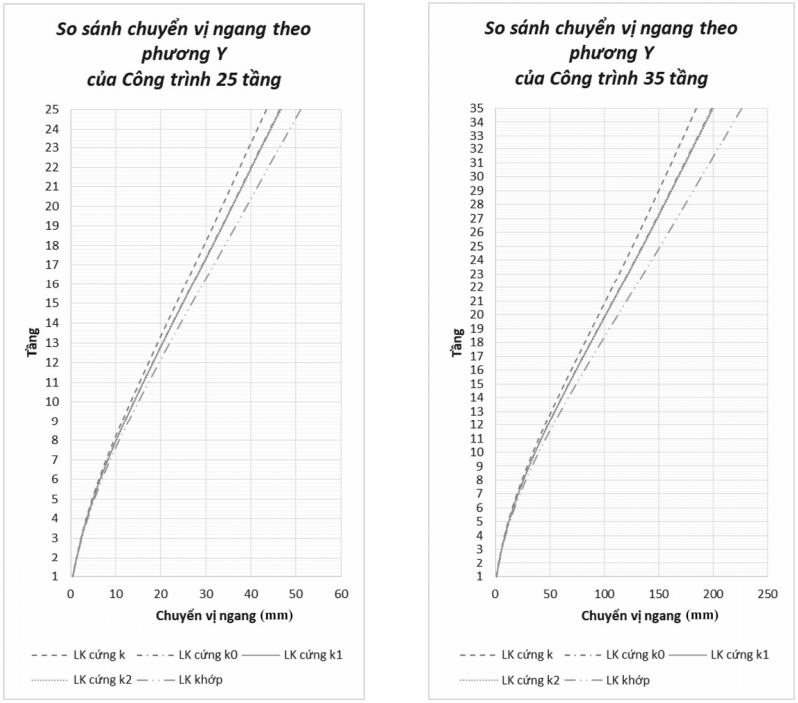
Hình 3. Biểu đồ so sánh tần số thay đổi độ cứng của công trình 25 tầng và 35 tầng

Tần số dao động của 2 mode đầu tiên của nhà 25 tầng và 35 tầng có hình dạng tương đối giống nhau, còn nhà 15 tầng thì khác so với 2 loại trên. Trong đó, tần số dao động của nhà khi nút giao dầm - vách là liên kết ngàm trong cả 3 trường hợp độ cứng gần như trùng nhau và nhỏ hơn tần số của liên kết cứng nhưng lại lớn hơn tần số của liên kết khớp.

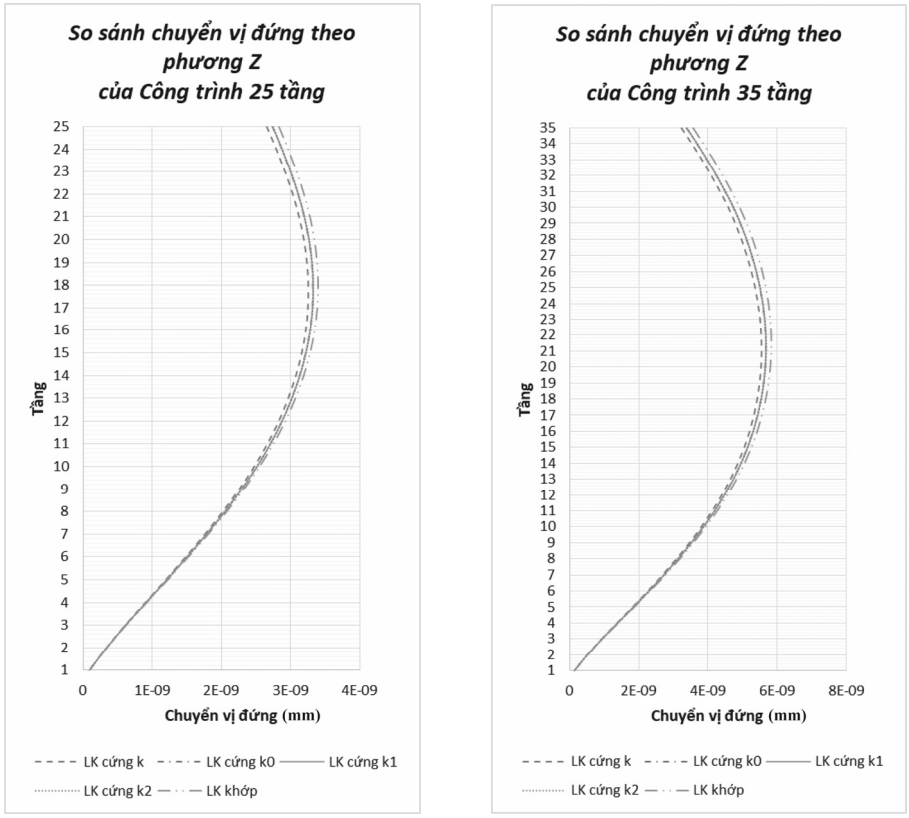
4.1.2. Khảo sát chuyển vị



Hình 4. So sánh chuyển vị ngang theo phương X của công trình tầng 25 và tầng 35

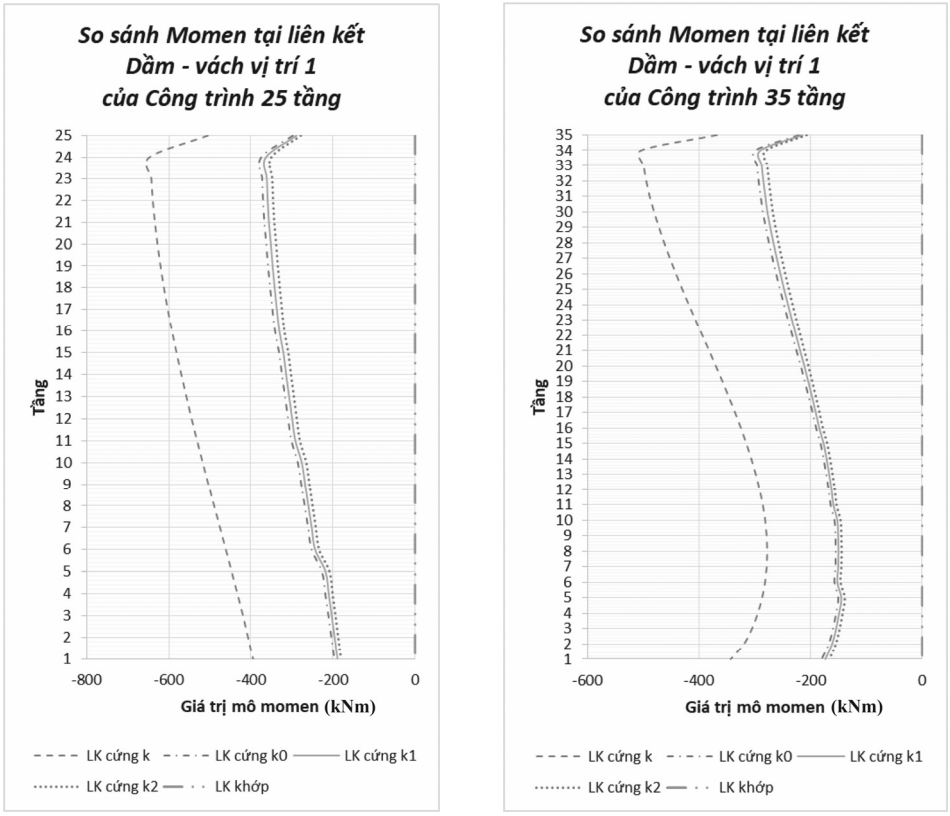


Hình 5. So sánh chuyển vị ngang theo phương Y của công trình tầng 25 và tầng 35

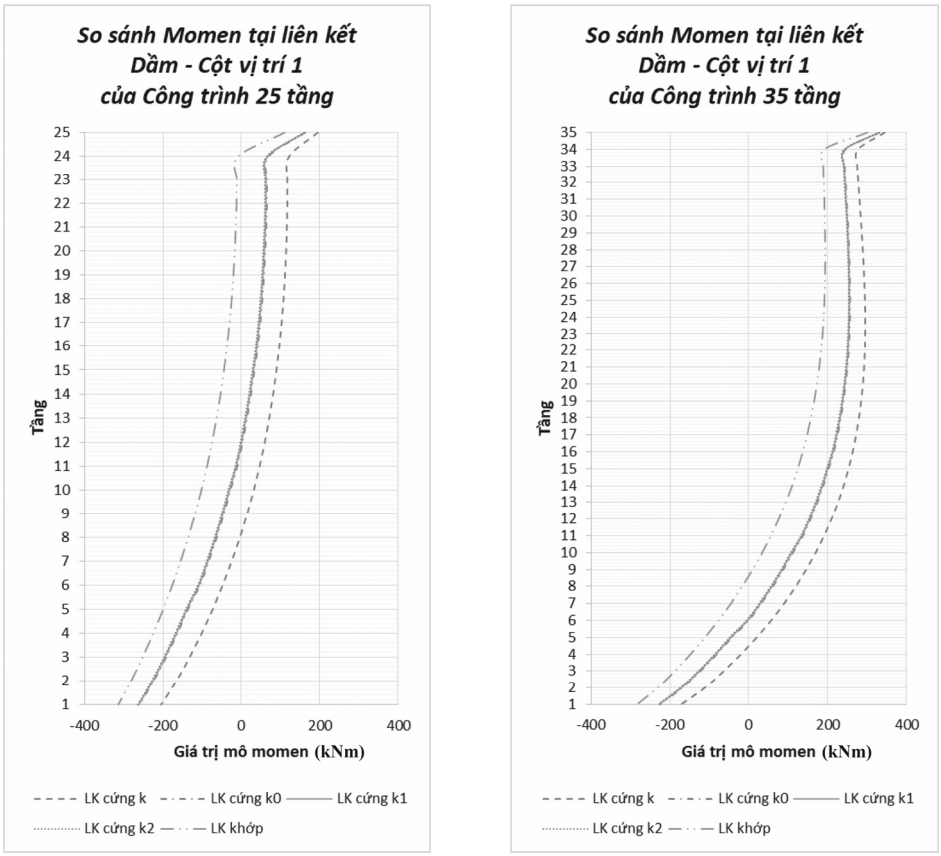


Hình 6. So sánh chuyển vị đứng theo phương Z của công trình tầng 25 và tầng 35

4.1.3. Khảo sát nội lực (mômen) tại 2 vị trí liên kết Dầm - Vách và Dầm - Cột



Hình 7. So sánh nội lực tại vị trí liên kết dầm - vách



Hình 8. So sánh nội lực tại vị trí liên kết dầm - cột

Do công trình chịu ảnh hưởng của tải trọng đứng lớn hơn tải trọng ngang nên Mômen có xu hướng tăng dần theo chiều cao công trình, do đó hàm lượng cốt thép cũng tăng dần theo chiều cao công trình.

Mômen âm tại vị trí liên kết Dầm - Vách giảm khoảng 50% giữa các trường hợp liên kết, điều đó cũng khá đúng với một số nhận xét trong kết cấu kháng chấn.

Mômen tại vị trí liên kết Dầm - Cột sẽ tăng dần nếu là Mômen âm và giảm dần nếu là Mômen dương nên rất khó để so sánh giá trị Mômen tại vị trí này. Tuy nhiên, nhìn vào biểu đồ ta có thể thấy được, sự chênh lệch giá trị Mômen giữa các trường hợp liên kết cứng độ cứng thay đổi (k_0, k_1, k_2) rất nhỏ. Trong khi giá trị Mômen giữa trường hợp liên kết cứng độ cứng của phần mềm, liên kết cứng khi thay đổi hàm lượng thép và liên kết khớp có sự chênh lệch rất rõ ràng, và đặc biệt, công trình càng cao tầng thì sự chênh lệch này lại không còn rõ ràng nữa.

4.2. Ảnh hưởng của độ cứng liên kết tới tính động học của công trình

Thành phần động của công trình, phụ thuộc chủ yếu vào tần số dao động của các mode dao động;

Khi hàm lượng thép giảm, độ cứng cũng giảm nhưng tần số dao động của cả 3 loại nhà ở 2 mode dao động đầu tiên không thay đổi nhiều. Tuy nhiên, so sánh tần số giao động của trường hợp với độ cứng do phần mềm tính - độ cứng khi giảm hàm lượng thép - độ cứng khi liên kết là khớp có sự khác biệt rõ rệt nhưng độ lệch cũng rất nhỏ.

4.3. Ảnh hưởng của độ cứng đến chuyển vị công trình

Với 3 trường hợp liên kết cứng độ cứng thay đổi (k_0, k_1, k_2), chuyển vị lệch nhau nhỏ. Việc thay đổi độ cứng làm giảm hàm lượng thép không ảnh hưởng lớn tới chuyển vị của công trình.

Với trường hợp liên kết cứng độ cứng phần mềm tính, liên kết cứng độ cứng thay đổi theo hàm lượng thép và liên kết khớp, nhà càng cao tầng thì sự thay đổi chuyển vị đỉnh trong trong các trường hợp liên kết khác nhau nhận thấy càng rõ ràng. Công trình càng cao tầng thì ảnh hưởng của độ cứng vách càng giảm.

4.4. Ảnh hưởng của độ cứng đến mômen uốn trong dầm

Sau khi thay độ cứng mới vào công trình, Mômen tại vị trí liên kết Dầm - Vách giảm và đi chỗ khác (ví dụ như chạy ra vị trí liên kết Dầm - Cột làm Mômen âm tăng và Mômen dương giảm hay làm tăng giá trị Mômen tại giữa nhịp).

Việc giảm hàm lượng thép xuống 10% hay 20% để giảm độ cứng tại liên kết Dầm - Vách chênh lệch không đáng kể. Tuy nhiên, nếu so giữa liên kết có độ cứng do phần mềm tính, liên kết cứng có độ cứng thay đổi (k_0, k_1, k_2) và liên kêt khớp thì giá trị Mômen lại có sự chênh lệch rõ ràng, nhưng với công trình càng cao tầng thì sự chênh lệch càng giảm. Do đó công trình càng cao thì khi thay đổi độ cứng khả năng phân phối lại Mômen từ vị trí Dầm - Vách về vị trí Dầm - Cột càng ít.

5. KẾT LUẬN

Bài báo trình bày ảnh hưởng của độ cứng liên kết giữa dầm - vách cứng trong kết cấu nhà nhiều tầng đến ứng xử tổng thể của nhà cũng như ứng xử cục bộ tại vị trí liên kết cũng như một số vị trí lân cận. Theo đó, việc phân tích kết cấu có xét đến ảnh hưởng của độ cứng là lựa chọn vừa phù hợp với ứng xử thực của kết cấu đồng thời cho giá nội lực hợp lý hơn. Kết quả nghiên cứu đã cho thấy rằng, khi giảm độ cứng liên kết giữa dầm và vách, nội lực tại vị trí này giảm xuống giúp cho việc lựa chọn kích thước tiết diện và đặt cốt thép đơn giản hơn, mặt khác, ứng xử tổng thể của công trình như dạng dao động, chuyển vị của nhà… vẫn nằm trong giới hạn cho phép.

Kết quả của bài báo chỉ mới giới hạn trong công trình có dạng kết cấu đối xứng, đơn giản. Một số vấn đề phức tạp như hiện tượng co ngắn cột, tải trọng động đất chưa được xét đến trong nghiên cứu vì vậy kết quả của nghiên cứu mới chỉ phản ánh được một phần. Cần có thêm nhiều khảo sát nữa để có được một kết luận tổng quát nhất. Tuy nhiên, theo kết quả của nghiên cứu có thể thấy việc phân tích kết cấu có xét đến sự suy giảm độ cứng của liên kết là một lựa chọn hợp lý nên được xem xét khi phân tích kết cấu nhà.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Lê Bá Huế (2008) *Khung bê tông cốt thép toàn khối*, Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật

[2] TCVN 2737:1995 *Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế*

[3] TCXD 229:1999 *Chỉ dẫn tính toán thành phần động của tải trọng gió theo TCVN 2737:1995*

[4] TCVN 5574: 2018 *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*

[5] Lê Minh Long, *Một số vấn đề về cường độ bê tông*, Tạp chí KHCN Xây dựng, Hà Nội, 2008

[6] Hướng dẫn thực hành Etabs (Cơ bản) - Ketcausoft - Phát triển phần mềm thiết kế Kết cấu Việt Nam

[7] Đặng Quốc Mỹ, *Ứng dụng phần mềm Etabs trong phân tích kết cấu nhà cao tầng*

[8] CSI Analysis Reference Manual for Sap2000, Etabs, Safe and CSIBridge

MÔ PHỎNG SỰ LAN TRUYỀN HƯ HẠI TRONG BÊ TÔNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRƯỜNG PHA

DAMAGE SIMULATION IN CONCRETE BY PHASE FIELD METHOD

TS. Nguyễn Hoàng Quân[1], PGS. TS. Trần Bảo Việt[2], ThS. Đỗ Văn Linh[3], ThS. Bùi Thị Thanh Mai[4]
[1,2,3,4]Trường Đại học Giao thông Vận tải,
Email: quannh_ktxd@utc.edu.vn, viettb@utc.edu.vn dvlinh@utc.edu.vn, btmai83@gmail.com

TÓM TẮT: Bài báo trình bày mô hình số mới (phương pháp trường pha) nhằm mô phỏng sự lan truyền hư hại trong bê tông. Trong phương pháp này, hư hại được miêu tả bằng một trường vô hướng *d* nhận giá trị trong khoảng từ 0 đến 1, tương ứng với trạng thái không hư hại và hư hại hoàn toàn của vật liệu. Phương pháp trường pha được sử dụng để mô phỏng sự lan truyền hư hại trong dầm bê tông chịu uốn ba điểm và kết quả mô phỏng thể hiện sự tương đồng với kết quả thực nghiệm. Phương pháp này không cần miêu tả trước vết nứt và cho phép miêu tả sự lan truyền của hệ thống vết nứt phức tạp, vết nứt phân nhánh, các vết nứt nhỏ gặp nhau tạo thành vết nứt lớn.

TỪ KHOÁ: phương pháp trường pha, dầm bê tông chịu uốn ba điểm, lan truyền vết nứt,

ABSTRACT: *This paper presents a new numerical method (the phase field method) in order to simulate the damage in concrete. The phase field is a scalar variable between 0 and 1, which connect broken and un broken region. A three bending concrete beam is simulated using the phase field method and the numerical results agree fairly well with the experimental results. This approach does not need predefined crack and it can simulate the complex crack path, crack branching, crack coalescence.*

KEYWORDS: *The phase field method, three bending concrete beam, crack propagation.*

1. GIỚI THIỆU

Ở cấp độ vật liệu (mesoscale), bê tông là loại vật liệu có cấu trúc phức tạp và có tính không đồng nhất cao gồm nhiều pha vật liệu như hạt cốt liệu lớn (đá, sỏi), hạt cốt liệu nhỏ (cát), xi măng và nước. Điều này dẫn tới sự hình thành và lan truyền của vết nứt trong bê tông là rất phức tạp và ảnh hưởng nhiều tới ứng xử của bê tông ở cấp độ kết cấu (marcoscale). Chính vì vậy, việc coi bê tông là vật liệu đồng nhất là không đủ để thiết lập một cách chính xác nhất ứng xử của bê tông ở cấp độ kết cấu.

Ngày nay, với sự ra đời của các máy tính hiệu năng cao, các mô hình mô phỏng số cho phép mô tả sự hình thành và phát triển của vết nứt cũng phát triển mạnh mẽ nhằm nghiên cứu ứng xử của bê tông ở cấp độ vật liệu. Các mô hình số cổ điển mô phỏng vết nứt dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn như phương pháp tách nút [1], phương pháp miền kết dính [2] gặp nhiều khó khăn trong việc cập nhật lưới phần tử hữu hạn để mô phỏng sự lan truyền của vết nứt. Gần đây, vấn đề này được khắc phục bằng phương pháp phần tử hữu hạn mở rộng (XFEM) [3], trong đó, hàm dạng được bổ sung một hàm con để cập nhật sự lan truyền của vết nứt trong các phần tử. Tuy nhiên, phương pháp này cũng gặp nhiều khó khăn trong việc mô tả các hệ thống vết nứt phức tạp trong bê tông.

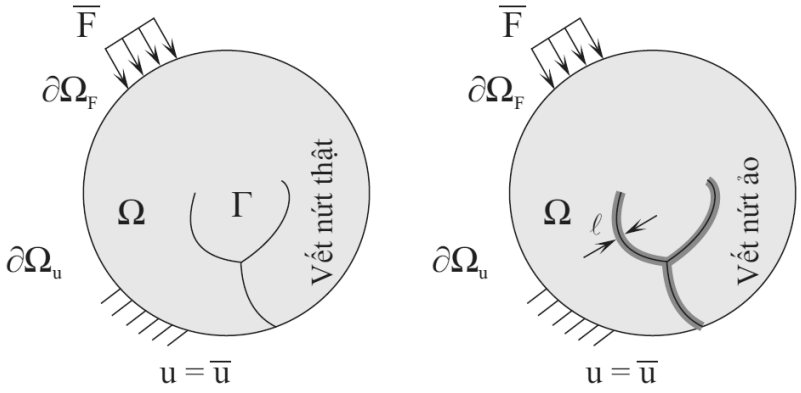
Các khó khăn kể trên có thể được khắc phục bằng cách sử dụng phương pháp trường pha. Đây là mô hình số mới được phát triển mạnh mẽ trong mười năm gần đây [4,5]. Trong phương pháp này, vật thể bao gồm miền bị nứt và miền không nứt được coi là một miền liên tục thông qua một đại lượng vô hướng d có giá trị thay đổi trong khoảng từ 0 đến 1, tương ứng với trạng thái không hư hỏng và hư hỏng hoàn toàn của vật liệu. Phương pháp này có ưu điểm là dùng một lưới hình học cố định, do đó không bị phụ thuộc vào lưới hình học và có thể miêu tả sự lan truyền của hệ thống vết nứt phức tạp như vết nứt phân nhánh (crack branching), các vết nứt nhỏ gặp nhau tạo thành vết nứt lớn (crack coalescence).

Mục đích chính của bài báo là nhằm giới thiệu phương pháp trường pha trong việc mô phỏng quá trình hình thành và lan truyền vết nứt thông qua việc mô phỏng dầm bê tông chịu uốn ba điểm ở cấp độ vật liệu. Trong đó, bê tông được coi là vật liệu hai pha gồm có hạt cốt liệu lớn và xi măng. Các hạt cốt liệu được giả thiết có hình tròn, dính bám giữa hạt cốt liệu và bê tông được giả thiết là tuyệt đối, hay nói cách khác, mô hình bỏ qua miền chuyển tiếp giữa hạt cốt liệu và xi măng.

Bài báo được cấu trúc gồm các phần sau: phần 2 được dành để miêu tả ngắn gọn nội dung của phương pháp trường pha, thí nghiệm và mô hình mô phỏng số dầm bê tông chịu uốn ba điểm được miêu tả trong phần 3. Kết luận được trình bày trong phần 4.

2. TÓM TẮT PHƯƠNG PHÁP TRƯỜNG PHA

Những nội dung cơ bản của phương pháp trường pha sẽ được trình bày ở phần dưới đây. Để hiểu rõ nội dung chi tiết và cách thức lập trình phương pháp này, bạn đọc có thể tìm hiểu trong các nghiên cứu của Miehe và các cộng sự [4], Nguyễn và các cộng sự [6].



Hình 1. a) Hình ảnh vết nứt thật; b) hình ảnh vết nứt ảo thông qua phương pháp trường pha.

Xuất phát từ nghiên cứu của Francfort và Marigo [7], phương pháp trường pha xây dựng một đại lượng vô hướng $d \in [0, 1]$ dựa trên nguyên tắc cực tiểu tổng năng lượng đàn hồi và năng lượng gây nứt; d = 0 thể hiện trạng thái không hư hại và d = 1 miêu tả trạng thái hư hại hoàn toàn của vật liệu. Xét một vật rắn $\Omega \in \mathbb{R}^D$ chứa một vết nứt Γ, D = [1, 2, 3] là số chiều của bài toán, ∂Ω là biên của vật rắn. Với giả thiết biến dạng nhỏ, năng lượng của vật thể bị nứt được biểu diễn thông qua phương trình sau:

$$E(u,d) = \int_{\Omega} W(u,d)d\Omega + g_c \int_{\Omega} \gamma\left(d,\nabla d\right)d\Omega \tag{1}$$

trong đó:

W (u, d) : hàm mật độ năng lượng đàn hồi phụ thuộc vào trường chuyển vị u(x) và trường pha d(x);

g_c : sức kháng nứt;

$\gamma\left(d,\nabla d\right) = \frac{1}{2\ell}d^2 + \frac{\ell}{2}\nabla d \cdot \nabla d$: hàm mật độ năng lượng nứt.

Áp dụng nguyên lý tiêu hao năng lượng tối đa và cực tiểu năng lượng cho phương trình (1) thu được cặp phương trình cho phép xác định trường chuyển vị $\boldsymbol{u}(\mathbf{x})$ và trường pha d(**x**) bên trong vật rắn Ω:

$$\begin{cases} 2(1-d)H - \frac{g_c}{\ell}\left\{d - \ell^2\Delta d\right\} = 0 & \text{trong } \Omega \\ d(x) = 1 & \text{trên } \Gamma \\ \nabla d(x)\cdot n = 0 & \text{trên } \partial\Omega \end{cases} \tag{2}$$

và

$$\begin{cases} \nabla\cdot\sigma\left(u,d\right) = f & \text{trong } \Omega \\ u(x) = \bar{u} & \text{trên } \partial\Omega_u \\ \sigma n = \bar{F} & \text{trên } \partial\Omega_F \end{cases} \tag{3}$$

trong đó, ℓ là tham số của mô hình thể hiện chiều dày của vết nứt ảo. Khi $\ell \to 0$, vết nứt ảo sẽ tiệm cận đến vết nứt thật. Lưu ý rằng ℓ cũng là tham số vật liệu, ảnh hưởng đến giá trị ứng suất lớn nhất khi vết nứt bắt đầu xuất hiện trong vật liệu. H là hàm lịch sử mật độ năng lượng biến dạng, nhằm thể hiện sự phụ thuộc của trường chuyển vị và trường pha vào lịch sử tác dụng của tải trọng. Hàm số này được định nghĩa như sau:

$$H\left(x,t\right) = \max_{\tau\in[0,t]}\left\{\psi^+\left(x,\tau\right)\right\} \tag{4}$$

Trong (4), τ là biến số chỉ thời gian, ψ^+ là phần chịu kéo của hàm mật độ năng lượng biến dạng, thể hiện rằng vết nứt xuất hiện do lực kéo. Đại lượng này được định nghĩa như sau:

$$\psi^+\left(\varepsilon\right) = \frac{\lambda}{2}\left(\left\langle \mathrm{Tr}(\varepsilon)\right\rangle_+\right)^2 + \mu\mathrm{Tr}\left\{\left(\varepsilon^+\right)^2\right\} \tag{5}$$

Ở phương trình (5), ε là ten sơ biến dạng, $\left\langle x\right\rangle_{\pm} = \left(x \mp |x|\right)/2$, $\varepsilon^{\pm}$ là biến dạng kéo và biến dạng nén của ten sơ biến dạng. λ, μ là hằng số Lamé. Ở phương trình (3), $\sigma = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon}$ là ten sơ ứng suất bậc 2 Cauchy, f là lực khối, $\bar{u}$, $\bar{F}$ là điều kiện biên về chuyển vị và điều kiện biên về lực trên

biên $\partial\Omega_u$ và $\partial\Omega_F$. Ký hiệu $\nabla(.)$ và $\nabla.(\cdot)$ lần lượt thể hiện gradient và toán tử div. Giả thiết vật liệu làm việc đàn hồi, quy luật ứng xử của vật liệu được thể hiện qua phương trình sau:

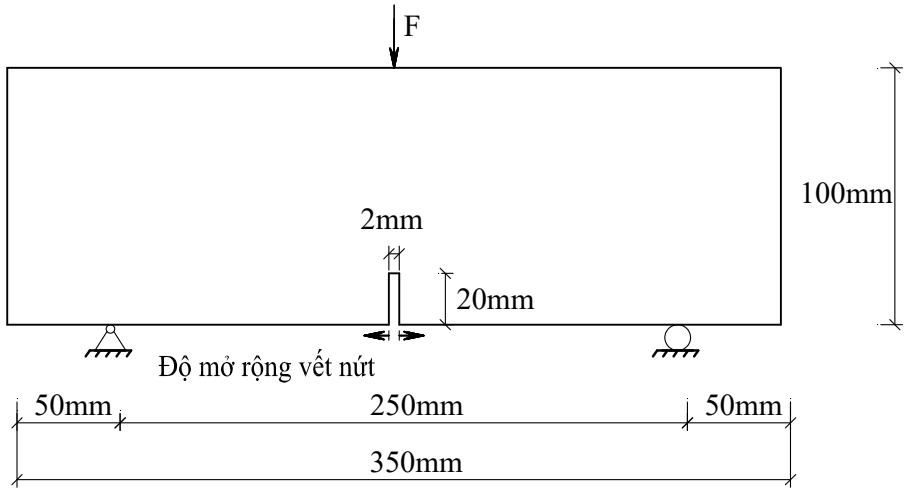
$$\sigma = \left((1-d)^2 + k\right)\left\{\lambda\langle \mathrm{Tr}\varepsilon\rangle_+ 1 + 2\mu\varepsilon^+\right\} + \lambda\langle \mathrm{Tr}\varepsilon\rangle_- 1 + 2\mu\varepsilon^- \quad (6)$$

Ở phương trình (6), k là số thực vô cùng nhỏ, đảm bảo điều kiện ổn định của bài toán trong trường hợp vật liệu bị hư hại hoàn toàn.

Tại mỗi bước thời gian, phương trình (4), (5) lần được giải để xác định trường pha và trường chuyển vị.

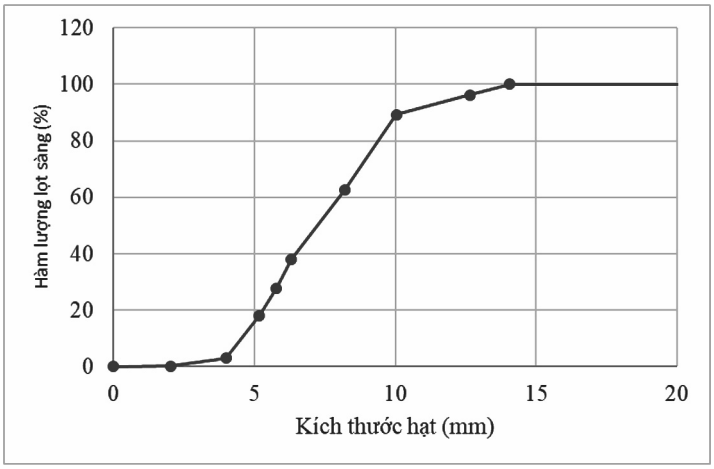
3. MÔ PHỎNG SỐ SỰ LAN TRUYỀN CỦA VẾT NỨT BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRƯỜNG PHA

Phương pháp trường pha trình bày trong phần 2 được lập trình trên phần mềm Matlab. Mô hình được kiểm chứng thông qua thí nghiệm dầm chịu uốn ba điểm được thực hiện bởi Grégoire và các cộng sự [8]. Hình 2 thể hiện dạng hình học, kích thước và điều kiện biên của dầm chịu uốn ba điểm. Dầm có chiều cao 100mm, chiều dài 350mm, chiều dài nhịp 250mm, bề rộng bằng 50mm. Ở giữa dầm, người ta tạo một vết nứt mồi có chiều cao 20mm, chiều rộng bằng 2mm. Dầm được gia tải bằng một lực tập trung đặt ở chính giữa dầm đến khi dầm bị phá hoại. Dầm bị phá hoại khi có vết nứt xuất hiện tại đỉnh vết nứt mồi và lan truyền đến điểm đặt lực. Trong quá trình thí nghiệm, độ mở rộng vết nứt mồi được ghi lại.



Hình 2. Kích thước và điều kiện biên của dầm chịu uốn ba điểm [8]

Dầm được mô phỏng ở cấp độ vật liệu. Trong đó, bê tông được coi là vật liệu gồm hai pha: các hạt cốt liệu lớn (hạt có đường kính lớn hơn 4,75mm) và xi măng. Các hạt cốt liệu được giả thiết có hình tròn, có đường kính lớn nhất bằng 10mm và đường kính nhỏ nhất bằng 5mm. Cấp phối hạt được cung cấp trong nghiên cứu của Grégoire và thể hiện trên hình 3. Giả thiết hàm lượng hạt chiếm 40 % thể tích của bê tông. Các hạt cốt liệu được gieo ngẫu nhiên trong chất nền là xi măng và phải thoả mãn hai điều kiện: (i) hạt không được chạm vào biên của dầm; (ii) hạt gieo sau không được chạm vào hạt đã gieo trước đó.



Hình 3. Cấp phối hạt cung cấp bởi Grégoire [8]

Tính chất vật liệu của từng pha vật liệu thành phần được thể hiện trong bảng 1. Xi măng và cốt liệu được giả thiết có ứng xử tuyến tính. Giả thiết rằng vết nứt chỉ lan truyền trong xi măng nên sức kháng nứt của hạt cốt liệu được giả thiết lớn gấp 4 lần sức kháng nứt của xi măng.

Bảng 1. Tính chất vật liệu của các pha vật liệu thành phần

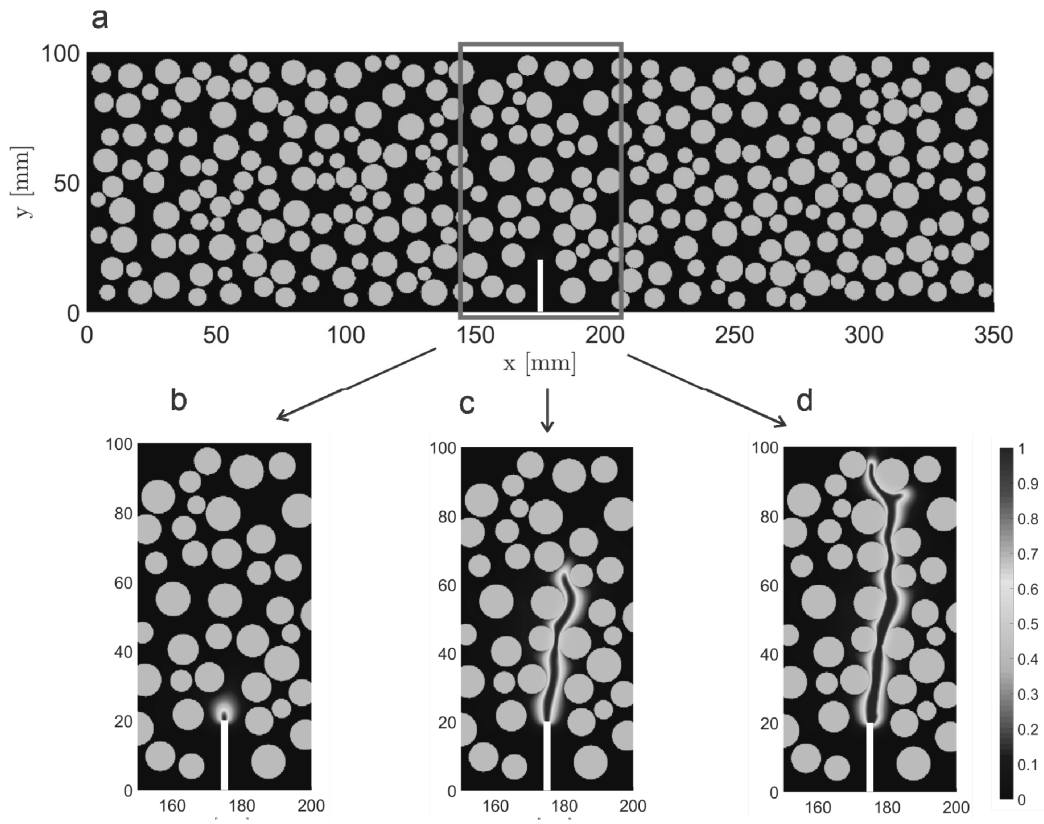
Tham số	Xi măng	Hạt cốt liệu
Mô đun đàn hồi E [Gpa]	30.2	50
Hệ số Poisson	0.21	0.3
Cường độ chịu kéo [MPa]	4.1	-
Sức kháng nứt g_c [N/m]	40	-

Dầm được mô phỏng trong không gian 2 chiều với việc áp dụng giả thiết ứng suất phẳng. Dầm được rời rạc hoá bằng các phần tử tam giác có 3 nút. ℓ có thể được coi là hằng số vật liệu và được xác định theo phương trình sau [9]:

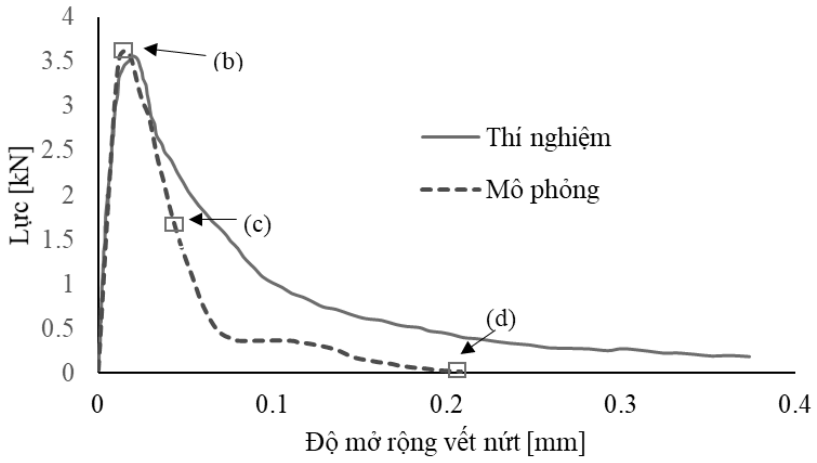
$$\ell = \frac{27 E g_c}{256(\sigma_c)^2} \tag{7}$$

Thay các giá trị của xi măng vào phương trình (7), tham số ℓ được xác định bằng 7.57mm. Bên cạnh đó, về mặt phương pháp số, tham số ℓ nên được chọn nhỏ nhất có thể để đảm bảo rằng vết nứt ảo hội tụ về vết nứt thật. Nghiên cứu thực hiện bởi Miehe và các cộng sự [10] chỉ ra rằng ℓ nên chọn lớn gấp 2 lần kích thước đặc trưng của phần tử (h) để đảm bảo điều kiện hội tụ của bài toán. Tuy nhiên, ℓ nhỏ sẽ dẫn tới số lượng phần tử lớn và thời gian tính toán sẽ lâu. Mặt khác, nhìn vào phương trình (7), với một vật liệu, tỷ số $\frac{g_c}{\ell}$ là không đổi, do đó, ta có thể lựa chọn các giá trị ℓ_{eq} và g_{ceq} tương đương để vừa đảm bảo điều kiện hội tụ của bài toán và thời gian tính toán. Chọn $\ell_{eq} = 2\text{mm},$, ta có g_{ceq} = 10.5N/m. Tại giữa dầm nơi có vết nứt xuất hiện, các phần tử có kích thước h_{min} = 0.5mm được sử dụng. Phần còn lại được chia bằng các phần tử

có kích thước h_{max} = 5mm. Tổng số phần tử dùng trong mô hình là 317440 phần tử. Mô hình số được thực hiện bằng cách gia tải bằng chuyển vị đều với giá trị bằng $\Delta U = -2.5\times10^{-4}$ mm. Tổng số bước gia tải bằng 600 bước.



Hình 4. Quá trình phát triển vết nứt tại phần giữa dầm



Hình 5. So sánh đường cong lực - độ mở rộng vết nứt thu được từ thí nghiệm và mô phỏng

Hình 4a thể hiện một dạng phân bố của các hạt cốt liệu trong mẫu dầm. Hình 4b, 4c, 4d thể hiện các giai đoạn phát triển của vết nứt (vết nứt được biểu diễn bằng màu đỏ - tương ứng với giá trị d = 1). Vết nứt xuất hiện tại đỉnh của vết nứt mồi và lan truyền trong xi măng đến điểm đặt lực. Hình 5 thể hiện sự so sánh đường cong lực - độ mở rộng vết nứt thu được từ mô hình mô

phỏng và kết quả thí nghiệm. Nhận thấy rằng đường cong thí nghiệm và mô phỏng thể hiện sự tương đồng ở giai đoạn đàn hồi và giá trị lực tác dụng lớn nhất. Giá trị lực lớn nhất của đường cong thu được từ mô hình mô phỏng tương ứng với thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên trên dầm (điểm b). Điểm (c), điểm (d) trên đường cong thu được từ mô hình mô phỏng tương ứng với hình ảnh vết nứt tại hình 4c và 4d. Tuy nhiên, ở giai đoạn hoá mềm, đường cong mô phỏng có độ dốc lớn hơn so với đường cong thí nghiệm. Có nhiều yếu tố ảnh hưởng đến giai đoạn hoá mềm như: kích thước các hạt, hình dạng hạt, sự phân bố các hạt trong mẫu. Các yếu tố kể trên ảnh hưởng đến dạng lan truyền của vết nứt, do đó ảnh hưởng đến giai đoạn hoá mềm của đường cong lực - độ mở rộng vết nứt. Bên cạnh đó, mô hình cũng bỏ qua miền chuyển tiếp giữa xi măng và hạt cốt liệu, nơi được coi là vùng yếu nhất trong bê tông và là điểm thường xuất hiện vết nứt đầu tiên trong bê tông.

4. KẾT LUẬN

Bài báo trình bày một mô hình mô phỏng mới cho phép mô phỏng sự lan truyền vết nứt trong bê tông. Mô hình được lập trình trên phần mềm Matlab và được kiểm chứng thông qua thí nghiệm dầm chịu uốn ba điểm. Kết quả mô hình cho thấy sự tương đồng về hình dạng vết nứt so với kết quả thực nghiệm. Đường cong lực - độ mở rộng vết nứt thu được từ mô hình mô phỏng và thực nghiệm thể hiện sự tương đồng ở giai đoạn đàn hồi và giá trị lực lớn nhất. Tuy nhiên, có sự khác biệt giữa đường cong thu được từ thực nghiệm và từ mô hình mô phỏng. Điểm khác biệt này có thể giải thích do mô hình mô phỏng mới dựa trên các giả thiết đơn giản như: các hạt cốt liệu có dạng hình tròn, bỏ qua miền chuyển tiếp giữa xi măng và hạt cốt liệu. Mô hình số tính đến hạt cốt liệu có hình dạng phức tạp hơn như hình giác, hình elip và tính đến miền chuyển tiếp giữa xi măng và hạt cốt liệu là hướng phát triển tiếp theo của nhóm nghiên cứu.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Peng, G.L, and Wang, Y.H. (2012). *A node split method for crack growth problem.* Applied Mechanics and Material, 182-183: 1524-1528

[2] Zhou. F., and Molinari, J.F. (2004). *Dynamic crack propagation with cohesive elements: a methodology to address mesh dependency*. International journal of numerical methods in engineering, 59 (1):1-24

[3] Moës, N. , Dolbow, J. and Belytschko, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. International journal of numerical methods in engineering , 46 (1): 131-150

[4] Bourdin, B. Francfort, G.A. and Marigo, J.-J. (2008). *The Variational Approach to Fracture*, Springer, Netherlands

[5] Miehe, C., Welschinger, F. and Hofacker, M., (2010). Thermodynamically consistent phase-field models of fracture: variational principles and multi-field fe implementations, 83 (10) 1273-1311

[6] Nguyen, T.T., Yvonnet, J., Zhu, Q.Z., Bornert, M., and Chateau, C. (2015). *A phase field method to simulate crack nucleation and propagation in strongly heterogeneous materials from direct imaging of their microstructure*. Engineering Fracture Mechanic, 139: 18-39

[7] Francfort, G. A. and Marigo, J. J., (1998). *Revisiting brittle fracture as an energy minimization problem*, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 46 (8) : 1319-1342

[8] Grégoire, D. , Rojas-Solano, L.B. and Pijaudier-Cabot, G. (2013). *Failure and size effect for notched and unnotched concrete beams*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 37(10):1434-1452

[9] Miehe, C. , Hofacker, M. and Welschinger, F. (2010). *A phase field model for rate-independent crack propagation:Robust algorithmic implementation based on operator splits*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 199 (45): 2765-2778

[10] Nguyen, T. T. , Yvonnet, J. , Bornert, M. , Chateau, C. , Sab, K. , Romani, R. , Roy, R. L. (2016). *On the choice of parameters in the phase field method for simulating crack initiation with experimental validation*. International Journal of Fracture, 197(2):213-226

TÍNH TOÁN KẾT CẤU BỒN NGOÀI CHỨA LNG NHIỆT ĐỘ -165°C

-165°C LNG FULL CONTAINMENT OUTER TANK CALCULATION

KS. Đỗ Trường Đại[1], ThS. Nguyễn Văn Thà[2]
[1,2]Viện Khoa học công nghệ xây dựng,
Email: truongdai.utc2@gmail.com, tha28274@gmail.com

TÓM TẮT: Trình bày đặc điểm cấu tạo cơ bản của kết cấu dựa trên công nghệ sử dụng và vận hành của bồn chứa LNG lỏng nhiệt độ -165°C, sơ bộ về đặc điểm vật liệu sử dụng, tải trọng tác dụng và nội lực của từng loại tải trọng trong quá trình thiết kế. Kết quả tính toán phân tích và xác định nội lực, ứng suất được thực hiện bằng phầm mềm phân tích phần tử hữu hạn Ansys 2019. Từ đó đưa ra kết quả tính toán nội lực, đánh giá và so sánh khả năng chịu lực của kết cấu dưới tác dụng của những loại tải trọng khác nhau.

TỪ KHÓA: Vật liệu, tải trọng, nội lực, ứng suất, cấu tạo.

ABSTRACT: *The purpose of this document is an introduction to the basic design for LNG full containment tank. Introducing materials, loads, that as input information to analyze and calculate the structure of the tank. The analysis processing provides internal forces and stresses as output information that is used for detailed design. The finite element method is used to analyze, by Ansys 2019. Finally, comparing results of different types of load to draw a conclusion that how much each load effect on structure, then introducing the special reinforce in the design.*

KEYWORDS: *Materials, Loading, internal forces, stresses, detailed.*

1. GIỚI THIỆU

Hiện tại Việt Nam đã và đang xây dựng các kho cảng và đường ống vận chuyển khí tự nhiên hóa lỏng (LNG) cho các nhà máy nhiệt điện và các hoạt động công nghiệp. Qua công tác thẩm tra thiết kế kết cấu bồn chứa LNG - Kho cảng Thị Vải Giai đoạn 1, nhóm thực hiện trình bày các vấn đề kỹ thuật về cấu tạo, tải trọng tác dụng, tính toán thiết kế kết cấu cũng như thi công xây dựng bồn tổ hợp chứa LNG ở nhiệt độ -165°.

a) Cốp pha trượt tường bồn ngoài

b) Kết cấu tường bồn ngoài

c) Cốp pha mái bồn ngoài

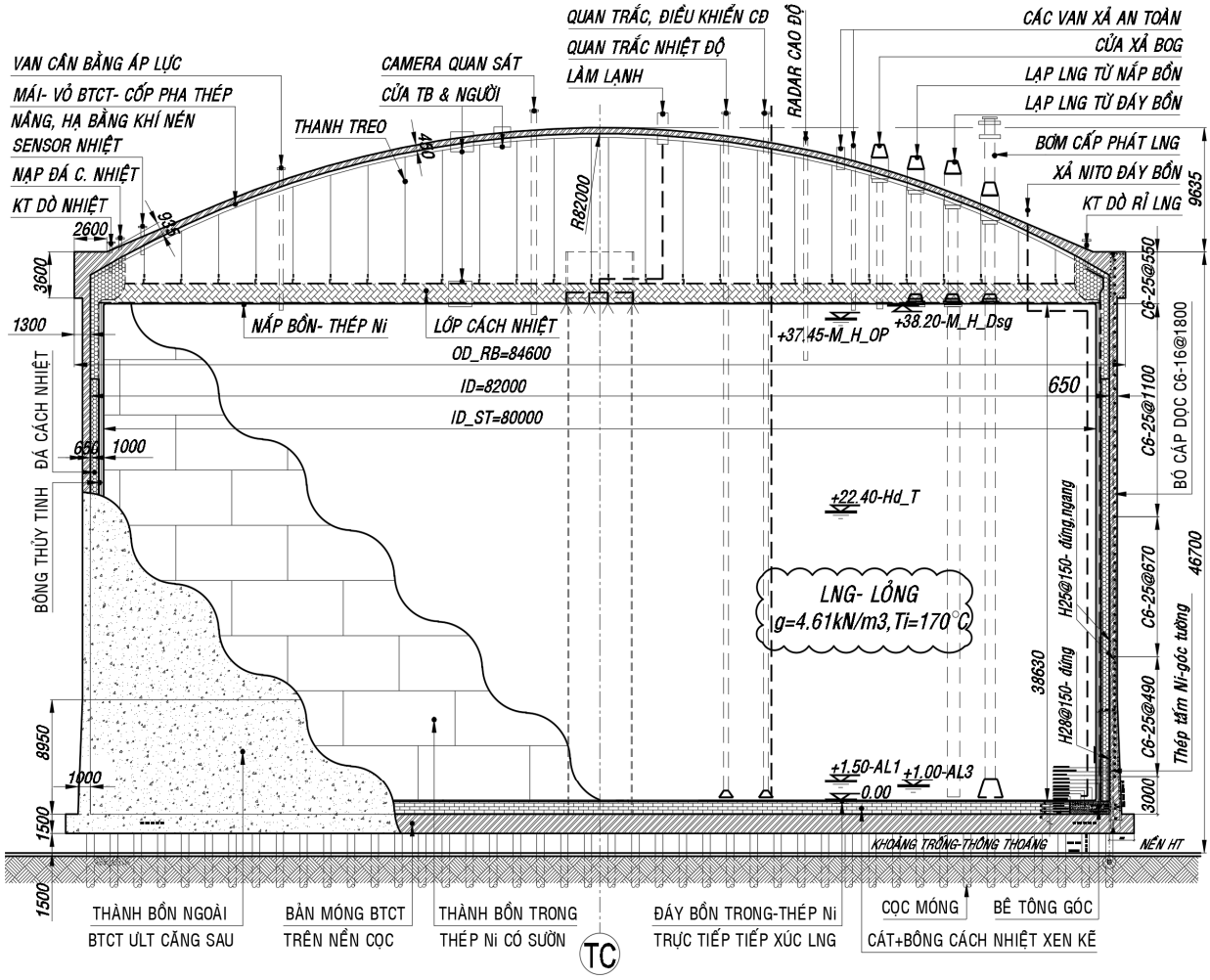
Hình 1. Hình ảnh bồn chứa LNG kho cảng Thị Vải

2. ĐẶC ĐIỂM CÔNG NGHỆ VÀ KẾT CẤU BỒN CHỨA LNG THỊ VẢI GIAI ĐOẠN 1

2.1. Cấu tạo công nghệ

Bồn chứa LNG Thị Vải là bồn tổ hợp cấu tạo bao gồm: Bồn thép hình trụ đứng đáy phẳng bên trong đường kính 80m, chiều cao 38.63m, chứa LNG lỏng ở nhiệt độ -165^{o}C chế tạo từ thép Nikel chịu nhiệt và bồn ngoài kết cấu bê tông cốt thép (BTCT), đường kính 84.6m, chiều cao 54.8m bao bọc bên ngoài. Giữa bồn trong và bồn ngoài là lớp cách nhiệt (đáy, thành, nắp). Bản đáy và nền đất bên dưới là khoảng không cao 1.5m.

Lớp cách nhiệt, cấu tạo từ cát khô, đá dăm và các hợp chất cenllular, mục đích để tránh sự tiếp xúc trực tiếp của chất lỏng có nhiệt độ -165°C với mặt trong của vách BTCT. Ở đáy bồn, lớp cách nhiệt gồm cát khô và các lớp bông thủy tinh có dung trọng 160kG/m^{3}và 120kG/m^3. Ở thành bồn lớp cách nhiệt gồm lớp bông cách nhiệt đàn hồi và đá nhẹ cách nhiệt. Ở bản nắp cách nhiệt là các lớp bông thủy tinh dày 1050mm với dung trọng 12 kG/m^3.



Hình 2. Cấu tạo công nghệ và kết cấu bồn chứa LNG Thị Vải giai đoạn 1

Trên bồn bố trí các ống bơm cấp (đáy và đỉnh) và rút LNG (đáy), các ống tiêu thoát khí, van xả khí an toàn, các ống lắp đặt thiết bị quan trắc cao độ, nhiệt độ, rò rỉ, điều khiển tự động, camera quan sát, thiết bị làm lạnh…

2.2. Mô tả kết cấu bồn ngoài

Phương án kết cấu bồn chứa ngoài bao gồm 3 phần: Phần móng là kết cấu móng bè đài cao dày 1.5m, đường kính bè 91m, tựa lên 1552 cọc PHC.C600.100, đáy móng cách mặt đất tự nhiên 1.5m; Phần thân kết cấu thành bồn ngoài là vỏ BTCT kết hợp ứng lực trước (ULT) căng sau có bám dính, phần chiều cao từ mặt móng lên 8.95m có chiều dày giảm dần (Tapered) từ 1.00m xuống 0.65m, phần thành bồn từ 8.95m lên đến đáy dầm vòng trên đỉnh có chiều dày không đổi 0.65m, dầm vòng trên đỉnh tiết diện 3.6m chiều cao × 1.30 chiều rộng, loại kết cấu ứng lực trước căng sau có bám dính. Để kéo căng các bó cáp ngang tường và dầm vòng bố trí 04 trụ rộng 5.0m dày 1.0m làm trụ neo cáp; Phần nắp bồn ngoài là mái vòm BTCT đổ toàn khối - cốp pha thép - nâng hạ bằng khí nén có chiều dày 0.95m ở chân (tựa lên dầm vòng) và chiều dày 0.45m ở đỉnh (Hình 1, Hình 2).

2.3. Vật liệu sử dụng

2.3.1. Bê tông

Đặc tính vật lý, cơ học của bê tông kết cấu bồn ngoài như Bảng 1. Bê tông kết cấu là bê tông sử dụng xi măng Poóclăng với xỉ lò cao (GGBS - với tỷ lệ xỉ lò cao khoảng 50-70%) giảm được đáng kể nhiệt thủy hóa.

Bảng 1. Đặc trưng của vật liệu bê tông kết cấu bồn ngoài

Loại kết cấu	f_{ck}/f_{cu} (MPa)	Mô đun đàn hồi E (MPa)	Hệ số poisson	Hệ số giản nở nhiệt α - nhiệt độ bình thường	Hệ số giản nở nhiệt α - nhiệt độ khi bị rò rỉ (-165°c)	Hs từ biến, v_u	Hs co ngót, $(\varepsilon_{sh})_u$
Kết cấu móng	40/50	35	0.2	$10\times10^{-6}\,K^{-1}$	$8\times10^{-6}/^{o}c$	1.49	491×10^{-6}
Kết cấu vách	40/50	35	0.2	$10\times10^{-6}\,K^{-1}$	$8\times10^{-6}/^{o}c$	1.49	491×10^{-6}
Kết cấu mái	40/50	35	0.2	$10\times10^{-6}\,K^{-1}$	$8\times10^{-6}/^{o}c$	1.49	491×10^{-6}

2.3.2. Cốt thép và thép ứng suất trước

Cốt thép thiết kế là loại cốt thép đặc biệt có khả năng chịu ảnh hưởng của nhiệt độ thấp - 165°C trong trường hợp rò rỉ, vật liệu cốt thép phải tuân thủ các quy định trong tiêu chuẩn ASTM A615, Grade 60; ASTM A706; BS 4449, Grade 460. Cường độ chảy của thép không được thấp hơn 60000 psi (420MPa). Loại thép Krybar-620 được sử dụng tại công trình phù hợp với tiêu chuẩn BS 4449.

Thép ứng lực trước thiết kế phù hợp với tiêu chuẩn ASTM A416 Grade 270. Cường độ kéo cực hạn f_{pu} = 1860 MPa, cường độ chảy f_y = 1647 MPa. Cáp được chế tạo đặc biệt chịu lạnh, ở -200°C đặc trưng cơ học cáp trên 98% so với nhiệt độ thường.

Ống ghen tạo lỗ bó cáp: Ống ghen bó cáp ngang là ống nhựa PE loại đặc biệt có μ = 0,073, k = 0,0012m^{-1} đã được Rex Polyextrusion PVT. Ltd chứng nhận ngày 05.06.2018. Ống ghen bó cáp đứng (cáp thẳng) là ống xoắn tạo lỗ thép mạ kẽm dày 0.30mm.

Vữa bơm bảo vệ cáp, thiết bị bơm vữa: Vữa bơm chế tạo riêng & sử dụng thiết bị riêng phù hợp cho bó cáp ngang có chiều dài tới 138m bơm vữa từ 1 đầu, bó cáp đứng có chiều cao bơm tới 45m.

2.3.3. Thép tấm, thép hình, liên kết

Thép tấm chế tạo bồn trong, thép gia cố tại các góc bồn ngoài và các vị trí vào-ra là thép 9% Nikel chịu lạnh -200°C chế tạo phù hợp với các yêu cầu [2]- EN14620-2:2006.

Thép hình cho kết cấu thép tạm trong thời gian xây dựng (hệ cốp pha, các thanh gong, gá, chống đỡ tạm…) là thép SS400 theo JIS 3192-1991 hoặc các loại tương đương khác.

Liên kết hàn thép chịu lạnh: Các que hàn đặc biệt cấp E70XX phù hợp với [2]- EN14620-2:2006 và các tiêu chuẩn đặc biệt khác theo các yêu cầu riêng của thiết kế công nghệ.

3. TÍNH TOÁN KIỂM TRA THIẾT KẾ KẾT CẤU BỒN NGOÀI

3.1. Trạng thái làm việc và chịu lực bồn ngoài

Kết cấu bồn ngoài được thiết kế đáp ứng bốn quá trình: (i) Thi công, (ii) hoạt động bình thường, (iii) thí nghiệm thử tải và (iv) trường hợp chịu tác động tải trọng đặc biệt. Trong quá trình hoạt động bình thường và thí nghiệm thử tải, kết cấu được thiết kế theo cả trạng thái giới hạn I (ULS) và trạng thái giới hạn II (SLS), riêng với trường hợp chịu tác động của tải trọng đặc biệt chỉ thiết kế theo trạng thái giới hạn I.

3.2. Tải trọng đưa vào thiết kế

Tải trọng đưa vào thiết kế được phân chia thành 2 loại về điều kiện tải trọng (ACI 376-11), điều kiện tải trọng bình thường bao gồm toàn bộ tải trọng phát sinh trong quá trình (i) Thi công, (ii) Hoạt động bình thường, (iii) thí nghiệm thử tải. Điều kiện tải trọng đặc biệt (iv) khi kết cấu chịu tải trọng bất thường như động đất, rò rỉ, va chạm. Bảng thống kê sự tác động của các loại tải trọng về độ lớn, phương chiều tác động, vị trí tác động lên kết cấu được thống kê trong các bảng bên dưới.

3.2.1. Điều kiện tải trọng bình thường

Bảng 2. Thống kê tải trọng bản thân kết cấu

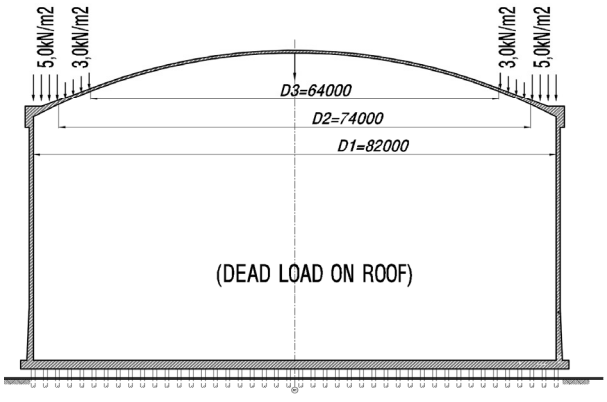
Kết cấu BT		Kết cấu Thép		Lớp cách nhiệt	
Loại tải trọng	Giá trị	Loại tải trọng	Giá trị	Loại tải trọng	Giá trị
Đài móng (Base Slab)	8713.2 m^3	Vách bồn thép + tăng cứng (Wall, Shell Stiffeners)	56.77 kN/m	Lớp cách nhiệt đáy - khu vực giữa (Base insulation-central area)	9.055 kN/m^2
Vách (Wall)	7194.1 m^3	Đáy bồn thép (Inner tank bottom)	0.38 kN/m^2	Lớp cách nhiệt đáy- khu vực Ringbeam	9.410 kN/m^2
Gối (Buttresses)	582.08 m^3	Tấm nắp bể cách nhiệt (Suspended deck)	2.62 kN/m	Lớp cách nhiệt vách (Wall insulation)	0.46 kN/m^2

Bảng 2 *(tiếp theo)*

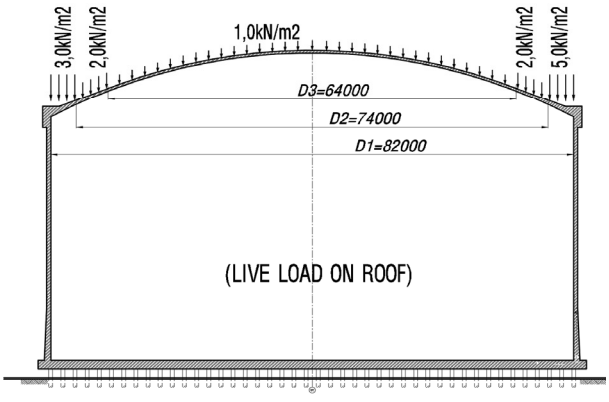
Kết cấu BT		Kết cấu Thép		Lớp cách nhiệt	
Loại tải trọng	Giá trị	Loại tải trọng	Giá trị	Loại tải trọng	Giá trị
Dầm hình xuyến (Upper Ringbeam)	1233.36 m^3	Kết cấu thép neo vào bồn ngoài (Embedments)	26.07 kN/m		
Mái (Roof)	3332.3 m^3	Tấm chắn hơi mặt đáy (Base vapour barier)	0.902 kN/m^2		
		Kết cấu treo mái (Roof Plates)	1.17 kN/m^2		
		Platform và Walkways	5 kN/m^2		

Bảng 3. Thống kê tải trọng tác động trong quá trình hoạt động

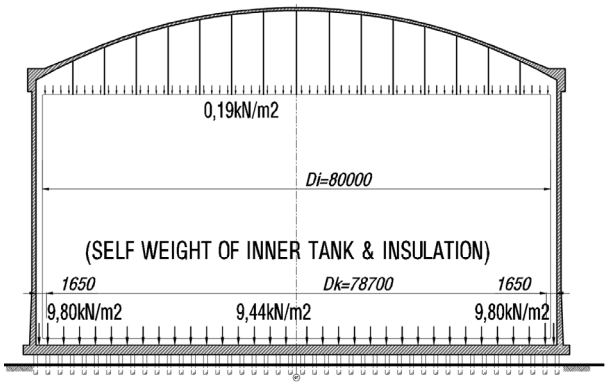
Loại tải trọng	Đặc điểm loại tải trọng					
Hoạt tải mái	1kN/m^2 phân bố đều toàn bộ mái			5kN/m^2 khu vực lắp đặt hệ thống đường ống		
Tải trọng gió	TCVN2737-95 ASCE 7-16	II-A	$V_{3\text{-}20y}$ = 38 m/s V_{o_3000y} = 57m/s	H = 50m	Địa hình A Địa hình D	Sơ đồ 33-bảng 6
Áp lực khí gas	P_{max} 29 kN/m^2	P_{min} –5kN/m^2	Áp lực khí gas thí nghiệm P_{test} lấy bằng 1.25 lần áp lực khí lớn nhất P_{max}			P_{test} 36.25kN/m^2
Tải trọng chất lỏng LNG	γ 470 kg/m^3	h_{max} 38.19m	h_{min} 1.10m	UDL_{max} 176.07 kN/m^2	UDL_{min} 5.07 kN/m^2	$UDL_{test\ at\ 22.43m}$ 225.59 kN/m^2
Tải trọng nhiệt độ	T_{max} +40°C	T_{min} +13.8°C	T_{av} +26.4°C	T_{pr} -165°C		



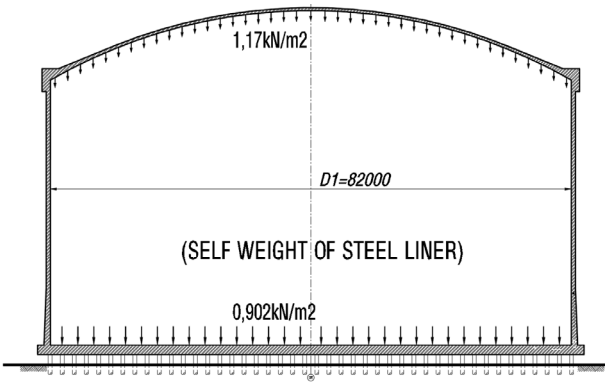
Hình 3. Tĩnh tải mái và tải bản thân



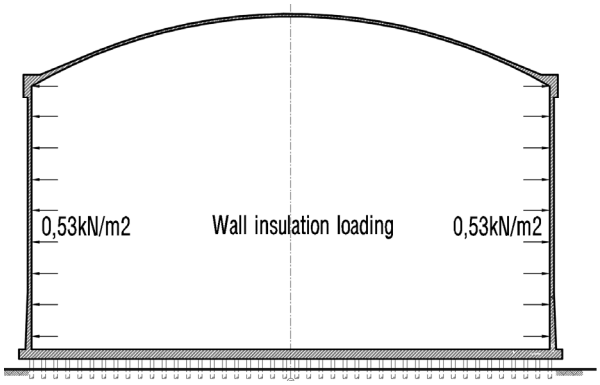
Hình 4. Hoạt tải mái



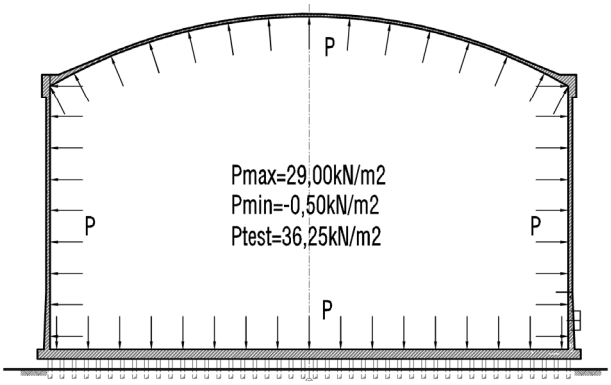
Hình 5. Tải trọng lớp cách nhiệt bên trong



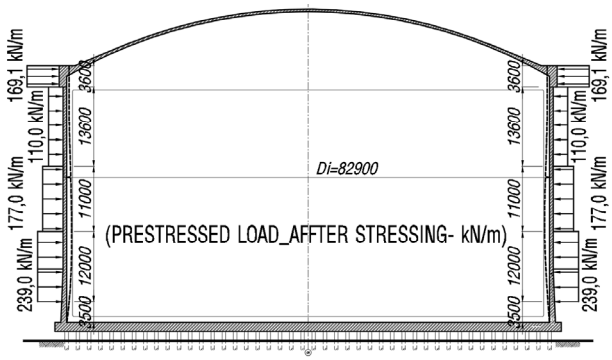
Hình 6. Tải trọng bản thân bồn thép trong



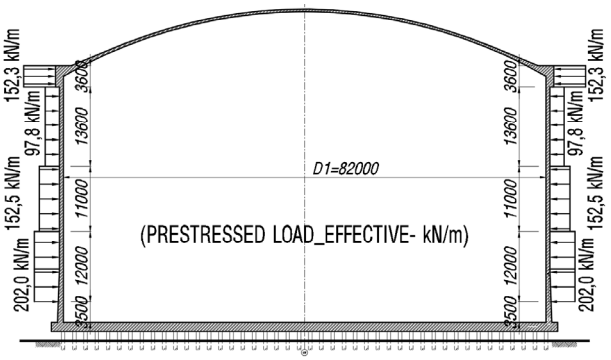
Hình 7. Tải trọng lớp thép cách nhiệt



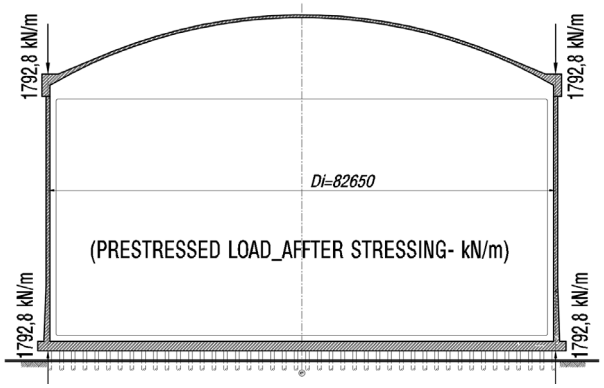
Hình 8. Tải thí nghiệm áp suất



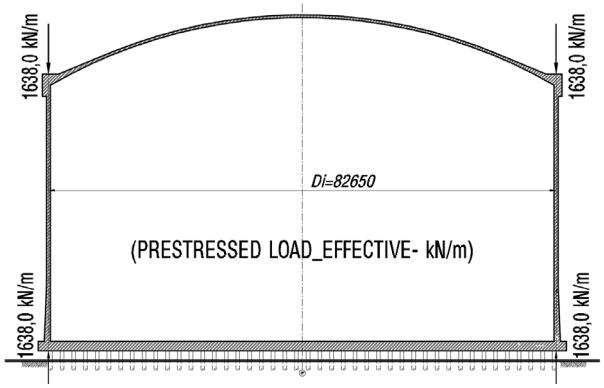
Hình 9. Áp lực ULT ngang - sau kéo căng



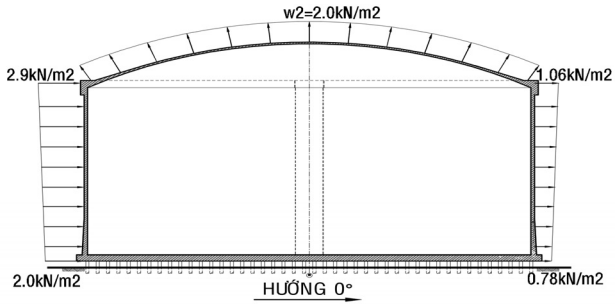
Hình 10. Áp lực ULT ngang - dài hạn



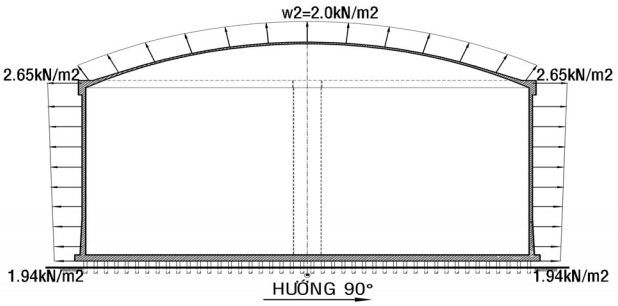
Hình 11. Áp lực ULT đứng - sau kéo căng



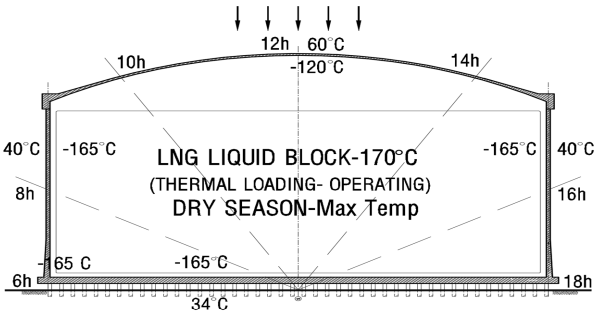
Hình 12. Áp lực ULT đứng - dài hạn



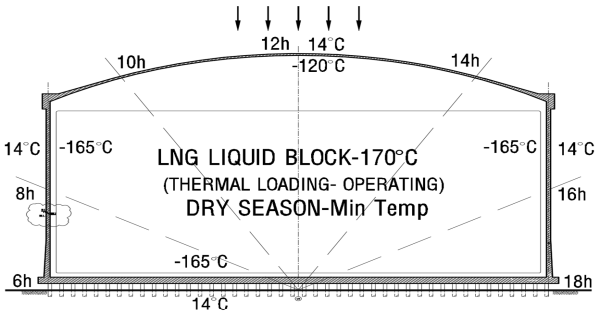
Hình 13. Gió tác động hướng 0°



Hình 14. Gió tác động hướng 90°



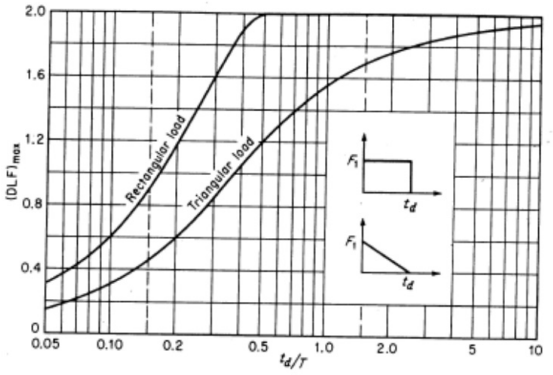
Hình 15. Tác động nhiệt bức xạ nóng nhất



Hình 16. Tác động nhiệt bức xạ lạnh nhất

3.2.2. Điều kiện tải trọng đặc biệt

Bảng 4. Thống kê tải trọng đặc biệt tác động lên kết cấu

Loại tải trọng	Đặc điểm loại tải trọng				
Rò rỉ (Major leak)	Wall-UDL$_{max}$ 167.6 kN/m^2	Base-UDL$_{min}$ 167.60 kN/m^2	Giá trị lấy với mức chất lỏng rò rỉ cao 38m, áp lực chất lỏng phương ngang tính cho toàn bộ chiều cao mực nước.		
Nổ (Blast)	P_{max} – 0 sec 17 kN/m^2	P_{min} – 0.3sec 0.0 kN/m^2	 Quy đổi tải trọng động về tĩnh: t_d là khoảng thời gian nổ, T là chu kỳ dao động của kết cấu.		
Va chạm	Khối lượng vật 50kg rigid body	Vận tốc 45m/s	Diện tích 1.0m (dia)	Hướng tác dụng: Vuông góc	Tiêu chuẩn áp dụng ACI 376-11
Nhiệt độ rò rỉ	T_{max} +35°C	T_{min} +19°C	T_{pr} -165°C	Stress free Temp +26.4°C	
Động đất	Giá trị gia tốc nền thiết kế tại Thị Vải là a = 0.0442g < 0.08g; bỏ qua tính toán tác động của động đất lên công trình, chỉ áp dụng các biện pháp kháng chấn thích hợp.				

3.3. Tổ hợp tải trọng

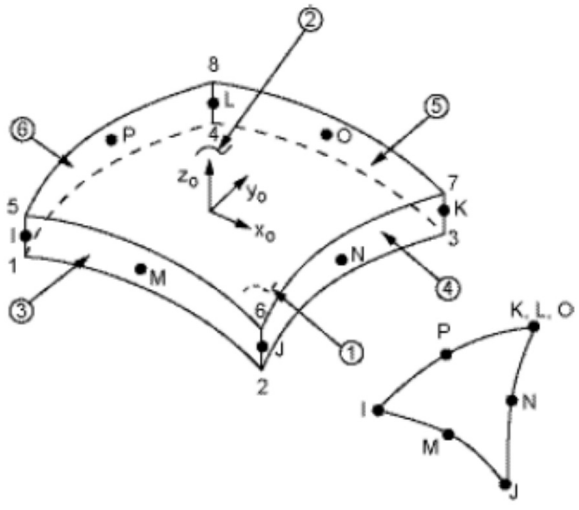
Bảng 5. Bảng tổ hợp tải trọng tính toán kết cấu bồn ngoài theo ACI 376-11

Điều kiện tải trọng		Điều kiện tải bình thường				Điều kiện tải đặc biệt		
Loại tải trọng		Thi công	Lắp đặt	Thử tải	Hoạt động	Rò rỉ	Nổ/ Va chạm	Cháy
Tải bản thân		1.2 (0.9)	1.2 (0.9)	1.2 (0.9)	1.2/1.4 (0.9)	1 (0.9)	1 (0.9)	1 (0.9)
Tải ứng suất trước	Phân bố	1	1	1	1	1	1	1
	Tại neo	1.2	1.2	1.2	1.2	-	-	-
Áp lực chất khí		-	-	1.2	1.2/1.4	1	1	1
Áp lực chất lỏng LNG		-	-	-	-	1	1	1
Tải nhiệt độ	Bình thường	1.2	1.2	1.2	1.2	-	1	-
	Rò rỉ					1		
	Cháy	-	-	-	-	-	-	1
Tải thi công và vận hành	Tải thi công và hoạt động	1.6	-	-	-	-	-	-
	Tải lắp đặt	-	1.2/1.4 (0.9)	-	-	-	-	-
	Tải thử tải hoạt động	-	-	1.2	-	-	-	-
Co ngót		1.2	1.2	1.2	1.2	1	1	1
Từ biến		1.2	1.2	1.2	1.2	1	1	1
Hoạt tải		1.6/0.5	1.6/0.5	1.6/0.5	1.6/0.5	-	1	-
Tải lún lệch		1.2	1.2	1.2	1.2	1	1	1
Tải gió		1.6/1.3	1.6/1.3	1.6/1.3	1.6/1.3	-	1	1
Nổ và va chạm		-	-	-	-	-	1	-
Cháy		-	-	-	-	-	-	1

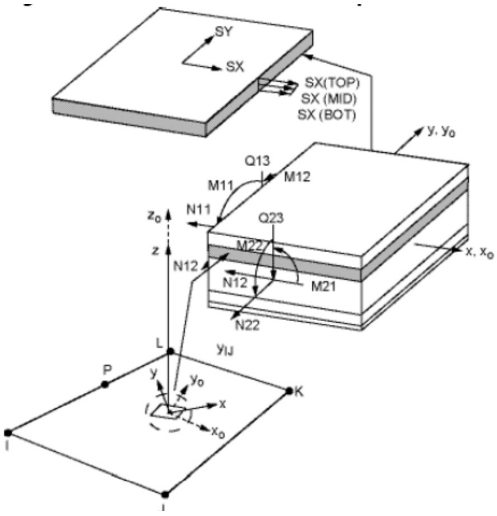
3.4. Tính toán và so sánh nội lực dưới điều kiện tải trọng bình thường

Kết quả nội lực hệ kết cấu lấy từ phân tích tổng thể bằng phần mềm Ansys. Kết cấu bồn từ bản đáy móng đến mái được mô phỏng thành vỏ không gian chịu tác động các loại tải trọng nêu trên, bản đáy tựa lên các gối đàn hồi là các cọc. Tấm vỏ được mô phỏng bằng phần tử shell, 8 nút, 6 bậc tự do. Mô hình tính toán phân tích tuyến tính về vật liệu và hình học. Kết cấu ứng lực trước toàn phần cả phương đứng và phương vòng, mái là vỏ thoải chủ yếu chịu nén, bản đáy móng là tấm dày. Phương chiều của phần tử shell theo hệ trục tọa độ tổng thể XYZ, trường hợp phần tử shell không ứng với hệ trục tổng thể thì lấy theo hệ trục địa phương(XoYoZo) (Hình 18, Hình 19).

Hình 17. Sơ đồ tính tổng thể kết cấu bồn chứa



Hình 18. Hệ trục tọa độ địa phương



Hình 19. Phương chiều lực - ứng suất

Hình 20. Moment Mx - Deadload

Hình 21. Moment My - Deadload

Hình 22. Moment Mx - Windload

Hình 23. Moment My - Windload

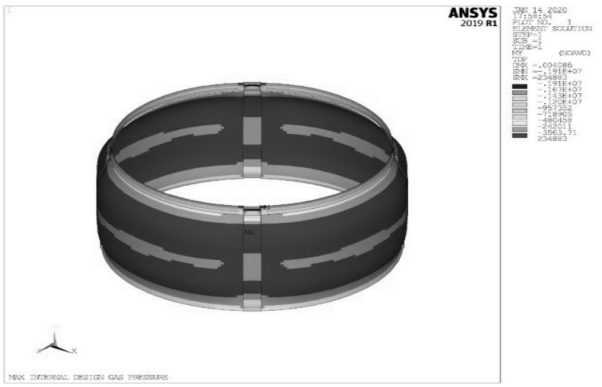
Hình 24. Moment Mx - Wall hoop PT

Hình 25. Moment My - Wall hoop PT

Hình 26. Moment Mx - Tempmax

Hình 27. Moment My - Tempmax

Hình 28. Moment Mx - Max Pressure



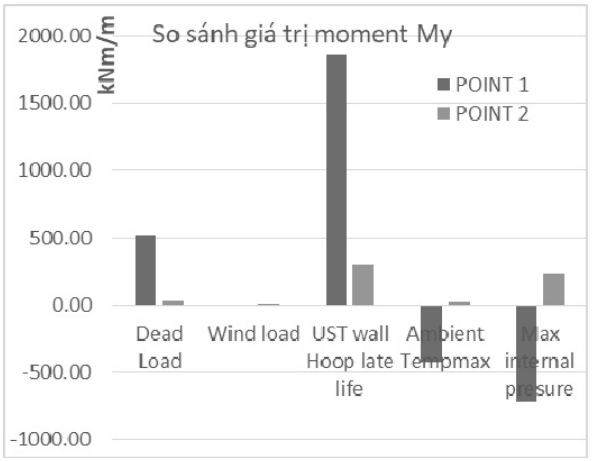
Hình 29. Moment My - Max Pressure

Bảng 6. So sánh nội lực các trường hợp tải trọng tải điểm có vị trí đặc trưng

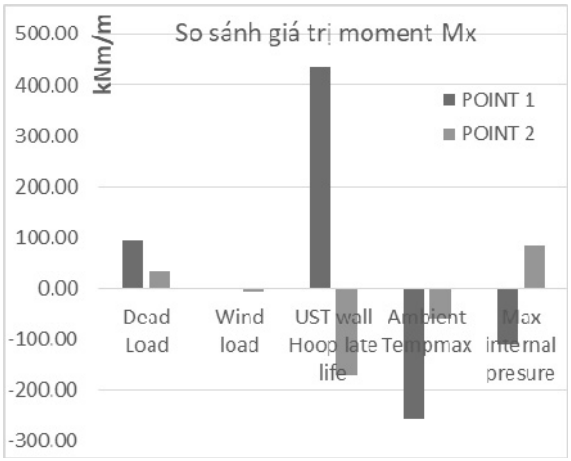
POINT 1 - Chân	Ny	Nx	My	Mx	Vx	Vy
	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
Dead Load	-1080.0	-163.44	519.70	94.04	27.55	-58.48
Wind load	49.05	30.05	-2.60	-0.40	3.14	1.63
Wall hoop PT	263.72	-404.07	1860.0	436.30	36.57	-97.03
Ambient Tempmax	26.00	1020.00	-431.25	-256.29	19.88	190.96

Bảng 6 *(tiếp theo)*

POINT 1 - Chân	Ny	Nx	My	Mx	Vx	Vy
	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
Max internal presure	625.34	373.20	-718.91	-111.87	46.09	235.91
POINT 2 - Giữa	Ny	Nx	My	Mx	Vx	Vy
	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
Dead Load	-583.19	-123.53	27.20	32.60	27.55	41.19
Wind load	-16.79	57.11	8.97	-6.16	3.14	-2.93
Wall hoop PT	35.57	-7810.0	293.51	-170.69	39.59	47.99
Ambient Tempmax	26.00	-131.07	20.73	-62.26	19.88	15.05
Max internal presure	625.34	1300.0	234.88	82.80	46.09	66.41



Hình 30. Moment Mx - Max Pressure



Hình 31. Moment My - Max Pressure

4. KẾT LUẬN

Kết luận: Kết cấu bồn chứa LNG lỏng -165^{o}C là kết cấu đặc biệt, phức tạp từ cấu tạo, công nghệ, vật liệu, tính toán kết cấu & thi công. Tải trọng-nội lực ảnh hưởng chính trong giai đoạn xây dựng là tải ứng lực trước của cáp dọc và ngang; Tải trọng ảnh hưởng chính giai đoạn thử nghiệm là tải ULT+áp lực nước thử nghiệm; Trong giai đoạn sử dụng bình thường nội lực chính trên thành bể do ứng lực trước + thay đổi nhiệt môi trường và áp lực khí LNG hóa hơi. Tải trọng và nội lực do tải trọng gió chiếm tỷ lệ nhỏ so với tổ hợp tải trọng thường xuyên. Tải trọng va chạm & vật thể bay có giá trị nhỏ và chỉ có tác dụng cục bộ tại vị trí xem xét và ít ảnh hưởng so với tải trọng khác. Điều kiện hoạt động bình thường, do gia tốc nền nhỏ nên tải động đất nhỏ. Trường hợp khẩn cấp, giá trị tải động đất cũng không ảnh hưởng lớn đến kết cấu thân bồn mà chủ yếu ảnh hưởng đến cọc-móng.

Công trình phức hợp của nhiều loại kết cấu, công nghệ… nên biên soạn thành tiêu chuẩn hoặc tài liệu hướng dẫn để thuận tiện cho công tác tư vấn, kiểm tra, thử nghiệm, nghiệm thu trong các giai đoạn tiếp theo khi nước ta xây dựng nhiều công trình có bồn chứa LNG lỏng ở nhiệt độ thấp…

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Quy chuẩn Việt Nam. QCVN 02:2009/BXD - *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia - Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng*

[2] Tiêu chuẩn Việt Nam. TCVN 8615-1:2010 [EN 14620-1:2006]. *Thiết kế, chế tạo công trình bể chứa bằng thép, hình trụ đứng, đáy phẳng để chứa các sản phẩm khí hóa lỏng được làm lạnh ở nhiệt độ vận hành 0℃ đến -165℃ - Phần 1: Quy định chung*

[3] Tiêu chuẩn Việt Nam. TCVN 8615-2:2010 [EN14620-2:2006]. *Thiết kế, chế tạo công trình bể chứa bằng thép, hình trụ đứng, đáy phẳng để chứa các sản phẩm khí hóa lỏng được làm lạnh ở nhiệt độ vận hành 0℃ đến -165℃ - Phần 2: Các bộ phận kim loại*

[4] Tiêu chuẩn Việt Nam. TCVN 8615-2:2010 [EN14620-3:2006]. *Thiết kế, chế tạo công trình bể chứa bằng thép, hình trụ đứng, đáy phẳng để chứa các sản phẩm khí hóa lỏng được làm lạnh ở nhiệt độ vận hành 0℃ đến -165℃ - Phần 3: Các bộ phận bê tông*

[5] European Committee for Standardization. EN14620-4:2006. *Thiết kế, chế tạo công trình bể chứa bằng thép, hình trụ đứng, đáy phẳng để chứa các sản phẩm khí hóa lỏng được làm lạnh ở nhiệt độ vận hành 0℃ đến -165℃ - Phần 4: Các bộ phận cách nhiệt*

[6] European Committee for Standardization. EN14620-5:2006. *Thiết kế, chế tạo công trình bể chứa bằng thép, hình trụ đứng, đáy phẳng để chứa các sản phẩm khí hóa lỏng được làm lạnh ở nhiệt độ vận hành 0℃ đến -165℃ - Phần 5: Kiểm tra, làm khô, làm sạch & làm lạnh*

[7] Tiêu chuẩn Việt Nam. TCVN 2737:1995. *Tải trọng tác động, tiêu chuẩn thiết kế*

[8] Young-myung Yang, Korea Gas Corporation. *Development of the word's largest above-ground full containment LNG storage tank.* 23rd World Gas Conference, Amsterdam 2006

[9] J E Akin (1994). *Finite element for Analysis and Design.* Academic Press

[10] Wayne B.Geyer. *Handbook of Storage Tank systems, codes, Regulations and designs*

[11] Josef Rotzer. *Design anf Construction of LNG Storage Tanks*

[12] Samsung C&T- PTSC Consortium. *Outer tank: Civil design basic document*

[13] Samsung C&T- PTSC Consortium. *Outer tank: Wall and Ringbeam Design report*

[14] American Concrete Institute. *ACI 376M-11: Code Requirement for Design anf Construction of Concrete Structures for the Containment of Refrigerated Liquefied Gases and Commentary*

[15] American Concrete Institute. *ACI 318M-14: Building Code requirements for Structural Concrete and Commentary*

[16] European Committee for Standardization. *BS EN 1992-1-1: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rulses and rules for Buildings*

[17] European Committee for Standardization. *BS EN 1998-4: Eurocode 8- Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 4- Silos, tanks and pipelines*

[18] European Committee for Standardization. *DIN_EN 1991-4. Eurocode 1- Actions on Structures. Part 4: Silos and Tanks*

TÍNH TOÁN KIỂM TRA TƯỜNG & MÓNG SILO LÙN ĐẶT TRỰC TIẾP TRÊN NỀN TỰ NHIÊN

CALCULATION AND CHECK ON SHORT CLINKER SILO'S FOUNDATION AND WALL PLACED DIRECTLY ON NATURAL SOIL FOUNDATION

KS. Nguyễn Công Huân[1], ThS. Nguyễn Văn Thà[2], TS. Nguyễn Việt Tuấn[3]
[1,2,3]Viện Khoa học công nghệ xây dựng
Email: huannguyencong1@gmail.com, tha28274@gmail.com, tuanibst@gmail.com

TÓM TẮT: Trong quá trình tính toán thiết kế silo lùn sức chứa 60,000 tấn clinker có móng & sàn đáy tách biệt đặt trực tiếp trên nền tự nhiên có một số vấn đề đã được nhóm tác giả thực hiện nghiên cứu, xem xét, làm rõ.

TỪ KHÓA: Silo lùn chứa clinker có móng & sàn đáy tách biệt đặt trực tiếp trên nền tự nhiên.

ABSTRACT: *In the process of calculating and designing a 60,000-tons-capacity short clinker silo of which foundation is separated from the bottom floor that placed directly on the natural soil foundation, some problems have been researched, reviewed and clarified by the authors.*

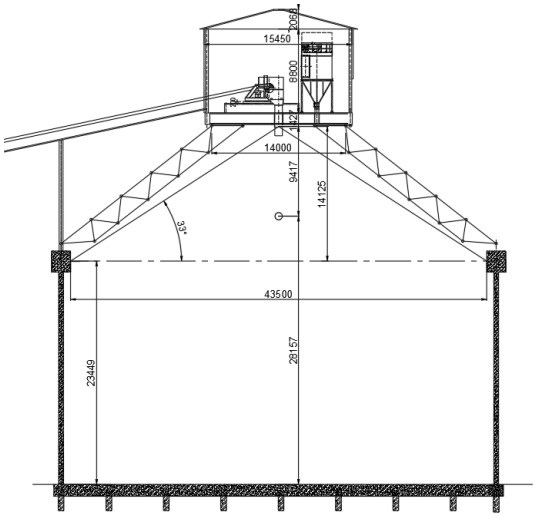
KEYWORDS: *Short clinker silo of which foundation is separated from the bottom floor that placed directly on the natural soil foundation.jbl.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

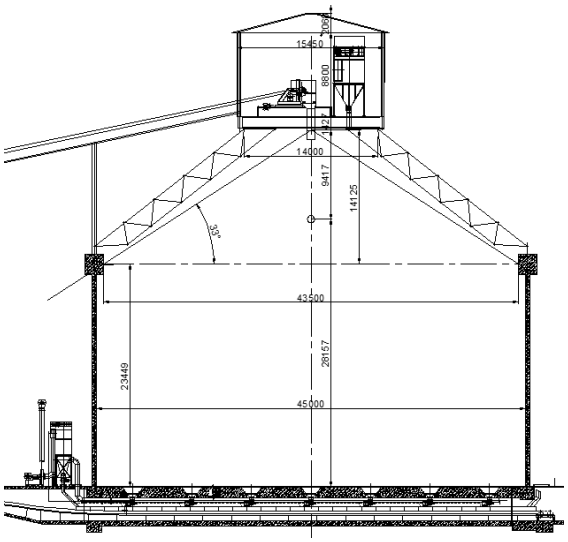
Ngày nay silo lùn chứa clinker với đường kính lớn được xây dựng tại các nhà máy xi măng. Silo chứa clinker là hạng mục xây dựng lớn của dự án xi măng chiếm tỷ trọng lớn nhất trong các silo nên việc thiết kế phù hợp với yêu cầu kết cấu - nền móng, đảm bảo vai trò công năng theo yêu cầu công nghệ và phù hợp với điều kiện địa chất tự nhiên có ý nghĩa lớn về kinh tế, kỹ thuật cho dự án.

Tường silo theo yêu cầu công nghệ, đỡ kết cấu thép, băng tải… liên kết với các hạng mục khác kết cấu khung BTCT thành hệ thống nên độ lún giới hạn lấy như đối với khung BTCT của nhà sản xuất là 80 mm (mục 1 - bảng 16 - TCVN 9362:2012), sàn đáy silo là nền kho chứa vật liệu hạt dạng rời có độ lún giới hạn là 400 mm (mục 4.1-a bảng 16 TCVN 9362:2012). Thiết kế trước kia phần sàn đáy & tường silo được đổ toàn khối nên thường chấp nhận độ lún giống nhau nên không tận dụng được sức chịu tải cọc, nền của phần sàn đáy và tường. Nhiều nhà máy xi măng được xây dựng tại Việt Nam gần gần 20 năm qua có được thiết kế sàn đáy và tường silo đổ toàn khối nên không tận dụng được sức chịu tải cọc, nền dẫn đến lãng phí lớn về chi phí đầu tư xây dựng: Silo clinker NMXM Hải Phòng Mới, Silo clinker nhà máy xi măng Sông Gianh, silo clinker trạm nghiền xi măng Phú Hữu - XM HT1, silo clinker trạm nghiền xi măng Long An - XMHT1, Silo clinker dự án NMXM Bình Phước - XMHT1, silo clinker HATIFA2…. Thiết kế

hiện nay do tách biệt giữa tường silo lô và sàn đáy để 2 bộ phận này cận kề nhau và tách rời nhau để độ lún cho phép khác nhau (kể cả với móng cọc và móng nông) nên tận dụng được sức chịu tải cọc hoặc nền nên giảm đáng kể chi phí xây dựng móng của hạng mục này.



Hình 1a. Silo clinker truyền thống tường - sàn đáy toàn khối đặt trên nền tự nhiên hoặc nền cọc



Hình 1b. Silo clinker lùn có móng & sàn đáy tách biệt đặt trên nền tự nhiên hoặc nền cọc

2. TÍNH TOÁN KIỂM TRA KẾT CẤU TƯỜNG VÀ MÓNG

2.1. Sơ đồ kết cấu, tải trọng tác dụng

2.1.1. Tải trọng tác dụng

Kết cấu hạng mục gồm: Phần kết cấu bao che gồm mái silo kết cấu thép tựa lên thân silo là tường BTCT ứng lực trước căng sau, tường tựa lên bản móng hình vành khăn và phần sàn kho chứa clinker bên trong.

Các loại tải trọng tác động lên kết cấu bao che: (*a*) Tải trọng bản thân; (*b*) Bụi trên mái; (*c*) Hoạt tải sử dụng trên mái; (*d*) Áp lực đứng và ngang của clinker; (*e*) Tác động nhiệt clinker lên tường silo; (*f*) Tác động của cáp ứng lực trước ; (*g*) Tác động của gió; (*h*) Tác động của áp lực ngang của sàn chứa clinker lên tường và móng bên dưới sàn đáy.

Các tính toán tải trọng thông thường, thiết kế tường silo & bản sàn đáy silo đã quen thuộc được trình bày trên các tài liệu chuyển khảo, tiêu chuẩn nên chúng tôi không trình bày ở đây mà tập trung bình bày một phần bài toán kiểm tra cho cốt thép ngang phần móng của silo chứa clinker đã được thiết kế và xây dựng và đưa vào sử dụng tại tỉnh Nghệ An - Việt Nam. Áp lực ngang của vật liệu chứa từ áp lực đứng của vật liệu chất đống trên sàn đáy (tường & sàn đáy tách rời) do sự nở ngang của đất nền được tính toán theo các nội dung trình bày dưới đây. (Sàn đáy ở đây cấu tạo là lớp bê tông không cốt thép dày 200 mm. Hầm rút liệu cũng được cấu tạo tách rời với tường silo).

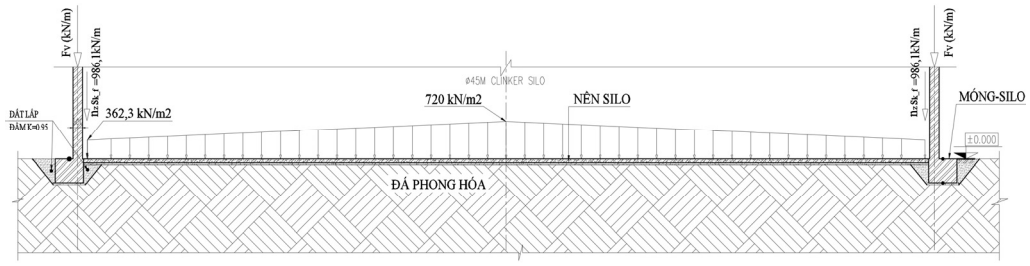
Bảng 1. Giá trị tải trọng tính toán trên tường silo trong bài toán thiết kế nghiên cứu như sau

Loại tải trọng	Giá trị
Tải trọng bụi	1188,3 (kN)
Hoạt tải sử dụng trên mái	1839,1 (kN)
Tải trọng bản thân kết cấu tường, nhà trên mái...	348,7 (kN/m)
Áp lực đứng do clinker tác động vào móng $n_z S_{k_f}$	986,1 (kN/m)
Áp lực đứng nền tại tâm silo	720.0 (kN/m^2)
Áp lực đứng nền trong silo	362,3 (kN/m^2)

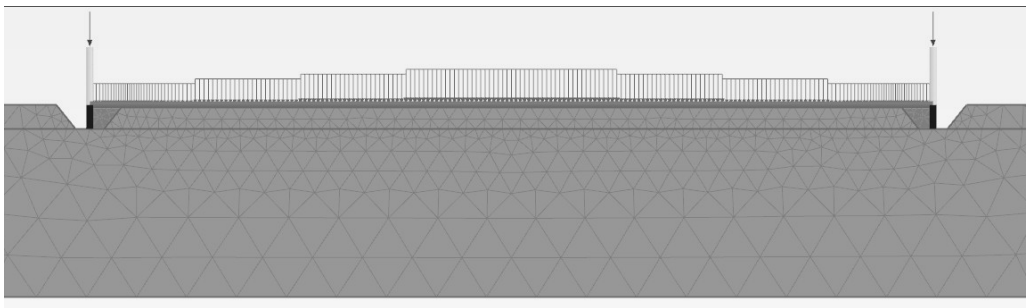
Tải bản thân, bụi, hoạt tải trên mái truyền về móng silo:

$$F_v = (1188.3 + 1839.1)/(3.14*45.5) + 348.7 = 369.9 \text{ kN/m}$$

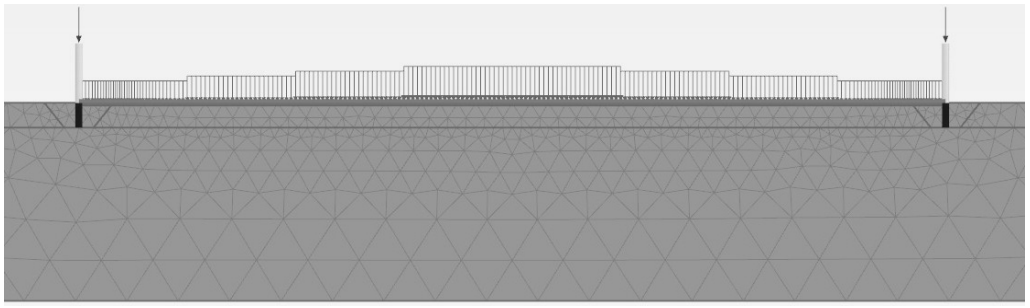
2.1.2. Sơ đồ kết cấu



Hình 2a. Sơ đồ tải trọng tác động lên sàn kho chứa



Hình 2b. Sơ đồ tính toán áp lực ngưng - TH1 (bỏ qua phản lực của đất lấp mặt ngoài móng)

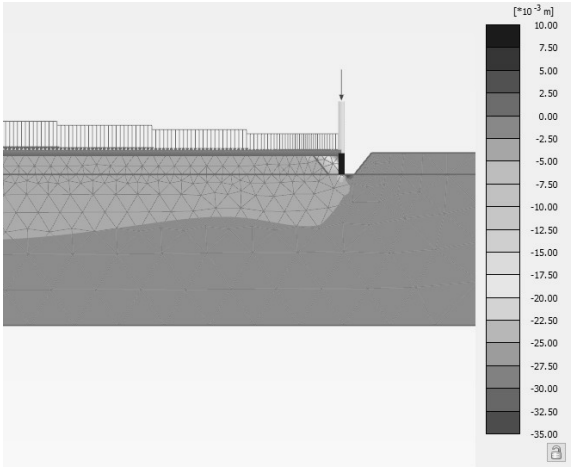


Hình 2c. Sơ đồ tính toán trong áp lực ngang - TH2
(có lớp đất đầm chặt k = 0.95 mặt ngoài móng)

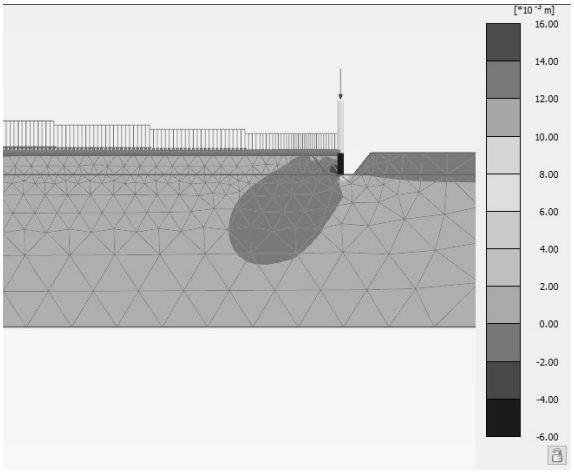
3. MỘT SỐ KẾT QUẢ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ

3.1. Tính áp lực ngang của vật liệu chứa trên sàn đáy lên móng silo

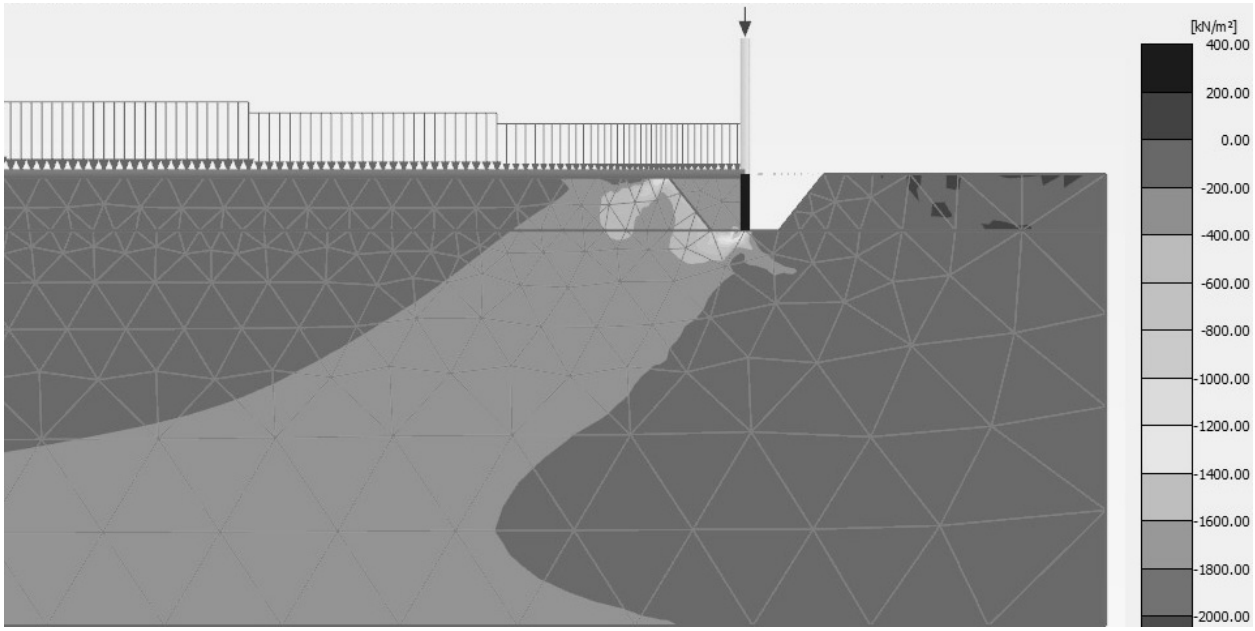
Từ tải trọng chất đống lên sàn đáy silo đặt trực tiếp trên nền thiên nhiên, tải trọng đứng trên thành silo (gồm tải mái, tải bản thân, ma sát của clinker lên thành silo…) phân tích xác định biến dạng và áp lực ngang lên móng bằng phần mềm Plaxis (Hình 3a, 3b…). Trường hợp móng silo là móng cọc thì không có thành phần này (hoặc có thì giá trị nhỏ), khi đó với giá trị độ lún cho phép tường và sàn đáy khác nhau thì sức chịu tải cọc huy động với cọc đỡ sàn đáy và cọc đỡ tường sẽ khác nhau (có thể chênh lệch 1.25÷2.0 lần).



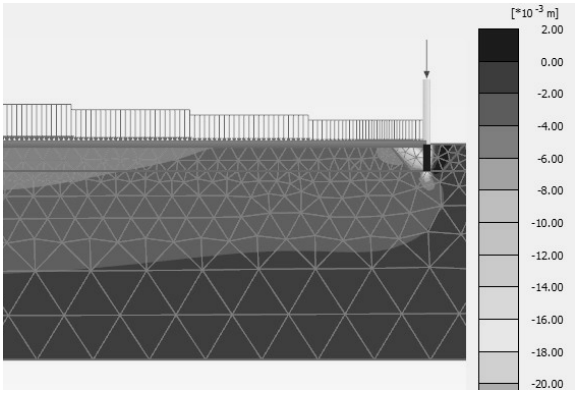
Hình 3a. Chuyển vị theo phương đứng dưới tác dụng của tải trọng TH1



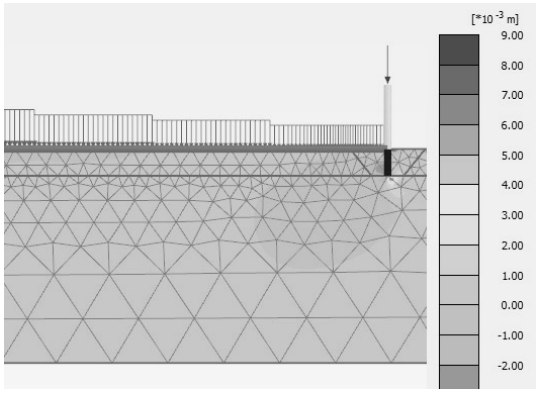
Hình 3b. Chuyển vị theo phương ngang dưới tác dụng của tải trọng TH1



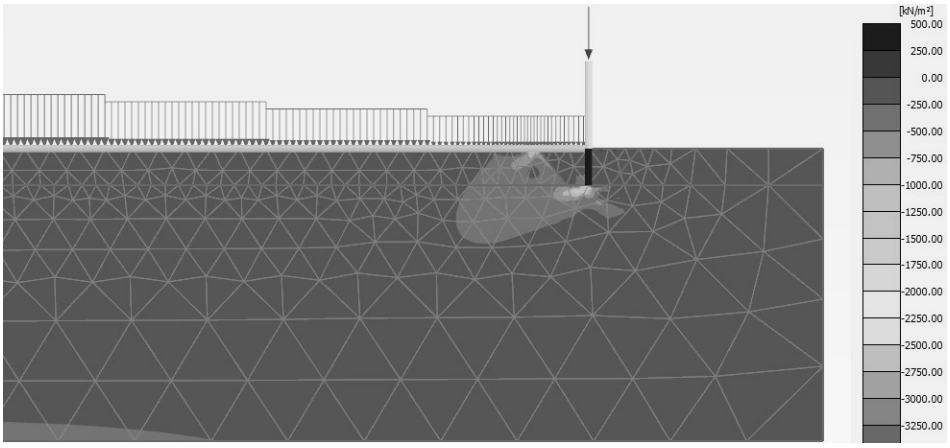
Hình 3c. Ứng suất theo phương ngang TH1
(áp lực ngang tác động lên thành móng silo)



Hình 3d. Chuyển vị theo phương đứng dưới tác dụng của tải trọng TH2



Hình 3e. Chuyển vị theo phương ngang dưới tác dụng của tải trọng TH2



Hình 3f. Ứng suất theo phương ngang TH2 (áp lực ngang tác động lên móng silo)

3.2. Kiểm tra cốt thép vòng của móng chịu áp lực ngang của vật liệu chứa trên sàn đáy

Áp lực ngang lên thành móng (lấy giá trị trung bình) trường hợp bất lợi là p_h = 250 kN/m^2, áp lực này tạo ra lực kéo vòng trong móng F = p_h*r*h (r là bán kính trong của móng hình vành khăn, h là chiều cao móng chịu áp lực ngang), giá trị tính toán thiết kế lực kéo vòng T_u = 1,2*250*22,5*1,25 = 8437,5 kN (1,2 ở đây là hệ số vượt tải), $T_s = T_u/1,2$ = 7031,2 kN.

Cáp và thép thường bố trí chịu kéo là 4 bó cáp 10C15 và 12D32 + 12D25;

Khả năng chịu kéo cực hạn thép thường và cáp ƯLT:

$$F_n = F_s + F_p$$

$$F_s = A_s f_y = (12*804 + 12*495)*400/1000 = 6235,2 \text{ kN}$$

$$F_p = f_{ps} A_p = 0,85*1860*40*140,26/1000 = 8870,0 \text{ kN}$$

$$F_{pe} = A_{p*} f_{pe} = 40*140.26*1000/1000 = 5610,4 \text{ kN}$$

Khả năng chịu kéo của móng là ϕF_n = 0,9*(6235,2 + 8870,0) = 13594,7 kN > F_u = 8437,5 kN.

Ứng suất kéo cốt thép móng là $(T_s - A_p*f_{pe})/A_s$ = (7031,2 – 5610,4)*1000/(12*804 + 12*495) = 91,2 MPa = 13.2ksi, bề rộng khe nứt móng $w = 0.0001 f_s (A_c d_c)^{1/3}$ với $d_c = 2.5 d_s$ = 3,15in, $A_c = 2d_c*s$ = 24,8in^2, tính được w = 0,0056in = 0,14mm < 0,30mm.

3.3. Kiểm tra sức chịu tải nền đỡ móng

- Áp lực đứng dưới đáy móng tường silo: Tải trọng đứng $F_v + n_{zsK,f}$ = 369,9 + 986,1 = 1356.0 kN/m, áp lực đứng trung bình dưới đáy móng tường silo σ_0 = 1356.0/1.5 = 904,0 kN/m^2. Kết quả phân tích tính toán có kể đến tác động của các loại tải trọng là σ = 1230,3 kN/m^2

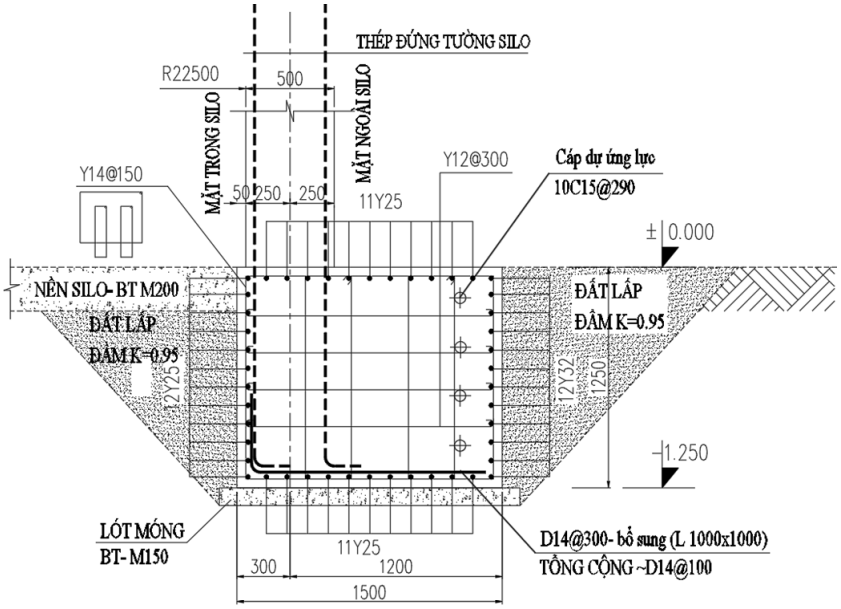
- Cường độ tính toán cho phép của đá dưới móng silo:

$$R_m = R_{c,m,n}/\gamma_g = R_{c,n}*K_s/\gamma_g = 51{,}43 \text{ kG/cm}^2$$

- Hệ số an toàn chọn FS = 3 cho lớp đá đỡ móng (với lớp đá có RQD = 50% – 60%, K_s = 0,32) cho cường độ tính toán thiết kế cho phép của nền dưới móng là q_a = 51.43/3 = 17,14 kG/cm^2 = 1680 kN/m^2 > Áp lực đáy móng σ = 1230,3 kN/m^2, nền dưới móng đáp ứng yêu cầu chịu lực.

3.4. Kiểm tra sức chịu tải nền dưới sàn đáy

- Cường độ tính toán cho phép lớp đá dưới sàn đáy với RQD = 25% – 50% – K_s = 0,23 nên q_a = 0,23*51,43 = 11,8 kG/cm^2 = 1160,4 kN/m^2 > p_{max} = 720 kN/m^2, nền đáp ứng yêu cầu chịu lực.



Hình 3g. Cấu tạo móng thiết kế (móng và sàn đáy tách rời, trong nền đổ bê tông dày 200 mm)

Hình 4. Silo clinker 60,000 tấn Trạm nghiền, phần phối xi măng tại Nghệ An

5. KẾT LUẬN

Công trình đã được nhóm tác giả nghiên cứu, vận dụng các yêu cầu kỹ thuật, tiêu chuẩn thiết kế áp dụng và đã thi công trong thực tế, kết quả quan trắc lún cho thấy độ lún công trình nhỏ, công trình đáp ứng yêu cầu sử dụng và tiết kiệm đáng kể kinh phí so với các lý luận thiết kế truyền thống móng với sàn đáy làm việc đồng thời. Qua đó nhóm tác giả có một số kết luận, kiến nghị sau:

Việc tách rời kết cấu bao che và kết cấu nền sàn chứa clinker là hợp lý về cấu tạo, qua đó tận dụng tốt sức chịu tải của nền (hoặc cọc nếu móng & sàn đáy được đỡ bằng cọc) và phù hợp với yêu cầu độ lún nhỏ hơn với phần tường đỡ thiết bị công nghệ và phần sàn đáy chất vật liệu cho phép lún nhiều hơn.

Trong tính toán thiết kế cần kể đến tác động của áp lực ngang của nền - sàn chứa clinker (hoặc vật liệu chứa trên nó) lên móng & tường silo bên dưới sàn đáy trong trường hợp sàn đáy là móng nông đặt trực tiếp trên nền thiên nhiên (tường silo và các hạng mục quan trọng khác có thể áp dụng móng cọc).

Nên biên soạn thành các chỉ dẫn thiết kế điển hình để áp dụng trong thực tiễn sẽ giảm thời gian thiết kế, chi phí thiết kế, tiết kiệm công sức và chi phí xây dựng cho các các công trình có cấu tạo và đặc điểm chịu tải, chênh lệch cao độ đáy móng, độ lún cho phép khác nhau tương tự (các kho chứa đá vôi, kho chứa thạch cao, kho than… của nhà máy xi măng hay các nhà máy nhiệt điện hay các công trình khác).

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] ACI 313:1997. *Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Gralunar Materials*

[2] ACI 313R:1997. *Commentary on Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Gralunar Materials*

[3] ACI 318-02/ACI 318R-02: *Building code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

[4] Notes on ACI 318-02, with Design Applicaltions

[5] *Design and Construction of Silos and Bunkers*. Sargis S. Safarian, Ernest C. Harris. Van Nostrand Reindold Company

[6] EN 1991-4:2006+AC:2012. *Tác động lên kết cấu. Phần 4 - Silo và Bể chứa*. Viện KHCN Xây dựng biên soạn. Nhà xuất bản Xây dựng

[7] TCVN 10304 - 2014. *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*

TÍNH TOÁN KIỂM TRA CỐT THÉP KHOAN CẤY TRONG CẤU KIỆN ỨNG LỰC TRƯỚC

CHECKING COMPUTATION STEEL DRILLING IN PRESTRESSED CONSTRUCTION

KS. Nguyễn Quốc Khánh[1], ThS. Nguyễn Ngọc Trúc[2], ThS. Nguyễn Văn Thà[3]
[1,2,3]Viện Khoa học công nghệ xây dựng

TÓM TẮT: Trong công tác tư vấn xây dựng, việc khoan cấy cốt thép neo vào kết cấu cột/vách và cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước. Hiện nay chưa có tài liệu/tiêu chuẩn hướng dẫn cho tính toán dạng này. Bài báo này trình bày phương pháp tính toán cốt thép khoan neo-keo epoxy vào cấu kiện bê tông cốt thép (BTCT) có ứng lực nén trước dựa trên ACI 318-14 và so sánh với kết quả phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn.

TỪ KHÓA: Khoan cấy cốt thép, keo epoxy, kết cấu dự ứng lực.

ABSTRACTS: *In construction consulting work, drilling of anchor reinforcement in column/shear wall and prestressed reinforced concrete structural member. Currently, there is no document/standard for this type of calculation. This paper presents the method of calculating the reinforcement drill with epoxy glue anchor drill into reinforced concrete (RC) structures with pre-compression force application based on ACI 318-14 standard and compares it with results of finite element method.*

KEYWORDS: *Steel drilling, epoxy glue, prestressed structures, column/shear wall.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Liên kết cốt thép, bu lông khoan cấy-keo epoxy trên cấu kiện BTCT được sử dụng ngày càng phổ biến. Dạng phá hủy liên kết khi cốt thép khoan neo chịu kéo (Hình 1) có thể do bê tông vỡ dạng hình côn, cốt thép bị tụt hoặc đứt cốt thép.

a) Bê tông phá vỡ hình côn b) Khối bê tông bị vỡ c) Cốt thép khoan cấy bị tụt

Hình 1. Dạng phá hủy của liên kết cốt thép khoan cấy

Tiêu chuẩn ACI 318-14 trình bày chi tiết tính toán kiểm tra liên kết cốt thép khoan cấy với một số quy định: (i) Công thức tính chỉ kể đến cường độ chịu nén đặc trưng f_c' của bê tông, (ii) Liên kết có chiều sâu khoan cấy hiệu quả không quá 2/3 độ dày cấu kiện, (iii) Chưa có hướng dẫn cho cấu kiện bê tông cốt thép có tồn tại ứng lực nén trước.

Với trường hợp khoan cấy cốt thép bằng keo epoxy trên cọc dự ứng lực trong các ứng dụng thực tế (công nghệ top down với cọc PHC.D800-140, tận dụng cọc làm cột nhà), khoan neo trong các cột/vách công trình dân dụng-công nghiệp (mái đón, kết cấu treo…). Trong các trường hợp này cần có các tính toán và kiểm chứng để có cơ sở thực hiện đảm bảo an toàn chịu lực, cơ sở pháp lý từ đó có đánh giá và xây dựng tiêu chuẩn, tài liệu hướng dẫn cho cốt thép neo trên kết cấu trong các trường hợp này. Trong thực tiễn qua quan sát thí nghiệm kiểm tra chịu nhổ cốt thép khoan neo vào cột và dầm biên khi thi công 03 mái đón 1 công trình tại TP. HCM cho thấy với cùng độ sâu và cùng chủng loại thép neo, cùng điều kiện thi công, cùng lực nhổ thí nghiệm kiểm tra, cốt thép khoan neo trong dầm xảy ra hiện tượng phá hủy còn trong cột chưa xảy ra.

2. TÍNH TOÁN KIỂM TRA LIÊN KẾT NEO CỐT THÉP VÀO CẤU KIỆN BTCT

Yêu cầu tổng quát về cường độ $S > \phi S_u$ trong đó ϕ là hệ số giảm cường độ (hệ số an toàn riêng), S_u cường độ tính toán thiết kế của neo dựa trên cường độ nhỏ nhất theo dạng phá hoại.

2.1. Cường độ phá vỡ bê tông khi neo chịu kéo

Cường độ phá vỡ bê tông danh định khi chịu kéo, N_{cb} của neo không được vượt quá các giá trị được tính theo các công thức dưới đây:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (1a)$$

trong đó:

$\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$, $\psi_{cp,N}$, $\psi_{ec,N}$: các hệ số điều chỉnh;

A_{Nc} : diện tích hình chiếu phần bê tông bị phá hoại do neo đơn hoặc nhóm neo;

A_{Nco} : diện tích hình chiếu vùng bê tông bị phá hoại quanh neo đơn có khoảng cách đến cạnh lớn hơn hoặc bằng$1{,}5h_{ef}$;

N_b : cường độ bê tông cơ bản khi bê tông bị vỡ quanh neo đơn khi chịu kéo trong vùng bê tông bị nứt không vượt quá giá trị:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (1b)$$

với: $k_c = 7$ cho neo sau.

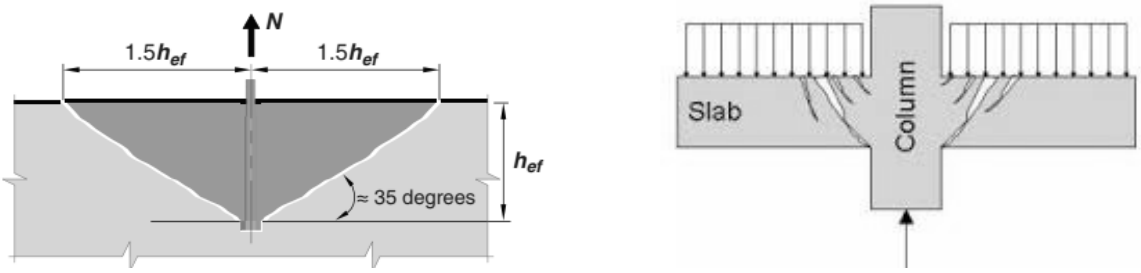
Mục 22.6.5.5 ACI 318-14 quy định khả năng chịu lực lực cắt của bê tông trong kết cấu sàn ứng lực trước là giá trị nhỏ hơn của:

$$v_c = 3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pe} + V_p / b_o d$$

và

$$v_c = (1.5 + \alpha_s d / b_0)\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pe} + V_p / b_o d$$

trong đó: f_{pc} : ứng suất nén trước hiệu quả sau khi đã trừ tổn hao ứng suất $f_{pc} \le 3.5$ MPa.



a) Khi neo chịu kéo b) Khi sàn bị chọc thủng

Hình 2. Lăng thể trượt hình thành khi neo chịu kéo và sàn bị chọc thủng

Đối với kết cấu có ứng lực nén trước (kết cấu ứng lực trước và cột/vách) cường độ bê tông cơ bản khi bê tông bị vỡ quanh neo ngoài thành phần $\sqrt{f'_c}$ bổ sung thêm thành phần $0.3f_{pe}$ đồng thời tổng $\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} \le \sqrt{55} = 7.42$ MPa và $f_{pc} \le 3.5$ MPa. Khi đó cường độ bê tông cơ bản khi bê tông có ứng lực nén trước khi bị vỡ quanh neo:

$$N_b = k_c \lambda_a \left(\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) h_{ef}^{1.5} \quad (1c)$$

2.2. Cường độ bám dính của neo hoá chất khi chịu kéo

Cường độ bám dính danh định khi chịu kéo, N_a của neo đơn hóa chất không được vượt quá giá trị được xác định dưới đây:

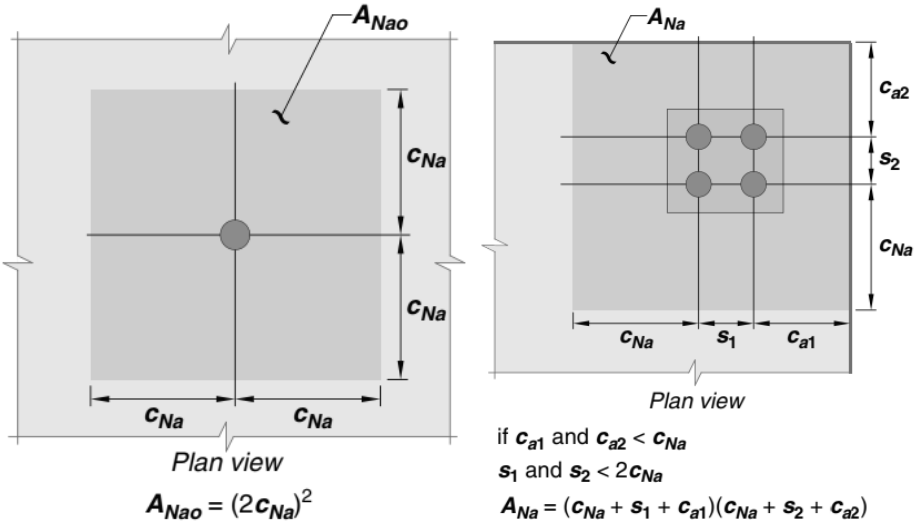
$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (2)$$

trong đó:

$\Psi_{ed,Na}$, $\Psi_{cp,Na}$, $\Psi_{ec,Na}$: các hệ số điều chỉnh;

A_{Na} : hình chiếu diện tích ảnh hưởng của neo;

N_{ba} : cường độ bám dính của neo phụ thuộc τ_{cr} cường độ bám dính đặc trưng trong bê tông xuất hiện nứt, MPa.



Hình 3. Cách xác định diện tích vùng ảnh hưởng A_{Nao} và A_{Na}

2.3. Cường độ của neo khi chịu kéo

Cường độ danh định neo khi chịu kéo, N_{sa} phụ thuộc vào các đặc trưng cơ lý của vật liệu và kích thước hình học của neo, xác định theo công thức sau:

$$N_{sa} = A_{se,N}.f_{uta} \quad (3)$$

trong đó:

$A_{se,N}$ - diện tích mặt cắt ngang hiệu dụng của neo khi chịu kéo (mm^2);

f_{uta} - cường độ chịu kéo đứt quy định của thép làm neo nhưng không ≤ 860 MPa.

3. TÍNH TOÁN NEO CỐT THÉP TRÊN CẤU KIỆN ỨNG LỰC TRƯỚC

3.1. Tính toán khả năng chịu lực của neo theo lý thuyết

Tính toán khả năng chịu lực theo dạng bê tông bị phá vỡ hình côn của cốt thép neo CB400-V (f_y = 400 MPa) đường kính d_a = 16mm trên kết cấu bê tông B40 ($f'_c = 33.3$ MPa) và trên kết cấu dự ứng lực có ứng suất hữu hiệu f_{pc}= 4.0 MPa.

a. Tính toán với neo trên kết cấu BTCT thường

- Cường độ phá vỡ bê tông khi neo chịu kéo:

$$N_{cb} = (A_{NC}/A_{NCO})\psi_{ed,N}\ \psi_{c,N}\ \psi_{cp,N}N_b = 1*1*1.4*1*81.74 = 114.4 \text{ kN};$$
$$\phi N_{cb} = 0.55*114.4 = 62.92 \text{ kN}$$

trong đó:

$\psi_{ed,N}$ = 1.0 với $c_{a,min} > 1.5h_{ef}$ = 240 mm.

$\psi_{c,N}$ = 1.4 với bê tông không nứt

$\psi_{cp,N}$ = 1.0 với $c_{a,min} > c_{ac} = 2h_{ef}$ = 360 mm (neo dính)

$$N_b = k_c\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5} = 7*1*5.77*\frac{160\text{^}1.5}{1000} = 81.74 \text{ kN}$$

với: $\sqrt{f'_c} = 33.3\text{^}0.5 = 5.77$ MPa < 7.42 MPa

$$A_{Nc} = A_{Nco} = 9h_{ef}^2 = 9*160\text{^}2 = 230400 \text{ mm}^2$$

b. Tính toán với neo trên kết cấu dự ứng lực

- Cường độ phá vỡ bê tông khi neo chịu kéo:

$$N_{cb} = (A_{NC}/A_{NCO})\psi_{ed,N}\ \psi_{c,N}\ \psi_{cp,N}N_b = 1*1*1.4*1*98.74 = 138.2 \text{ kN};$$
$$\phi N_{cb} = 0.55*138.2 = 76.01 \text{ kN}$$

trong đó:

$\psi_{ed,N}$ = 1.0; $\psi_{c,N}$ = 1.4; $\psi_{cp,N}$ = 1.0

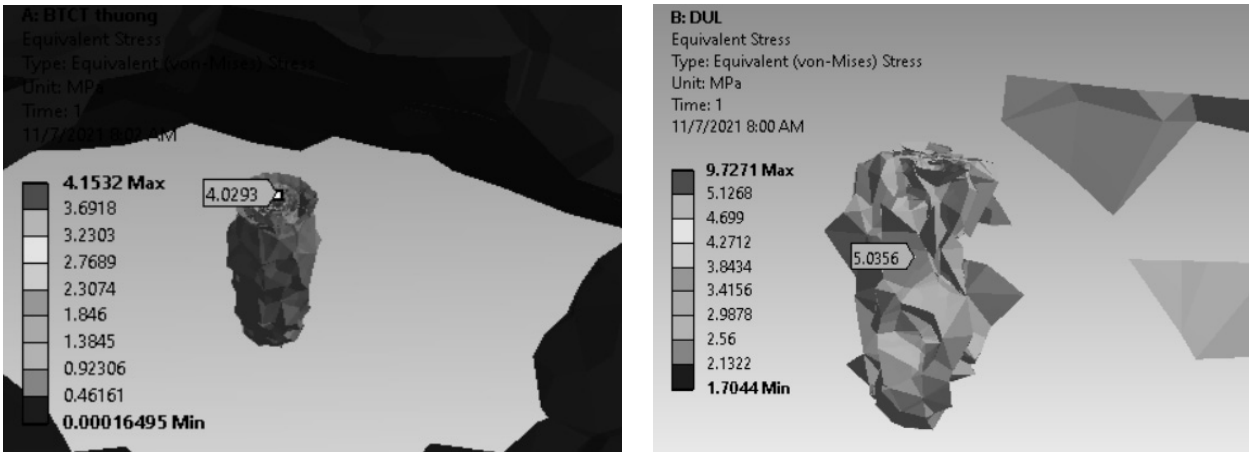
$$N_b = k_c\lambda_a(\sqrt{f'_c} + 0.3f_{ce})h_{ef}^{1.5} = 7*1*6.97*\frac{160\text{^}1.5}{1000} = 98.74 \text{ kN}$$

với: $\sqrt{f'_c} + 0.3f_{ce} = (33.3\text{^}0.5 + 0.3*4) = 6.97$ MPa < 7.42 MPa

$A_{Nc} = A_{Nco}$ = 230400 mm^2

3.2. Tính toán khả năng chịu lực của neo bằng phần mềm ANSYS

Kiểm tra ứng suất trên bê tông của neo chịu kéo 100 kN, cốt thép có đường kính 16mm neo trên kết cấu bê tông thường B40 và trên kết cấu dự ứng lực B40 với ứng suất nén trước 4.0 MPa bằng phần mềm ANSYS.



a) Bê tông thường *b) Bê tông dự ứng lực*

Hình 3. Kết quả phân tích lăng thể ứng suất tới hạn Von-Mises bằng ANSYS

- Lực phá vỡ tới hạn của bê tông tương ứng với ứng suất tới hạn Von-Mises;

* Đối với bê tông thường:

$$N_{b,n} = \sigma_{ult}A_{xq} = 4.029*11058/1000 = 44.6 \text{ kN với } \sigma_{ult} = 4.029 \text{ MPa};$$

$$A_{xq} = \pi*(16+2*3)*160 = 11058 \text{ mm}^2$$

* Đối với bê tông dự ứng lực:

$$N_{b,p} = \sigma_{ult}A_{xq} = 5.035*11058/1000 = 55.7 \text{ kN}$$

với: $\sigma_{ult} = 5.035$ MPa; $A_{xq} = \pi*(16+2*3)*160 = 11058$ mm^2

Kết quả cho thấy lực kéo tới hạn của neo theo ứng suất tới hạn Von-Mises đối với neo trên kết cấu bê tông dự ứng lực lớn hơn đối với neo trên kết cấu bê tông thông thường. Hiệu quả của ứng lực trước càng giảm khi cường độ bê tông càng lớn (vì điều kiện dịch Covid 19 năm 2021 tại TP. HCM nên việc thí nghiệm khoan neo - thí nghiệm nhổ thép khoan neo trên cấu kiện thực ngoài hiện trường chưa thể thực hiện để có kết quả đối chứng, nhóm sẽ thực hiện trong thời gian phù hợp).

4. KẾT LUẬN

Kết quả tính toán theo lý thuyết và bằng phần mềm cho thấy ứng suất nén trước trong bê tông làm tăng khả năng chống phá vỡ bê tông của neo chịu kéo (bê tông có $f'_c \le 40$ MPa thì ảnh hưởng khá rõ). Với cấu kiện ứng lực trước thông thường có $f_{pc} = 1.0 \div 2.5$ MPa, cọc dự ứng lực có $f_{pc} = 4.0 \div 10.0$ MPa, cột/vách có $f_{pc} = 3.0 \div 30.0$ MPa thì ảnh hưởng này là đáng kể cần được kể đến trong tính toán, kiểm tra.

Ảnh hưởng của ứng suất nén trước trong bê tông đến khả năng chịu lực của neo cần được thí nghiệm thực tế để kiểm chứng đặc biệt là đối với neo trên kết cấu có thành mỏng (chiều dày cấu kiện không lớn hơn chiều sâu neo 100mm÷200 mm).

Việc sử dụng liên kết cốt thép khoan cấy bằng keo epoxy ngày càng phổ biến, do đó xây dựng tiêu chuẩn về phương pháp tính toán kiểm tra cho loại kết cấu này là điều cần thiết để giúp cho việc kiểm soát chất lượng và nghiệm thu được tốt hơn tránh các sự cố ngoài ý muốn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 5574:2018. *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*

[2] TCVN 1651-2:2008. *Thép cốt cho bê tông - Phần 2: Thép thanh vằn*

[3] ACI CODE 318-2014: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

[4] ICC-ES Report/ESR-1137. ITW Red Head Epcon G5 ahesive anchoring system for cracked and un cracked concrete

NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM VÀ MÔ PHỎNG ỨNG XỬ CHỊU LÚN CỦA KẾT CẤU TƯỜNG GẠCH XÂY

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDY ON THE BEHAVIOUR OF MASONRY WALL UNDER THE EFFECT OF SOIL-SETTLEMENT

TS. Bùi Thị Loan[1], ThS. Đặng Việt Tuấn[2]
[1,2]Trường Đại học Giao thông Vận tải
Email: buithiloan@utc.edu.vn, dangviettuan@utc.edu.vn

TÓM TẮT: Sự lún sụt của nền đất có thể gây nên những thiệt hại đáng kể cho các công trình nhà ở riêng lẻ sử dụng kết cấu bằng gạch xây do bởi đây là loại kết cấu không liên tục với liên kết vữa yếu. Nghiên cứu này tập trung vào ứng xử tức thời của kết cấu tường gạch xây khi nền đất dưới chân tường bị lún. Nghiên cứu này được thực hiện bằng thực nghiệm kết hợp với mô phỏng số. Ở phần thực nghiệm, tiến hành thí nghiệm tạo lún cưỡng bức dưới chân tường của kết cấu tường xây bằng gạch sét nung, dạng tường 10, có cửa, chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều phía trên. Kết quả của thí nghiệm này cho ta hình ảnh về dạng phá hủy tức thời của tường ngay khi chân tường bị lún. Nghiên cứu mô phỏng số sau đó sẽ được thực hiện bằng phương pháp phần tử rời rạc thông qua phần mềm 3DEC. Việc đối chiếu kết quả mô phỏng với kết quả thực nghiệm cho thấy sự tương đồng và khẳng định sự phù hợp của mô hình trong mô phỏng ứng xử chịu lún tức thời của kết cấu tường gạch xây.

TỪ KHÓA: Tường gạch, ứng xử chịu lún, thực nghiệm, mô phỏng.

ABSTRACT: *Soil settlement can cause the significant damages to individual masonry houses since it is discontinuous with weak mortar bonding. Unlike the reinforced concrete structures, the absence of the rebar reinforcement makes the behavior of the masonry houses under settlement become more brittle. This study focused on the behavior of masonry wall subjected to vertical in-plane load to represent ground movement as settlement. This study is done by both experimental and numerical approaches. In the experimental part, a full-scale single-leaf brickwork masonry wall panel with opening (windows) was tested under both vertical load and a settlement at middle wall. The experimental results (behavior and cracks pattern) were then compared to that predicted using the discrete element approach to confirm the suitability of the model used in simulating the behavior of masonry structure subjected to soil-settlement.*

KEYWORDS: *Masonry wall, Soil- settlement, Experimental study, Numerical study.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Sự lún sụt của nền đất (sạt lở đất ven sông, sườn núi hoặc do sự xói của đất do mưa lớn, do khai thác mỏ…) có thể gây nên những thiệt hại đáng kể cho các công trình nhà ở riêng lẻ sử dụng kết cấu bằng gạch xây. Thực vậy, không giống như các kết cấu khác, kết cấu tường gạch xây là loại kết cấu không liên tục với liên kết vữa yếu (khả năng chịu cắt và chịu kéo kém) nên khi nền đất bị lún sẽ gây ra hiệu ứng tức thì cho kết cấu. Trong kết cấu lập tức xuất hiện các vết nứt và hoàn toàn có thể sụp đổ nếu như không có giải pháp xử lý thích hợp. Mặt khác, ứng xử chịu lún theo thời gian của kết cấu tường gạch xây đã được nghiên cứu từ rất lâu và đã trở thành kiến thức rất căn bản trong tính toán các kết cấu loại này. Tuy nhiên, ứng xử chịu lún tức thời

của loại kết cấu này mới chỉ được thực hiện trong một vài nghiên cứu thực nghiệm với quy mô khá nhỏ và không sử dụng liên kết vữa ([1], [2], [3]) và vẫn thiếu các nghiên cứu tiến hành với kết cấu được xây theo cách truyền thống (sử dụng liên kết vữa) và có tỷ lệ kích thước gần như tỷ lệ tường trong thực tế.

Ở Việt Nam, nguy cơ mất an toàn của các công trình nhà ở riêng lẻ bằng gạch xây đã được ghi nhận ở nhiều nơi; nhất là các công trình ven sông, ven sườn núi do hiện tượng sạt lở đất gây ra. Trước đây, kết cấu tường gạch xây thường được xây bằng kinh nghiệm mà hầu như không thông qua tính toán thiết kế. Gần đây ở Việt nam, ứng xử cơ học của kết cấu tường gạch cũng đã bắt đầu được quan tâm nghiên cứu ([4], [5]). Trong đó, các tác giả này đã thực hiện nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của tường gạch đặc sét nung dưới tác dụng của tải trọng lặp thông qua hệ giả động nhằm mô phỏng tải trọng động đất trong mặt phẳng. Tuy nhiên, ứng xử chịu lún tức thời của kết cấu tường gạch xây vẫn chưa được quan tâm đúng mức và sẽ được thực hiện trong nghiên cứu này.

Nghiên cứu này được thực hiện từ thực nghiệm tới mô phỏng số. Đầu tiên, trong nghiên cứu thực nghiệm, tiến hành thí nghiệm xác định ứng xử chịu lún tức thời của kết cấu tường gạch xây xây theo kiểu truyền thống (bằng gạch sét nung, có sử dụng liên kết vữa) dạng tường 10, có cửa và có kích thước bằng 1/2 kích thước của tường trong thực tế. Sau đó một nghiên cứu mô phỏng số bằng phần tử rời rạc sẽ được thực hiện. Kết quả mô phỏng sẽ được đối chiếu với kết quả thí nghiệm nhằm xác thực sự phù hợp của mô hình số này.

2. CHƯƠNG TRÌNH THÍ NGHIỆM

2.1. Vật liệu cấu thành

Loại gạch và vữa được sử dụng trong nghiên cứu này là loại thông thường và phổ biến trong kết cấu tường xây thông dụng ở Việt Nam.

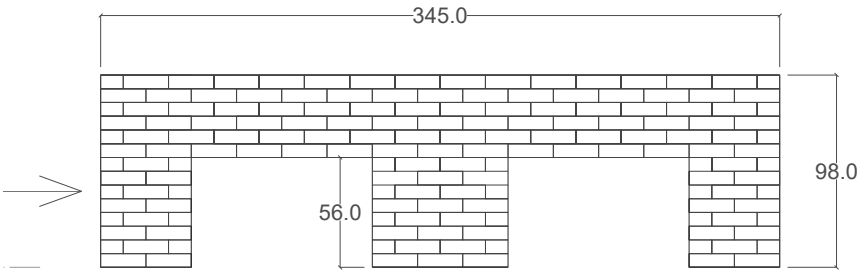
- Gạch được chọn là loại gạch đặc bằng sét nung, có kích thước tiêu chuẩn là 220mm × 105mm × 55mm, mác M100 (cường độ chịu nén trung bình là 10MPa).

- Vữa liên kết giữa các viên gạch là loại vữa xi măng Porland mác M75(cường độ chịu nén trung bình sau 28 ngày đêm dưỡng hộ ở điều kiện tiêu chuẩn là 7,5 MPa), dày trung bình 12mm; chế tạo từ xi măng PCB30; cát hạt mịn (có mô đun độ lớn từ 1,5 - 2) và nước theo định mức cấp phối tương ứng cho 1m^3 vữa là: 320(Kg)/1,06(m^3)/260(l) tương ứng theo tỷ lệ thể tích N/X/C là 0,26/1,06/0,2.

2.2. Kết cấu tường thí nghiệm

Kết cấu tường gạch xây trong thí nghiệm này được xây từ loại gạch và vữa mô tả ở trên và xây theo phương pháp truyền thống. Kết cấu tường thí nghiệm sẽ mô phỏng kết cấu tường xuất hiện trong một dạng công trình bằng gạch xây trong thực tế. Dạng kết cấu này sẽ gồm có các ô cửa sổ nối tiếp nhau trên một nhịp tường. Tuy nhiên, để đơn giản hóa, tường thí nghiệm được thiết kế dưới dạng tường 10 (bề dày tường bằng bề dày một viên gạch và bằng 110mm). Đồng

thời, do bề dày tường nhỏ nên để đảm bảo sự ổn định của kết cấu trong quá trình thí nghiệm, kích thước theo các phương của tường được thu nhỏ với tỷ lệ 1/2 so với kích thước tường trong thực tế. Cũng với mục tiêu đơn giản hóa và giúp tường "dễ nứt" hơn khi nền đất dưới chân tường bị lún, trên các ô cửa không sử dụng lanh tô như trong thực tế. Cấu tạo và các kích thước cơ bản của kết cấu tường thí nghiệm được thể hiện trên Hình 1.

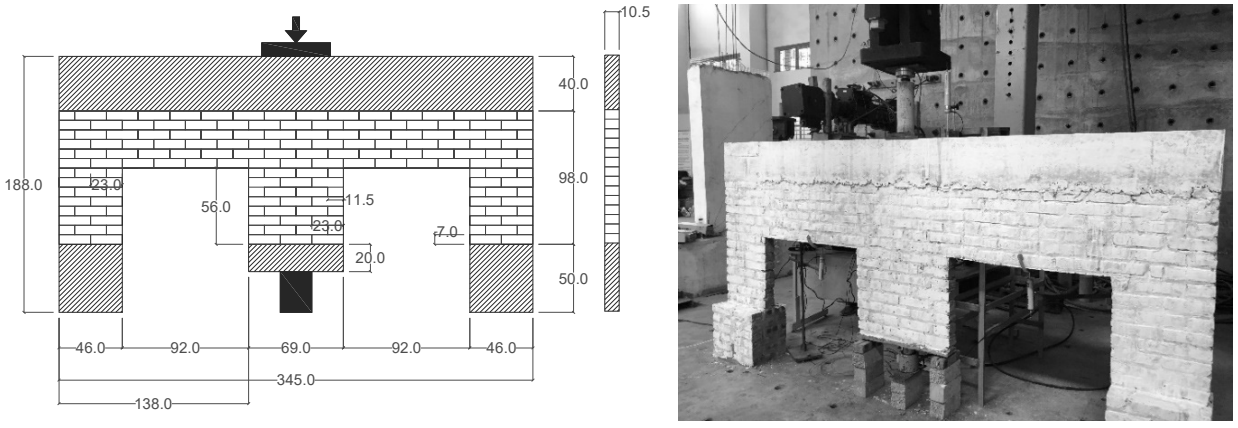


Hình 1. Cấu tạo tường thí nghiệm

2.3. Set-up thí nghiệm

Trong thí nghiệm này, đầu tiên kết cấu tường sẽ phải chịu một tải trọng phân bố thẳng đứng trên đỉnh tường (mô phỏng tải trọng bản thân của các phần kết cấu bên trên), sau đó sẽ cho nền đất dưới chân tường bị lún. Để có thể tác dụng tải trọng phân bố đều trên đỉnh tường, phía trên tường cho đúc một dầm bê tông cốt thép để truyền tải. Mặt khác, để đảm bảo tường được ổn định vững chắc (trước khi cho lún) thì hai đầu tường được xây trên hệ trụ đỡ bằng gạch, trong khi đó trụ đỡ ở giữa (vị trí dự định cho lún cưỡng bức) sẽ được đỡ bởi một kích thủy lực (đã đi hết hành trình).

Tải trọng thẳng đứng được áp lên dầm đỉnh nhờ hệ kích thủy lực và giá trị của lực tác dụng được kiểm soát bởi một thiết bị đo lực (loadcell) gắn liền với kích. Ngoài ra, một số đầu đo chuyển vị được gắn trên đỉnh tường (vị trí tác dụng lực) và trên đỉnh của các ô cửa nhằm đánh giá đầy đủ hơn ứng xử chịu lún của kết cấu tường này. Để quan sát tốt hơn cơ chế phá hủy của kết cấu tường này khi chân tường bị lún, toàn bộ bề mặt tường được quét một lớp vôi trắng (Hình 2).



Hình 2. Sơ đồ thí nghiệm lún tường và các thiết bị đo đạc

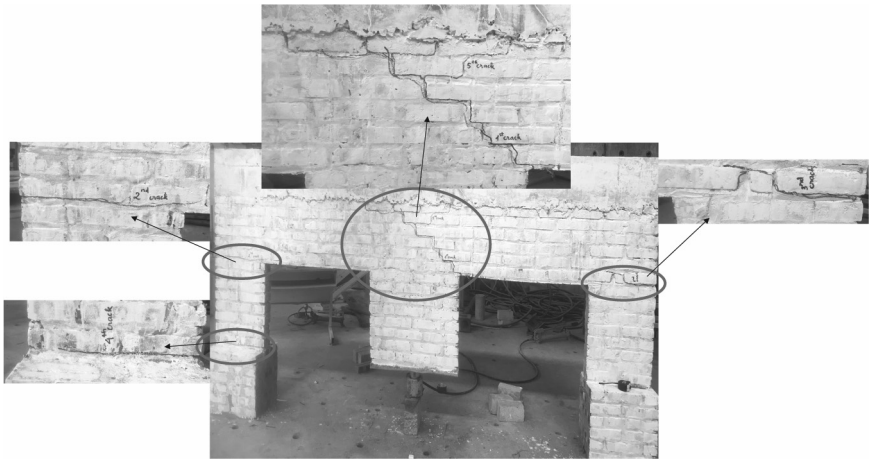
Quá trình thí nghiệm được tiến hành như sau: đầu tiên tải trọng thẳng đứng được tác dụng lên đỉnh tường tới giá trị mong muốn (5000daN). Lực này được duy trì không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm (kiểm soát bởi loadcells). Sau đó, trụ giữa tường được cho lún cưỡng bức bằng cách xả kích ở giữa tường. Do khi xả kích dưới chân trụ giữa, tường bị biến dạng võng xuống nên kích tạo áp lực thẳng đứng bên trên được nới lỏng. Để đảm bảo áp lực này không đổi trong quá trình thí nghiệm, kích trên đỉnh tường sẽ được điều chỉnh liên tục bằng tay và kiểm soát bởi loadcells. Kết quả của thí nghiệm này được trình bày cụ thể ở phần dưới đây.

2.4. Kết quả thí nghiệm

Kết quả quan trọng nhất của thí nghiệm lún này là dạng phá hủy và cơ chế phá hủy của tường và được thể hiện trên Hình 3.

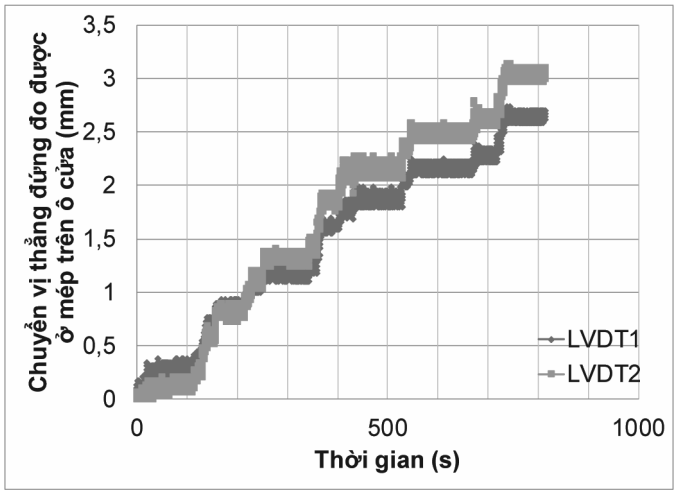
Quá trình hình thành và phát triển của vết nứt được miêu tả cụ thể như sau: ngay sau khi xả kích dưới chân trụ đỡ giữa tường (mô phỏng lún cưỡng bức dưới chân tường), vết nứt đầu tiên xuất hiện (1st crack). Vết nứt này bắt nguồn từ góc trên cùng của cửa sổ và phát triển mở rộng về phía giữa tường theo phương xiên dạng bậc thang đi qua các liên kết vữa dọc và ngang (do ứng suất kéo và cắt gây ra). Khi điều chỉnh kích trên đỉnh tường để đảm bảo áp lực trên đỉnh tường không đổi, các vết nứt tiếp theo sẽ tiếp tục xuất hiện và phát triển. Vết nứt tiếp theo (2nd crack và 3rd crack) lần lượt xuất hiện ở hai bên hông tường (phía góc trên bên ngoài của hai cửa), xuất hiện ở mép ngoài và kéo dài vào mép trong mép trên của cửa cắt qua lớp liên kết vữa ngang. Khi tiếp tục hiệu chỉnh kích trên đỉnh tường, vết nứt tiếp theo (4th crack) xuất hiện. Vết nứt này xuất hiện là do ứng suất cắt trượt gây ra, bắt nguồn từ mép trong và phát triển dần ra mép ngoài của chân tường dọc theo liên kết vữa giữa chân tường và trụ đỡ. Vết nứt cuối cùng (5th crack) xuất hiện ở vị trí giữa tường, ngay dưới vị trí tác dụng của tải trọng. Quá trình hình thành và phát triển vết nứt này diễn ra khá nhanh (từ lúc vết nứt đầu tiên tới khi vết nứt cuối cùng xuất hiện chỉ mất khoảng 8 phút), thể hiện hiệu ứng tức thời.

Tuy nhiên có thể thấy rằng, dạng phá hủy của tường quan sát được từ thí nghiệm là không đối xứng do bởi việc xây tường được thực hiện bằng thủ công nên khó có thể đảm bảo tính đối xứng của mẫu tường về mặt hình học, dẫn tới sự bất đối xứng về tải trọng tác dụng cũng như về điều kiện biên.



Hình 3. Dạng phá hủy của tường khi nền dưới chân trụ giữa bị lún

Sự bất đối xứng không chỉ thể hiện ở dạng phá hủy mà còn được thể hiện thông qua chuyển vị ở đo ở điểm giữa của mép trên ô cửa (LVDT1 và LVDT3), Hình 4.



Hình 4. Chuyển vị theo thời gian của mép trên hai ô cửa

3. MÔ PHỎNG ỨNG XỬ CHỊU LÚN CỦA KẾT CẤU TƯỜNG GẠCH BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ RỜI RẠC

3.1. Mô hình hóa bằng phần tử rời rạc trong phần mềm 3DEC

Phương pháp phần tử rời rạc hoặc riêng biệt ban đầu được phát triển để nghiên cứu sự nứt vỡ của các khối đất đá vào năm 1971 bởi Cundall [5]. Phương pháp phần tử rời rạc này rất phù hợp để phân tích các vấn đề khác nhau ở các quy mô khác nhau, đặc biệt là đối với các vấn đề của các kết cấu không liên tục (như khối xây). UDEC và 3DEC là phần mềm thương mại ứng dụng phương pháp phần tử rời rạc (DEM) tương ứng để mô hình hai chiều (2D) và mô hình ba chiều (3D). Trong phần mềm 3DEC, các viên gạch được mô phỏng bởi các khối đa diện lồi (có thể là khối cứng hoặc khối biến dạng được). Các khối cứng thì sẽ không bị thay đổi hình dạng khi tải trọng tác dụng. Còn các khối biến dạng được sẽ được rời rạc hóa thành các khối tam diện có đặc tính ứng suất đồng nhất. Các khối này cũng được mô phỏng tương tự như trong phương pháp phần tử liên tục (FEM). Tuy nhiên, không giống như phương pháp phần tử hữu hạn, ở phương pháp DEM không yêu cầu một lưới phần tử tương thích giữa các phần từ gạch và phần tử vữa. Một phần tử tiếp xúc có chiều dày bằng 0 giữa gạch và vữa biểu thị liên kết vữa, tiếp xúc giữa gạch - gạch không dựa trên các phần tử liên kết. Thay vào đó, tiếp xúc này được biểu thị bởi tập hợp các điểm tiếp xúc mà không cần đạt được sự phân bố ứng suất liên tục qua bề mặt tiếp xúc.

Trong 3DEC, mặt tiếp xúc có bề dày bằng không giữa các khối liền kề đặc trưng cho các mối nối. Tại các bề mặt tiếp xúc này, các khối được kết nối với nhau bằng các bộ tiếp điểm. Các điểm tiếp xúc này nằm ở chu vi ngoài của các khối và được tạo ra ở các cạnh hoặc góc của các khối. Đối với mỗi điểm tiếp xúc, được mô phỏng bởi hai liên kết dạng lò xo (Hình 2), như được mô tả trong Cundall và Hart [5]. Chúng có thể truyền lực nén hoặc lực cắt từ khối này sang khối khác.

Sự tiếp xúc giữa các khối được mô phỏng bởi mô hình tiếp xúc MohrCoulomb cho phép kể tới cơ chế phá hủy cả do cắt và do kéo. Sự giãn (dilation) của mối nối của được xét tới. Trong giới hạn đàn hồi, ứng xử được biểu thị thông qua độ cứng chịu kéo (kn) và chịu cắt (ks) của mặt tiếp xúc như sau:

$$\Delta\tau_s = k_s \Delta u_s \tag{1}$$

$$\Delta\sigma_n = k_n \Delta u_n \tag{2}$$

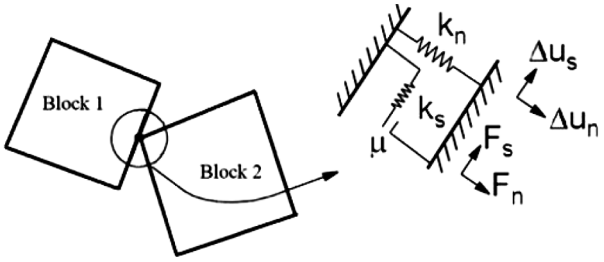
trong đó:

σ_n : ứng suất nén;

u_n : chuyển vị thẳng góc;

τ_s : ứng suất cắt;

u_s : chuyển vị cắt.



Hình 5. Mô phỏng cơ chế tiếp xúc giữa hai khối

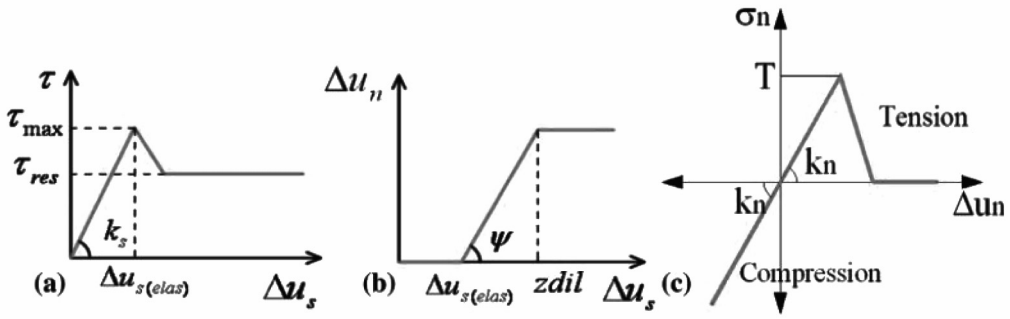
Ứng suất cắt lớn nhất được xác định theo công thức:

$$\tau_{max} = c + \sigma_{n(max)} . \tan\phi \tag{3}$$

trong đó:

c và ϕ : lực dính và góc nội ma sát của mặt tiếp xúc. Sau khi đạt tới giá trị cực đại, cường độ chịu cắt suy giảm tới giá trị cường độ chịu cắt còn lại τ_{res} (Hình 6a):

$$\tau_{res} = \sigma_n . \tan\phi \tag{4}$$



Hình 6. Ứng xử cơ học của mặt tiếp xúc giữa các khối trong 3DEC:
a) Mô hình cắt trượt Mohr-Coulomb; b) Mô hình giãn nở; c) Ứng xử dưới tải trọng dọc trục.

Như mô tả trên Hình 6b, mặt tiếp xúc bề dày bằng 0 bắt đầu giãn khi vữa bị phá hủy do cắt, sự giãn này được biểu thị thông qua chuyển vị cắt Δu_s qua biểu thức:

$$\Delta u_{n,dilatant} = \Delta u_s . \tan\psi \quad (5)$$

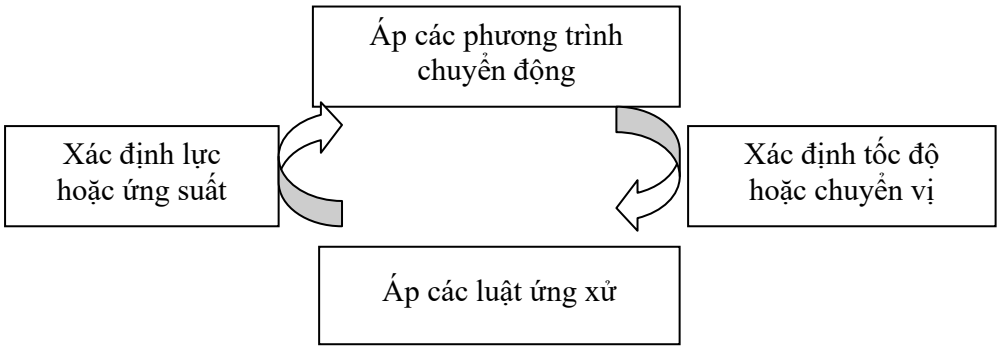
trong đó, ψ là góc giãn nở và Δu_n là chuyển vị theo phương pháp tuyến. Ứng suất pháp tuyến được tính lại có kể tới ảnh hưởng của sự giãn nở theo biểu thức:

$$\sigma_{n,total} = \sigma_{n,elastic} + \sigma_{n,dilatation} = k_n . \Delta u_n + k_n . \Delta u_{n,dilatation} = k_n . \Delta u_n + k_n . \Delta u_s . \tan\psi \quad (6)$$

Sự giãn nở xuất hiện khi chuyển vị cắt ở trong giai đoạn dẻo ($\Delta u_s > \Delta u_{s,elas}$) . Chuyển vị pháp tuyến được giả thiết là tuyến tính tới zdil (Hình 6b). Sự giãn nở tăng nếu bước chuyển vị cắt cùng chiều với chiều chuyển vị tổng và giảm nếu bước chuyển vị cắt ngược chiều với chuyển vị tổng. Sự giãn nở diễn ra cho tới khi đạt tới giới hạn chuyển vị cắt (zdil). Ứng xử của mặt tiếp xúc dưới các dụng của tải trọng dọc trục được thể hiện trên Hình 6c, ở đó T là cường độ chịu kéo của mặt tiếp xúc. Ứng xử này được coi là tuyến tính trước khi đạt tới cường độ chịu kéo ($\sigma_n < T$). Sau khi đạt tới cường độ cực đại này thì cường độ chịu kéo của mặt tiếp xúc bị mất đi (giảm về 0).

Thuật toán trong 3DEC giải bài toán thông qua việc áp dụng đồng thời hai định luật: định luật chuyển động Newton 2 cho các khối và định luật ứng xử lực - chuyển vị của cho các tiếp xúc. Mỗi bước thời gian, đầu tiên định luật lực - chuyển vị của các tiếp xúc được định nghĩa. Sự tích hợp của định luận chuyển động sẽ giúp xác định vị trí mới của các khối và đồng thời xác định gia số chuyển vị (hoặc vật tốc) của các tiếp xúc. Định luật lực - chuyển vị của tiếp xúc sau đó lại được sử dụng để xác định lực tiếp xúc mới và lực này sẽ được sử dụng để tính toán ở bước thời gian tiếp theo.

Như vậy, quy trình tính toán trong 3DEC sẽ thực hiện hai nhiệm vụ cơ bản: đầu tiên các đại lượng động học được cập nhật, sau đó các luật ứng xử được định nghĩa để xác định giá trị lực và các ứng suất tương ứng, Hình 7.



Hình 7. Thuật toán tính toán áp dụng trong phương pháp phần tử rời rạc

3.2. Mô phỏng ứng xử chịu lún của kết cấu tường gạch xây

Trong phần này, ứng xử của kết cấu tường trong thí nghiệm chịu lún ở trên sẽ được mô phỏng bằng phương pháp phần tử rời rạc thông qua phần mềm 3DEC. Tường có kích thước như trên Hình 1, nhắc lại rằng tường được xây từ các viên gạch có kích thước 220mm × 105mm × 55mm và

các viên gạch được liên kết với nhau bởi lớp vữa dày trung bình 12mm. Gạch có cường độ chịu nén trung bình là 10MPa; trọng lượng riêng là 2500kg/m^3.

Trong 3DEC, kết cấu tường trên được mô phỏng bằng "mô hình đơn giản hóa", trong mô hình đó các viên gạch có kích thước bề rộng bằng tổng bề rộng của gạch và vữa, chiều cao bằng tổng chiều cao của gạch và vữa. Các viên gạch đó được liên kết với nhau bởi các phần tử tiếp xúc có bề dày bằng 0 (zero thickness) với độ cứng theo hai phương pháp tuyến và tiếp tuyến tương ứng được xác định từ các đặc trưng cơ học của cả gạch và vữa (theo đề xuất của Lourenço, Hình 8):

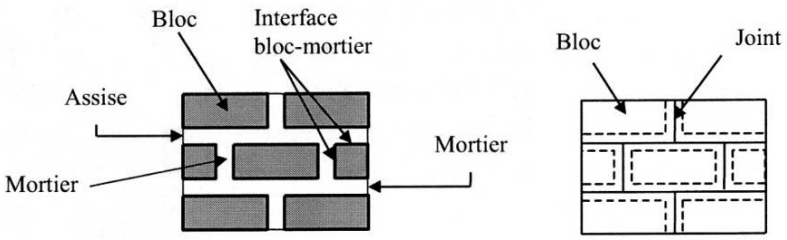
$$k_n = \frac{E_b.E_m}{h_m(E_b - E_m)} \text{ và } k_s = \frac{G_b.G_m}{h_m(G_b - G_m)} \quad (7)$$

trong đó:

E_b, E_m : lần lượt là mô đun đàn hồi của gạch và vữa;

G_b, G_m : lần lượt là mô đun đàn hồi cắt của gạch và vữa ($G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ với ν là hệ số Poisson của vật liệu);

h_b, h_m : chiều cao thực tế của gạch và vữa trong khối xây.



Hình 8. Mô hình đơn giản hóa tường gạch xây

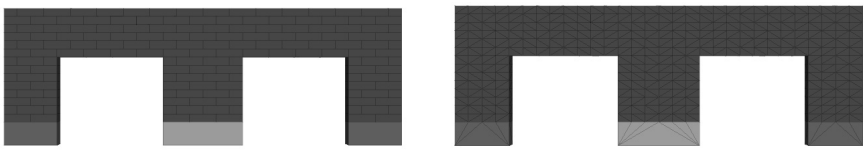
Các đặc trưng cơ học ban đầu của gạch và vữa cũng như các đặc trưng tính toán của mặt tiếp xúc gạch - vữa được trình bày trong Bảng 1.

Các đặc trưng cơ học của gạch và vữa như mô đun đàn hồi và hệ số Poisson được xác định thông qua thí nghiệm. Các hệ số độ cứng k_n và k_s của phần tử mặt tiếp xúc được tính thông qua biểu thức (7). Các đặc trưng cơ học khác của phần tử mặt tiếp xúc này như cường độ chịu kéo (T), lực dính (C), góc nội ma sát (ϕ) và góc giãn nở (ψ) được tham khảo trong [8,9] ứng với mặt tiếp xúc giữa vữa - gạch sét nung.

Bảng 1. Các đặc trưng cơ học của vật liệu gạch, vữa và mặt tiếp xúc

Gạch			Vữa			Mặt tiếp xúc					
Mô đun đàn hồi E_b (MPa)	Hệ số Poisson ν_b	Chiều cao gạch h_b (mm)	Mô đun đàn hồi E_m (MPa)	Hệ số Poisson ν_m	Chiều cao vữa h_m (mm)	Độ cứng pháp tuyến k_n (MPa)	Độ cứng tiếp tuyến k_s (MPa)	Cường độ chịu kéo T (MPa)	Cường độ dính bám C (MPa)	Góc nội ma sát (ϕ°)	Góc dãn nở (ψ°)
14,000	0,2	55	1400	0,2	12	11,78	4,91	0,3	0,3	38	0

Khi mô phỏng bài toán này, hiệu ứng do tải trọng bản thân cũng sẽ được kể tới. Đầu tiên, tải trọng bản thân được đưa vào và mô hình sẽ giải bài toán trước tiên với tải trọng bản thân tới khi đạt tới trạng thái cân bằng. Sau đó, tải trọng nén thẳng đứng được áp đều lên mặt trên của tường tới giá trị áp lực thực tế 1,38MPa (tương đương tổng áp lực tác dụng là 5000daN) và cho mô hình đạt tới trạng thái cân bằng với tải nén trước này. Sau đó, trụ giữa tường được áp lún cưỡng bức bằng cách cho khối đỡ dưới trụ (khối màu xanh lá cây ở trụ giữa) di chuyển theo phương thẳng đứng xuống dưới với tốc độ không đổi bằng với tốc độ hạ kích trong thí nghiệm là 2mm/s.

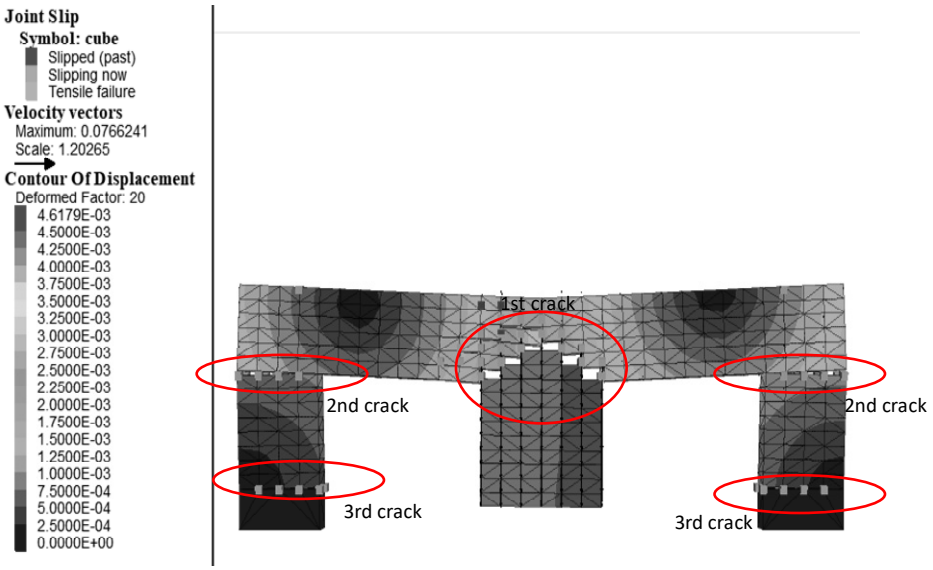


Hình 9. Kết cấu tường được mô phỏng trong 3DEC

Kết quả mô phỏng được so sánh với kết quả thí nghiệm ở dưới đây.

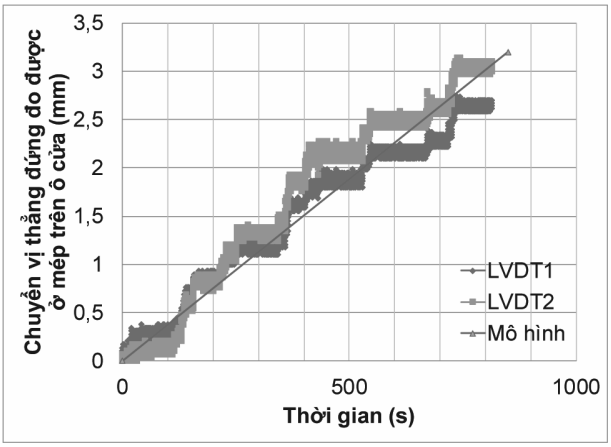
3.3. Đối chiếu kết quả mô phỏng với kết quả thí nghiệm

Kết quả mô phỏng về dạng phá hủy của kết cấu tường gạch xây khi trụ giữa tường bị lún được thể hiện trên Hình 10. Có thể thấy rằng, dạng phá hủy mô phỏng này cũng tương đồng với dạng phá hủy quan sát được từ thí nghiệm (Hình 3) về cả vị trí, kích thước và thứ tự xuất hiện của các vết nứt là. Thật vậy, khi cho trụ giữa dưới chân tường dịch chuyển về phía dưới, vết nứt đầu tiên (1st crack) xuất hiện và phát triển theo dạng bậc thang đối xứng ở hai góc chéo cửa sổ, đây cũng là vết nứt có độ mở rộng lớn nhất. Tiếp theo, vết nứt thứ hai (2nd crack) xuất hiện đối xứng ở góc ngoài mép trên hai cửa. Cuối cùng là vết nứt thứ ba (3rd crack) xuất hiện ở dưới chân trụ hai bên, nơi tiếp giáp giữa tường và trụ đỡ. Tuy nhiên, dạng phá hủy thí nghiệm không hoàn toàn thể hiện tính đối xứng như trong kết quả mô phỏng do bởi tường được xây thủ không nên không thể đảm bảo tính chất đối xứng về kích thước hình học, về tải trọng tác dụng cũng như về điều kiện biên như trong mô hình được.



Hình 10. Dạng phá hủy nhận được từ mô phỏng

Sự tương đồng giữa kết quả mô phỏng và thực nghiệm còn được thể hiện trong Hình 11 khi độ sai lệch giữa kết quả mô phỏng và kết quả thực nghiệm về chuyển vị của mép trên hai ô cửa là không đáng kể.



Hình 11. So sánh kết quả mô phỏng và thực nghiệm về chuyển vị theo thời gian của mép trên hai ô cửa

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Như vậy, nghiên cứu này đã bổ sung thêm một dữ liệu khoa học về ứng xử chịu lún của kết cấu tường gạch xây. Nghiên cứu thực nghiệm về ứng xử chịu lún của kết cấu tường gạch này đã mang lại một số kết quả quan trọng. Đầu tiên là xác nhận xây dựng thành công một set-up đơn giản cho phép xác định ứng xử chịu lún tức thời của kết cấu tường gạch xây. Tiếp theo, sự lún này đã thể hiện rõ tác động tức thời của nó lên kết cấu tường xây khi trong bản thân kết cấu tường ngay lập tức xuất hiện các vết nứt khác nhau (xuất hiện và phát triển qua các liên kết vữa do ứng suất cắt hoặc (và) kéo khi chân tường bị lún. Các vết nứt gần như tức thời này khẳng định sự nhạy cảm của loại kết cấu này khi nền đất bị lún. Trong phần nghiên cứu mô phỏng, ứng xử chịu lún của kết cấu tường gạch này được mô phỏng bằng phương pháp phần tử rời rạc. Sự phù hợp giữa kết quả mô phỏng với kết quả thực nghiệm xác nhận sự phù hợp của mô hình số này. Mô hình số này có thể áp dụng để nghiên cứu ảnh hưởng của các tham số khác nhau tới ứng xử chịu lún của kết cấu tường gạch xây hoặc có thể được ứng dụng để nghiên cứu hiệu quả của các giải pháp gia cường kết cấu tường gạch khi nền đất dưới chân tường bị lún.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] R. Perales., *Modelisation du comportement mecanique par elements discrets des ouvrages maconnes tridimensionnels*. Contribution a la definition d'elements de contacts surfaciques. PhD thesis public 2007

[2] Bieine N., Stirling, C., Pearce, C.J, *Discontinuous modelling of structural masonry*. In: Fifth world Concgress on computational mechanics, pp 1-18, 2002

[3] T.T. Bui, A. Limam, V. Sarhosis, M. Hjiaj. *Discrete element modelling of the in-plane and out-of-plane behavior of dry-joint masonry wall constructions*. Engineering Structures 136 (2017) 277-294

[4] Roberti, G.M, *Discrete element analysis on the Sardinian ''Nuraghe''*. In:P.B. Lourenço, P. Roca (eds.), Historical Constructions. Guimarães, 7–9 November, University of Minho, Portugal, pp. 719-727, 2001

[5] Cundall PA, Hart RD, *Numerical modelling of discontinua*. Eng Comput; 9 (2):101-13, 1992.

[6] Itassca Consulting Group. Dimensional Distinct Element Code user's guide (2003)

[7] Lourenco PB, *Computational strategies for masonry structures*. Netherlands: Delft University of Technology; 1996

[8] AminMohebkhaha, TasnimiaH, Moghadam. *Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with openings using discrete element method*. Journal of Constructional Steel Research, Volume 64, Issue 12, December 2008, Pages 1463-1472

[9] Chong V.L., Southcombe C., May I.M*., The behaviour of laterally loaded masonry panels with openings*. The British Masonry Society, 3rd Int. Masonry Conference, London, Oct. 1992

NGHIÊN CỨU MÔ HÌNH VẬT LIỆU TRONG LS-DYNA CỦA XỐP CỨNG KHÔNG PHỤC HỒI CHỊU TẢI TRỌNG NỔ THÔNG QUA DỮ LIỆU THỰC NGHIỆM

STUDYING THE MATERIAL MODEL IN LS-DYNA OF RIGID NON-RECOVERABLE FOAM SUBJECTED TO EXPLOSIVE LOAD THROUGH EXPERIMENTAL DATA

ThS. Nguyễn Công Nghị[1], TS. Lê Anh Tuấn[2], ThS. Đinh Quang Trung[3]
[1,2,3]Học viện Kỹ thuật Quân sự, Email: congnghi.hd@gmail.com

TÓM TẮT: Bài báo trình bày phương pháp nghiên cứu lựa chọn mô hình vật liệu cho xốp cứng không phục hồi trong phần mềm LS-DYNA thông qua các kết quả mô phỏng số được xác minh chéo bằng dữ liệu từ thực nghiệm. Thực hiện lựa chọn mô hình vật liệu cho xốp thông qua so sánh kết quả nén mẫu xốp bằng thí nghiệm đơn trục giữa mô phỏng và thí nghiệm. Từ kết quả lựa chọn mô hình vật liệu cho xốp cứng không phục hồi áp dụng cho mô phỏng số với tải trọng nổ để đánh giá đáp ứng mô hình vật liệu dựa trên kết quả khảo sát các tham số động học của kết cấu tấm thí nghiệm, các kết quả này cũng được xác minh thông qua dữ liệu thí nghiệm nổ hiện trường. Kết quả của bài báo là những gợi ý như một tài liệu tham khảo cho các nghiên cứu tiếp sau về việc thiết kế mô hình số để mô phỏng cho vật liệu xốp cứng không phục hồi chịu tác dụng của tải trọng nổ.

TỪ KHÓA: Mô hình vật liệu, xốp, mô phỏng số, thí nghiệm, tải trọng nổ.

ABSTRACT: *This paper presents a research method to select a material model for non-recoverable rigid foam in LS-DYNA software through numerical simulation results that are cross-verified by experimental data. Perform model selection for porous material by comparing compression results of uniaxial tests between simulations and experiments. Based on the results of material model selection for non-recovery rigid foam applied to numerical simulation with explosive loads to evaluate the response of the material model based on the survey results of dynamic parameters of the experimental sheet. These results are also verified through field explosion test data. The results of the paper are suggestions as a reference for further studies on designing numerical models to simulate non-recoverable rigid porous materials under the impact of explosive loads.*

KEYWORDS: *Material model, foam, numerical simulation, experiment, explosive load.*

1. MỞ ĐẦU

Khi một vụ nổ xảy ra ở gần công trình, xuất hiện áp lực không khí rất lớn tác dụng lên công trình và làm cho kết cấu bị rung động mạnh, ảnh hưởng lớn đến độ bền, sự ổn định của công trình và hoạt động của con người trên đó. Do đó, cần nghiên cứu các giải pháp làm giảm áp lực do nổ tác dụng trực tiếp lên công trình, từ đó làm giảm tác động tiêu cực của tải trọng nổ đối với kết cấu. Có nhiều các giải pháp khác nhau để giảm tác dụng của tải trọng nổ lên kết cấu công trình, một trong những giải pháp đó là việc sử dụng các vật liệu có cấu trúc dạng bọt (vật liệu xốp) làm kết cấu dạng hy sinh để giảm tác dụng trực tiếp của tải trọng nổ là một giải pháp mang tính khoa học và thực tiễn cao.

Việc sử dụng thử nghiệm hiện trường trong nghiên cứu là phương pháp khoa học đúng đắn, trực quan và chính xác khi nghiên cứu đánh giá các vấn đề khoa học. Tuy nhiên, các thử nghiệm toàn diện đối với kết cấu công trình thực rất tốn kém, nguy hiểm và gặp rất nhiều khó khăn khi thực hiện. Do đó, phân tích mô hình kết cấu dựa trên mô phỏng số là một cách tiếp cận quan trọng để xác định các ứng xử của kết cấu khi chịu tải trọng nổ. Để đáp ứng được ứng xử của kết cấu khi chịu tải trọng nổ, một công cụ phân tích số phải có các tiêu chí sau: (1) có thời gian tải và phản hồi đặc trưng trong một mili giây; (2) đủ cho phi tuyến vật liệu, phi tuyến hình học và phi tuyến trạng thái; (3) cho phép mô phỏng phân tích động phi tuyến cao; (4) có thể xử lý các vấn đề về yêu cầu vật liệu và tương tác giữa vật liệu lỏng - rắn và (5) có khả năng phân tích sự chuyển dịch nhanh hoặc biến dạng lớn của vật liệu chịu áp lực [1]. Xét về đặc điểm, yêu cầu về bản chất của đối tượng nghiên cứu và theo phân tích, so sánh chức năng phần mềm thì LS-DYNA là một phần mềm phân tích động phù hợp nhất với mô phỏng tác động cực hạn từ vụ nổ cho nghiên cứu này về lý thuyết, mô hình vật liệu, chức năng, công thức trạng thái và tiêu chuẩn phá hủy. LS-DYNA được ứng dụng rộng rãi trong việc phân tích phản ứng của kết cấu đối với tải trọng va đập và xung kích dạng tải trọng nổ với nhiều mô hình khác nhau cho vật liệu.

Trọng tâm của nghiên cứu này là đánh giá mô hình vật liệu phù hợp cho vật liệu xốp cứng không phục hồi sử dụng làm kết cấu bảo vệ dạng hy sinh cho kết cấu chịu lực bằng phần mềm mô phỏng LS-DYNA thông qua so sánh với dữ liệu thực nghiệm vụ nổ hiện trường. Điều này được thực hiện thông qua phân tích một số mô hình của vật liệu xốp và kết quả mô phỏng số nén mẫu xốp được so với kết quả thí nghiệm nén trong phòng thí nghiệm từ đó lựa chọn mô hình phù hợp áp dụng cho mô phỏng số vật liệu xốp chịu tải trọng nổ. Kết quả khảo sát mô phỏng số được so sánh với kết quả thực nghiệm hiện trường vụ nổ trên kết cấu thí nghiệm để đánh giá khả năng đáp ứng của mô hình vật liệu xốp trong LS-DYNA khi chịu tác dụng của tải trọng nổ.

2. MÔ HÌNH VẬT LIỆU XỐP TRONG LS-DYNA

Vật liệu xốp được tạo ra với hai yếu tố quan trọng: vật liệu nền và hình thái của pha khí, có hai hình thái pha khí trong vật liệu xốp là lỗ rỗng mở có cấu trúc dạng xương cho phép không khí có thể luân chuyển giữa các lỗ rỗng hoặc đóng kín thì ngoài cấu trúc xương như lỗ rỗng mở còn được ngăn cách bởi các vách ngăn bằng pha rắn vật liệu sẽ ngăn không cho không khí thoát ra ngoài các lỗ rỗng [2]. Với vật liệu xốp mềm có cấu trúc lỗ rỗng mở như xốp Polyurethane phù hợp với mô hình vật liệu MAT_LOW_DENSITY_FOAM (MAT_57), trong trường hợp đơn giản nhất mô hình chỉ cần kết hợp với biểu đồ lực tác dụng theo thời gian là đủ để mô tả các ứng xử của vật liệu khi chịu tác dụng nén ép [3]. Với các vật liệu dạng này vật liệu nền không bị phá hủy mà có khả năng phục hồi tốt thì việc bổ sung quá trình dỡ tải sẽ đem lại ứng xử đầy đủ của vật liệu. Tuy nhiên quá trình phục hồi của vật liệu là khác nhau nên điều quan trọng là phải xác định các đường phục hồi của vật liệu một cách chính xác và quá trình này sẽ xác định được các tham số dỡ tải động HU và tham số hình dạng dỡ tải SHAPE. Trong tài liệu hướng dẫn của LS-DYNA cũng đã cung cấp các số liệu tham khảo cho hai tham số trên lần lượt là 0.1 và 6 [4, 5]. Ngoài mô hình MAT_57 các loại vật liệu

dạng này có thể sử dụng có thể sử dụng các mô hình khác như: MAT_CRUSHABLE_FOAM (MAT_63), MAT_CLOSED_CELL_FOAM (MAT_53), MAT_FU_CHANG_FOAM (MAT_83) hoặc MAT_LOW_DENSITY_SYNTHETIC_FOAM (MAT_179) và các mô hình vật liệu này cũng được áp dụng với vật liệu xốp [3, 6, 7].

Vật liệu xốp cứng không có khả năng phục hồi trạng thái gốc Polystyrene khi chịu nén ép thì mô hình MAT_63 là một lựa chọn phù hợp với thông số bổ sung cho mô hình thông qua mối quan hệ ứng suất - biến dạng thể tích và hệ số Poisson là không [8]. Thông qua nghiên cứu của Brian Croop và Hubert Lobo [3] cho thấy quan hệ ứng suất - biến dạng thể tích của xốp EPS (Expanded Polystyrene Foam) hầu như không phụ thuộc vào tốc độ nén ép nên một mô hình vật liệu mở rộng của MAT_63 là MAT_MODIFIED_CRUSHABLE_FOAM (MAT_163) cũng là một lựa chọn tốt cho việc mô phỏng vật liệu có gốc Polystyrene. Tuy nhiên, mô hình MAT_163 là mô hình mở rộng nên cũng đòi hỏi thêm nhiều hệ số thực nghiệm ngoài những thông số cơ bản của vật liệu.

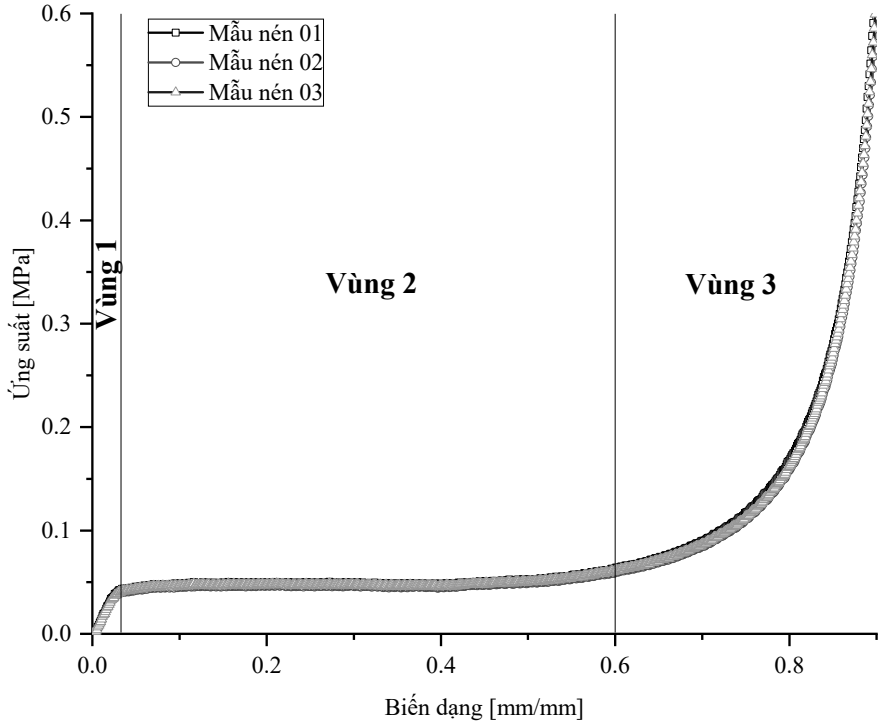
3. THÍ NGHIỆM VÀ MÔ PHỎNG NÉN MẪU XỐP

Tiến hành thí nghiệm trong phòng quá trình nén ép vật liệu xốp cứng không phục hồi bằng việc sử dụng mẫu xốp XPS (Extruded Polystyrene) nhằm nghiên cứu ứng xử của vật liệu khi chịu nén và thu thập số liệu thí nghiệm thực phục vụ việc lựa chọn mô hình vật liệu phù hợp với ứng xử thực của vật liệu ở bước mô phỏng nén mẫu bằng LS-DYNA.

3.1. Thí nghiệm nén mẫu xốp XPS

Tiến hành thí nghiệm ép mẫu xốp trên hệ thống máy kéo nén đa năng của hãng MTS sử dụng đầu gia lực 647 Hydraulic Wedge Grips có khả năng gia tải lên đến 500kN với tốc độ nén được điều khiển. Các mẫu xốp XPS kích thước 50×50×50mm được nén với tốc độ 4mm/phút, thời điểm kết thúc nén khi mẫu thí nghiệm biến dạng đạt 90%. Kết quả quan hệ ứng suất - biến dạng đặc trưng của vật liệu trên Hình 2.

Hình 1. Thí nghiệm nén mẫu xốp XPS



Hình 2. Kết quả quan hệ ứng suất - biến dạng của mẫu XPS thí nghiệm

3.2. Mô phỏng nén xốp XPS bằng LS-DYNA

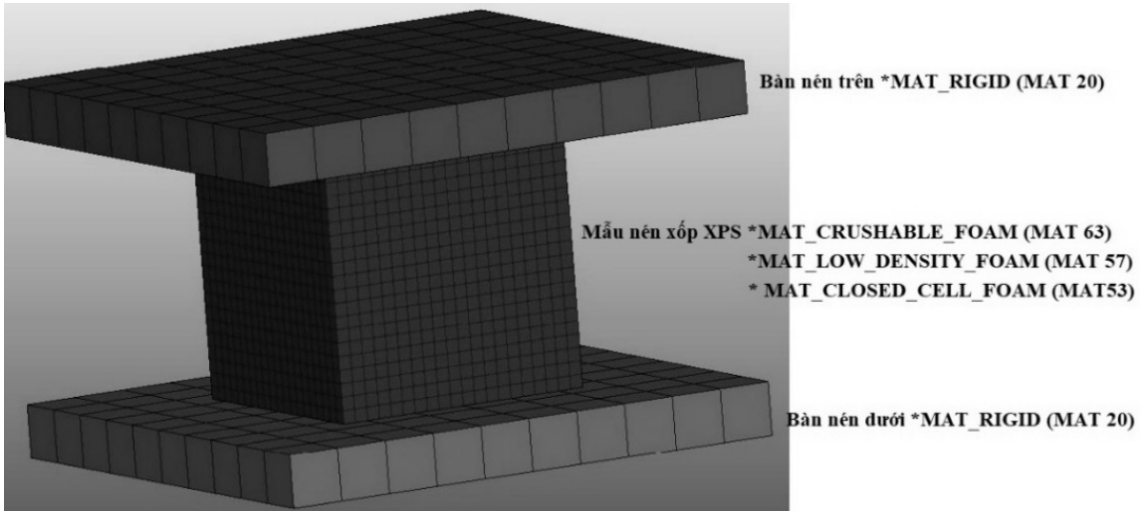
Một trong những yếu tố quan trọng khi mô phỏng trong LS-DYNA là đưa được đường quan hệ ứng suất - biến dạng (hoặc lực - chuyển vị) vào mô hình vật liệu. Với các mô hình vật liệu cho xốp nói chung thì đường quan hệ ứng suất - biến dạng cần thỏa mãn các yếu tố: Trong Vùng 1 đường quan hệ là tuyến tính (độ dốc không đổi) và trong Vùng 2 đường quan hệ là hằng số hoặc tăng nhẹ như theo khuyến cáo của Brian Croop [3].

Để tiến hành đánh giá mô hình phù hợp áp dụng cho xốp cứng XPS, lựa chọn 03 mô hình MAT_CRUSHABLE_FOAM (MAT_63), MAT_LOW_DENSITY_FOAM (MAT_57) và MAT_CLOSED_CELL_FOAM (MAT_53) với các thông số cơ bản của vật liệu xốp XPS như trong Bảng 1 kết hợp với đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng thu được từ thí nghiệm nén mẫu xốp ở trên.

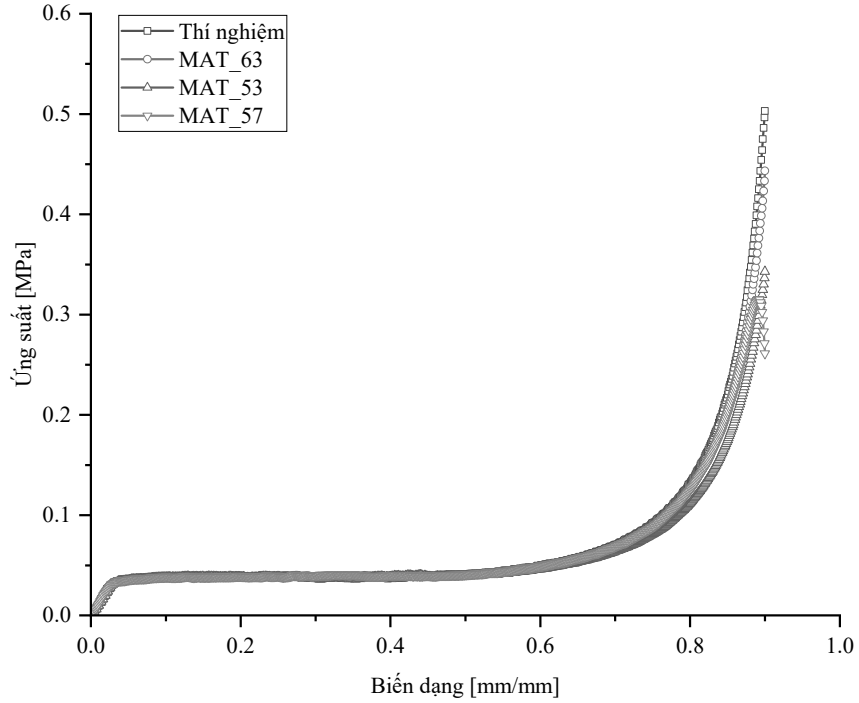
Tiến hành mô phỏng mẫu xốp XPS kích thước 50×50×50mm, chia lưới phần tử khối 8 nút kích thước 2.5×2.5×2.5mm. Bàn nén phía trên và phía dưới sử dụng vật liệu thép thông qua mã vật liệu MAT_RIGID (MAT_20), sử dụng liên hệ CONTACT-AUTOMATIC_ SURFACE _TO_SURFACE cho tương tác giữa mặt xốp và bàn nén.

Bảng 1. Tham số mô hình vật liệu thép và xốp XPS

Vật liệu	$\rho(kg/m^3)$	E(Pa)	μ
Thép	7850	2.05xE11	0.3
Xốp XPS	40	1.17xE6	0.0



Hình 3. Mô phỏng mẫu nén xốp XPS bằng LS-DYNA



Hình 4. Tương quan giữa kết quả thí nghiệm và mô phỏng LS-DYNA

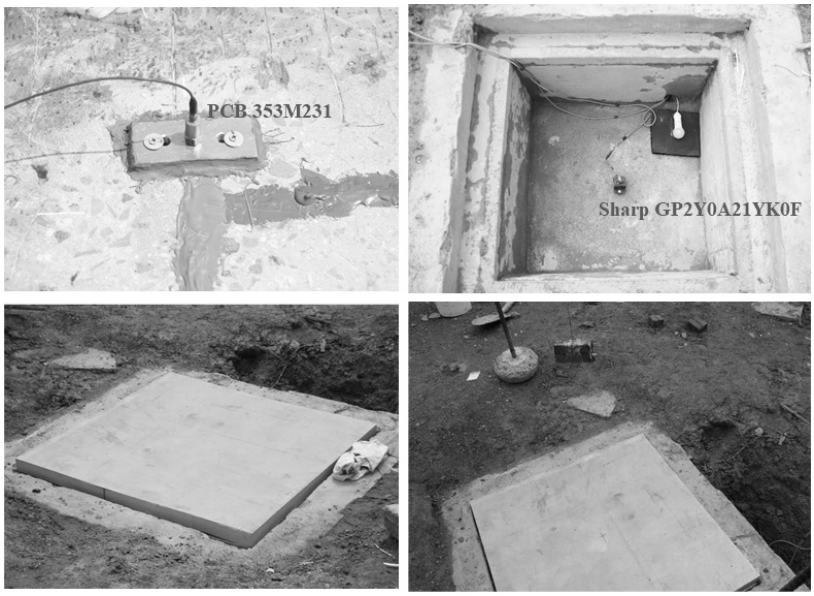
Từ kết quả mô phỏng thí nghiệm nén mẫu xốp cho thấy các mô hình vật liệu có sẵn trong LS-DYNA được lựa chọn cho kết quả ứng xử gần sát với kết quả thí nghiệm nén mẫu. Với mô hình vật liệu MAT_63 ở giai đoạn nén chặt (Vùng 3) có sai lệch với kết quả thí nghiệm (sai lệch giá trị ứng suất lớn nhất 11.88%) nhưng vẫn phản ánh đúng quy luật ứng xử của vật liệu; Mô hình vật liệu MAT_53 ở giai đoạn nén chặt đường cong ứng suất - biến dạng không bám sát kết quả thí nghiệm và sai lệch giá trị ứng suất lớn nhất 31.81%; Mô hình vật liệu MAT_57 ở cuối giai đoạn nén chặt mẫu thí nghiệm bị biến dạng bất thường mẫu nén mô phỏng. Từ kết quả mô phỏng và các đánh giá như trên lựa chọn mô hình MAT_63 áp dụng cho mô phỏng vụ nổ trong các nội dung tiếp theo.

4. THÍ NGHIỆM VÀ MÔ PHỎNG NỔ

4.1. Thí nghiệm nổ hiện trường

Nhằm đánh giá được ứng của xốp cứng XPS chịu tác dụng của tải trọng nổ nhóm tác giả đã thực hiện thí nghiệm nổ tại hiện trường trên kết cấu thí nghiệm là tấm bê tông cốt GFRP (dạng thanh đường kính 10mm) mác 300 có kích thước 1000×1000×60mm được kê bốn cạnh lên khối đế cố định bằng bê tông cốt thép. Sử dụng tấm xốp XPS dày 50mm, có tấm thép dày 2mm ở phía trên làm lớp dàn lực. Tiến hành thử nghiệm với lượng nổ TNT 0.4kg treo chính giữa phía trên kết cấu thí nghiệm và cách mặt tấm 1m, các thông số đo để khảo sát thí nghiệm gồm gia tốc và chuyển vị theo phương thẳng đứng của tấm thí nghiệm.

Để đo và ghi lại các kết quả thí nghiệm hiện trường sử dụng các thiết bị thí nghiệm: máy đo động đa kênh NI SCXI–1000DC, đầu đo chuyển vị không tiếp xúc Sharp GP2Y0A21YK0F và đầu đo gia tốc PCB 353M231. Các đầu đo được kết nối với máy đo NI SCXI–1000DC thông qua các card đo thích hợp, toàn bộ hệ thống đo được điều khiển trên máy tính bằng phần mềm LabVIEW SignalExpress 2015.



Hình 5. Hình ảnh thí nghiệm tại hiện trường

4.2. Mô phỏng thí nghiệm nổ bằng LS-DYNA

4.2.1. Mô hình vật liệu

Đối với mô hình dùng cho không khí và thuốc nổ TNT sử dụng lại các thông số đã được kiểm chứng trong những nghiên cứu trước đây. Sử dụng thẻ vật liệu MAT_NULL và phương trình trạng thái sử dụng thẻ EOS_LINEAR_POLYNOMIAL để mô tả ứng xử của vật liệu không khí. Thẻ MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN và phương trình trạng thái sử dụng Jones-Wilkins-Lee (JWL) bằng thẻ EOS_JWL để mô tả ứng xử của vật liệu TNT [9].

Bảng 2. Tham số mô hình vật liệu không khí

$\rho(kg/m^3)$	$E_0(J/m^3)$	$V_0(kg/m^3)$	C_4	C_5
1.23	2.58×E5	1.0	0.4	0.4

Bảng 3. Tham số mô hình vật liệu TNT

$\rho(kg/m^3)$	$v_D(m/s)$	$P_{CJ}(Pa)$	A(Pa)	B(Pa)
1600	9630	2.1×E10	3.738×E11	3.747×E9
R_1	R_2	ω	V	E_0 (J/m^3)
4.15	0.9	0.35	1.0	6.0×E9

Dựa trên kết quả khảo sát các mô hình vật liệu cho xốp XPS ở trên lựa chọn mô hình MAT_63 cho mô phỏng nổ với các tham số vật liệu trong Bảng 1 kết hợp với đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng thu được từ thí nghiệm nén mẫu xốp.

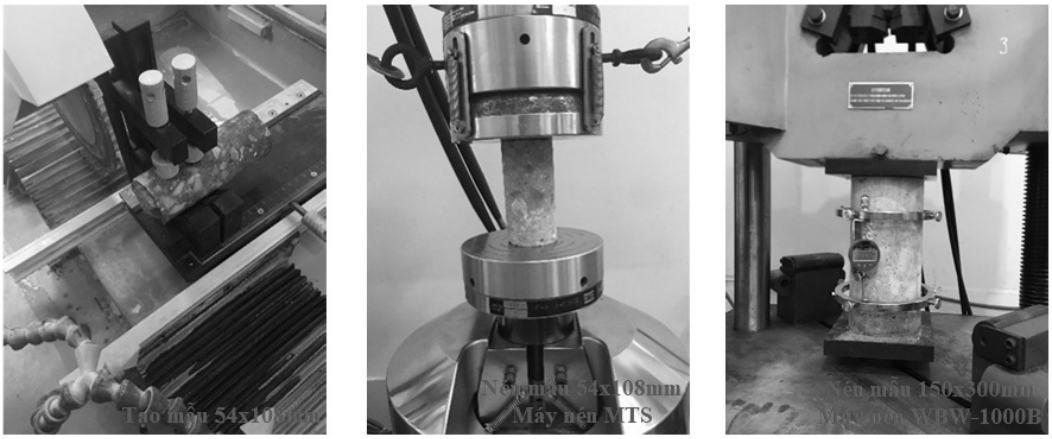
Phần mềm LS-DYNA cung cấp một thư viện tốt về các mô hình bê tông, chẳng hạn như Mat_Concrete_Damage_Rel3 (mô hình KCC hoặc MAT_072_R3 [10, 11]), Mat_Winfrith_Concrete (mô hình Winfrith hoặc MAT_084 [12]), Mat_CSCM_Concrete (mô hình CSC hoặc MAT_159 [13, 14]), và Mat_RHT (mô hình RHT hoặc MAT_272 [15]). Đầu vào cho các mô hình này tương đối đơn giản là các thông số cơ bản của vật liệu và mỗi mô hình cung cấp một phiên bản tạo tham số tự động.

Trong số các mô hình nêu trên thì mô hình MAT_084 được phát triển vào năm 1980, nhằm mục đích giải quyết các kết cấu bê tông cốt thép chịu tải trọng va chạm và được triển khai vào LS-DYNA vào năm 1991. Tính phù hợp của mô hình đã được chứng minh bằng cách sử dụng một loạt các dữ liệu thực nghiệm thu được từ các thử nghiệm va chạm và nổ của Broadhouse (1995). Mô hình cũng phù hợp với tính toán tốc độ biến dạng cao của vật liệu và một tính năng hấp dẫn khác của mô hình này là nó cho phép tối đa ba mặt phẳng vết nứt trực giao cho mỗi phần tử và các vết nứt có thể được xem xét thông qua LS-Prepost là hai đặc tính nổi bật của mô hình vật liệu với các thông số đầu vào tương đối đơn giản. Vì lý do này, nhiều nhà nghiên cứu như Mousavi và Shafei (2019), Sadraie và cộng sự (2019), Thai và Kim (2018), Epackachi và Whittaker (2018) đã sử dụng mô hình Winfrith cho các nghiên cứu gần đây. Mô hình MAT_084 cho thấy đầy đủ các ưu điểm trong ứng dụng cho kết cấu bê tông chịu tác dụng của tải trọng nổ cũng như các tham số đầu vào có sẵn, không đòi hỏi phải làm nhiều thí nghiệm để xác định và mô hình này gần đây được ứng dụng nhiều trong các nghiên cứu có kiểm chứng bằng thực nghiệm. Do vậy, trong nghiên cứu sẽ sử dụng mô hình MAT_084 bằng cách sử dụng thẻ vật liệu 084/085-WINFRITH_CONCRETE để mô tả ứng xử của bê tông. Sử dụng thẻ vật liệu 003-PLASTIC_KINEMATIC (MAT_003) để mô tả ứng xử của cốt GFRP trong bê tông và tấm thép dàn lực phía trên xốp XPS.

Bảng 4. Tham số mô hình vật liệu GFRP và thép

Vật liệu	$\rho(kg/m^3)$	E(Pa)	μ	δ_{ch}(Pa)
Cốt GFRP [16]	1940	0.46×E11	0.33	0.9×E9
Thép	7850	2.05×E11	0.3	0.42×E9

Tiến hành kết hợp thí nghiệm nén mẫu bê tông hình trụ 54×108mm trên máy tạo lực đa năng MTS và mẫu kích thước 150×300mm trên máy kéo nén WEW-1000B để xác định các tham số vật liệu bê tông như mô đun tiếp tuyến và cường độ chịu nén của vật liệu bê tông, cường độ chịu kéo lấy bằng 10% cường độ chịu nén.



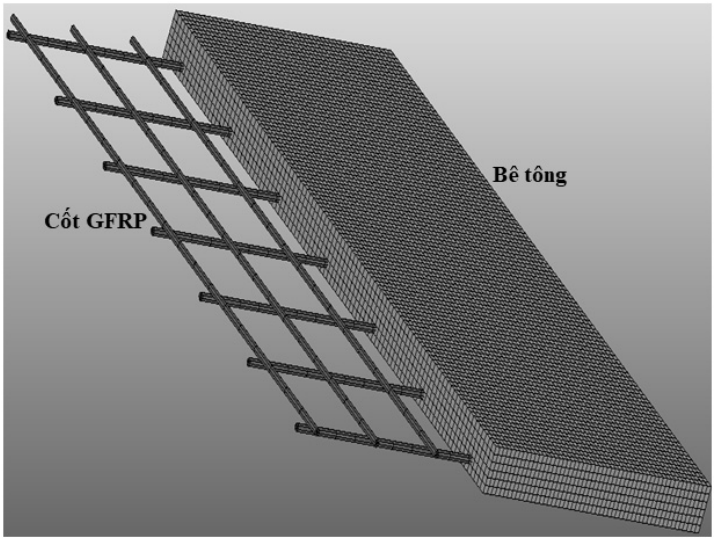
Hình 6. Thí nghiệm xác định các tham số của bê tông

Bảng 5. Tham số mô hình vật liệu bê tông

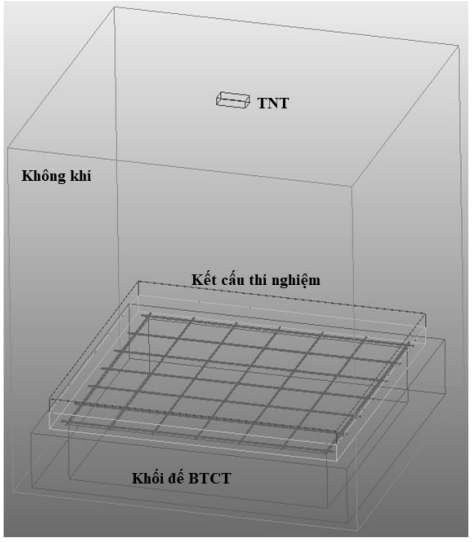
Vật liệu	$\rho(kg/m^3)$	E_{tt}(Pa)	μ	δ_n(Pa)	δ_k(Pa)
Bê tông	2400	26.4xE9	0.2	30.01xE6	3.0xE6

4.2.2. Xây dựng mô hình số

Để giảm số lượng phần tử cho bài toán sử dụng bài toán đối xứng nửa hệ khi mô phỏng cho thuốc nổ TNT và không khí. TNT, không khí và tấm bê tông sử dụng với phần tử khối lập phương 8 nút với lưới chia lượng nổ TNT bằng 1/30 chiều dài cạnh lượng nổ theo khuyến cáo trong nghiên cứu gần đây [9]. Để mô tả quá trình truyền áp lực giữa TNT và môi trường không khí sử dụng thẻ ALE-MULTI-METARIAL_GROUP_PART và các nút giữa hai miền vật liệu được liên kết với nhau. Sử dụng thẻ CONSTRAINED-LAGRANGE_IN_SOLID để mô tả ghép nối giữa không khí và tấm bê tông (được xây dựng độc lập với không khí) với CTYPE lấy bằng 4. Có nhiều phương pháp khác nhau để mô tả cốt GFRP trong bê tông như phương pháp vẹt, phương pháp chia nút và phương pháp nhúng. Trong nghiên cứu sẽ sử dụng phương pháp nhúng lưới cốt GFRP trong bê tông và hệ lưới cốt GFRP được mô tả độc lập với tấm bê tông và sử dụng thẻ CONSTRAINED-LAGRANGE_IN_SOLID để mô tả ghép nối giữa lưới cốt GFRP và tấm bê tông với CTYPE lấy bằng 2. Sử dụng thẻ CONTACT-AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE để mô tả tiếp xúc giữa tấm xốp XPS với tấm bê tông và tấm thép dàn lực phía trên.



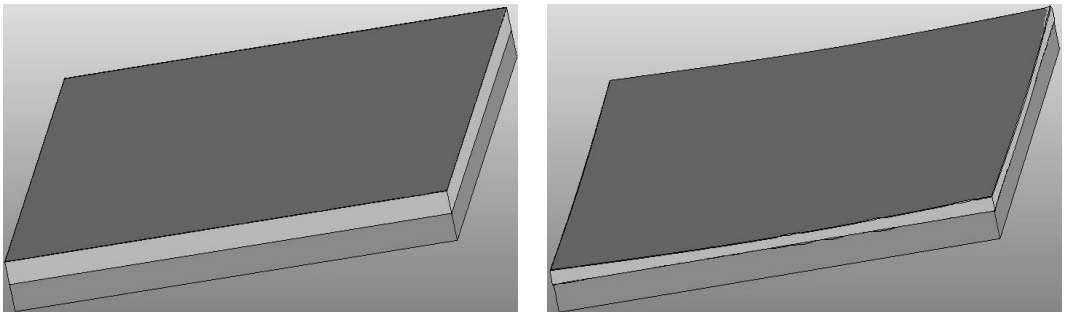
Hình 7. Cốt GFRP trong tấm bê tông



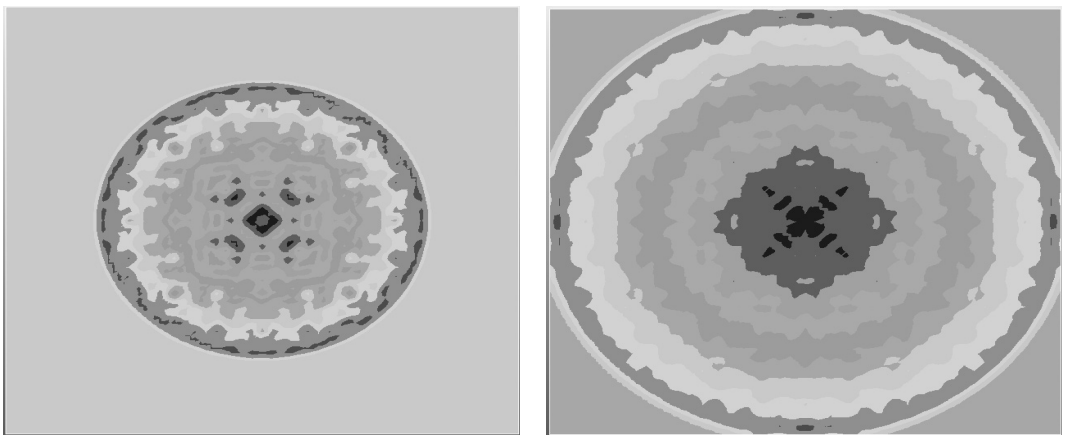
Hình 8. Mô phỏng số thí nghiệm

4.2.3. Kết quả và đánh giá

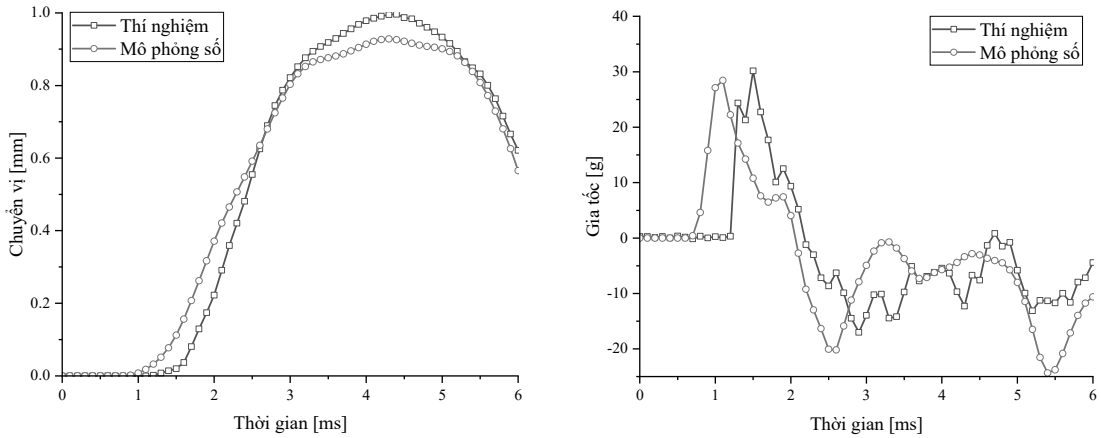
Để đánh giá hiệu quả của mô hình MAT_63 sử dụng cho vật liệu xốp XPS trong mô phỏng vụ nổ tiến hành so sánh các kết quả giữa thí nghiệm hiện trường và mô phỏng số trong LS-DYNA thông qua so sánh dạng của biểu đồ và giá trị lớn nhất của các đại lượng khảo sát là chuyển vị và gia tốc theo phương đứng.



Hình 9. Kết cấu ban đầu (trái) và tại thời điểm 6ms (phải)



Hình 10. Hình ảnh áp lực nổ tác động lên kết cấu tại 0.7 và 0.8ms



Hình 11. Chuyển vị và gia tốc của tấm thí nghiệm

Bảng 6. Bảng tổng hợp kết quả

Nội dung	Tham số	Đơn vị	Thí nghiệm	Mô phỏng số	Sai lệch (%)
Tham số động học tấm thí nghiệm	Chuyển vị	mm	0.97	0.93	6.82
	Gia tốc	g	30.17	28.44	5.73

Từ các kết quả thu, so sánh giữa thí nghiệm với mô phỏng số cho thấy hình dạng biểu đồ các tham số động học được khảo sát tương đối tương đồng về hình dạng, các giá trị cực đại của chuyển vị và gia tốc sai lệch nhau nhỏ hơn 10%. Các kết quả khảo sát cho thấy việc mô phỏng số cho kết quả khả quan với các mô hình vật liệu đã lựa chọn trong nghiên cứu này.

5. KẾT LUẬN

Từ những kết quả nghiên cứu nêu trên nhận thấy:

Một loạt các mô hình vật liệu nói chung và mô hình cho vật liệu xốp nói riêng đã có trong thư viện của LS-DYNA, một số ít trong các mô hình này được xây dựng để phản ánh phù hợp các đặc trưng của từng loại xốp cụ thể. Trong nghiên cứu này đã sử dụng thí nghiệm nén đơn trục để khảo sát và lựa chọn được mô hình vật liệu phù hợp cho xốp cứng không phục hồi.

Thực hiện mô phỏng và so sánh với thí nghiệm nổ hiện trường thông qua các tham số động học của tấm bê tông thí nghiệm cho thấy hình dạng các biểu đồ đại lượng khảo sát tương đối tương đồng về hình dạng, các kết quả cực đại của chuyển vị và gia tốc sai lệch tương đối nhỏ cho thấy việc mô phỏng số bằng LS-DYNA có thể đáp ứng được các thí nghiệm nổ trên mô hình số.

Từ kết quả khảo sát cho thấy mô hình MAT_63 phù hợp và sát với kết quả thí nghiệm, các tham số mô hình cơ bản đòi hỏi khá đơn giản. Việc sử sụng biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng bằng thí nghiệm nén đơn trục áp dụng vào mô hình vật liệu trong mô phỏng nổ cho kết quả khả quan. Đề xuất sử dụng mô hình MAT_63 cho các nghiên cứu tiếp theo khi mô phỏng các loại xốp cứng không phục hồi chịu tác dụng của tải trọng nổ với đầu vào là biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng từ thí nghiệm nén đơn trục.

Kết quả của bài báo là những gợi ý như một tài liệu tham khảo cho các nghiên cứu tiếp sau về việc thiết kế mô hình số để mô phỏng cho vật liệu xốp cứng không phục hồi chịu tác dụng của tải trọng nổ.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Wang, I.T (2014), *Numerical and experimental verification of finite element mesh convergence under explosion loading*, J. Vibroeng, 16, 1786-1798

[2] Christopher George Thom (2009). *Soft Materials under Air Blast Loading and Their Effect on Primary Blast Injury*. Waterloo, Ontario, Canada

[3] Brian Croop, Hubert Lobo (2009). *Selecting Material Models for the Simulation of Foams in LS-DYNA*. https://www.dynalook.com/conferences/european-conf-2009

[4] LS-Dyna Theory Manual, 2019. https://www.lstc.com/download/manuals

[5] LS-Dyna Version R12.0 Keyword User's Manual, 2021
https://www.lstc.com/download/manuals

[6] Babushankar Sambamoorthy, Tuhin Halder (2001). *3rd European LS-Dyna Conference Proceedings*. https://www.dynalook.com/conferences/european-conf-2001

[7] Qasim H. Shah and A. Topa (2014). *Modeling Large Deformation and Failure of Expanded Polystyrene Crushable Foam Using LS-DYNA.* Hindawi Publishing Corporation Modelling and Simulation in Engineering Volume 2014, Article ID 292647

[8] Hirth A., DuBois P., Weimar K. (1998). *CADFEM Users's Meeting*. Paper 2-40

[9] Nguyễn Công Nghị, Lê Anh Tuấn, Tạ Đức Tuân, Đinh Quang Trung (2020). *Nghiên cứu ảnh hưởng kích thước lưới mô hình phần tử hữu hạn với hội tụ kết quả thông qua xác minh chéo với kết quả thực nghiệm vụ nổ trong không khí*. Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng số 4/2020

[10] Crawford, J.E., Wu. Y., Choi H.J., Magallanes, J.M., and Lan, S. (2011). *User's manual and documentation for release III of the K&C concrete material model in LS-DYNA*. Technical Report TR-11-36.6, Karagozian & Case, Glendale, CA, November

[11] Malvar, L.J., Crawford, J.E., Wesevich, J.W., and Simons, D. (1997). *A plasticity concrete material model for DYNA3D*. International Journal of Impact Engineering, vol. 19, p847-873

[12] Broadhouse, B.J. (1995). *The Winfrith concrete model in LS-DYNA3D*. Safety Performance Department, Atomic Energy Authority Technology, Winfrith, SPD/D(95)363, February

[13] Murray, Y.D. (2007). *Users manual for LS-DYNA concrete material model 159*. Report No. FHWA-HRT-05-062, Federal Highway Administration

[14] Schwer, L.E., and Murray, Y.D. (1994). *A three-invariant smooth cap model with mixed hardening*. International Journal for Numerical and Analytic Methods in Geomechanics, vol. 18, p657-688

[15] Riedel, W., Thomas, K., Hiermaier, S., and Schmolinske, E. (1999). *Penetration of Reinforced Concrete by BETA-B-500 Numerical Analysis Using a New Macroscopic Concrete Model for Hydrocodes*. 9th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures, p315-322, Berlin, Germany, May 3-7

[16] Công ty cổ phần cốt sợi polyme Việt Nam. http://theppolyme.vn/tin-tuc/gioi-thieu-thanh-polyme-cot-soi-thuy-tinh.html

NGHIÊN CỨU, KHẮC PHỤC HIỆN TƯỢNG NƯỚC VA TRÊN HỆ THỐNG CHỮA CHÁY TỰ ĐỘNG SPRINKLER

RESEARCH AND REPAIR OF WATER HUMMER ON SPRINKLER AUTOMATIC FIRE FIGHTING SYSTEM

Nguyễn Thành Công
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: congnt@hau.edu.vn

TÓM TẮT: Hiện tượng nước va phát sinh và bị ảnh hưởng bởi sóng xung kích tạo ra trong dòng chảy. Các sóng xung kích này gọi là sóng nước va, hình thành khi dòng chảy trong ống dừng lại đột ngột do khóa van hoặc dừng bơm. Hiện tượng nước va xuất hiện đi kèm theo tiếng ồn do dòng chảy va đập trong ống. Thậm chí nếu áp suất nước va quá lớn có thể làm rung ống, dẫn đến đường ống và các thiết bị trên đó có thể bị phá hủy… Thực tế hiện nay hầu hết các hệ thống chữa cháy tự động Sprinkler trong các công trình đều bị ảnh hưởng của hiện tượng này nhưng khi thiết kế và thi công rất ít khi được đề cập đến. Nội dung bài báo tác giả đề xuất một số giải pháp để khắc phục hiện tượng nước va xảy ra trong hệ thống.

TỪ KHÓA: Nước va, hệ thống cấp nước, hệ thống chữa cháy Sprinkler.

ABSTRACTS: *Water hammer phenomenon arises and is affected by shock waves generated in the flow. These shock waves are called water waves, formed when the flow in the tube stops suddenly due to locking the valve or stopping the pump. Water phenomenon appears along with the noise caused by the impact flow in the pipe. Even if the water pressure is too big, it can shake the pipe, leading to the pipeline and the equipment on it can be destroyed. In the article, the author proposed a number of solutions to overcome the phenomenon of water collision occurring in the system.*

KEY WORDS: *Water Hammer, water supply system, fire fighting system Sprinkler.*

1. MỞ ĐẦU

Hệ thống chữa cháy Sprinkler là loại hệ thống chữa cháy được sử dụng phổ biến nhất hiện nay. Hệ thống dập tắt đám cháy bằng cách phun nước trực tiếp vào khu vực đang cháy mà tại đó đầu phun Sprinkler được kích hoạt ở ngưỡng nhiệt độ đã xác định trước.

Về mặt lý thuyết, khi vận tốc dòng chảy trong ống v > 2 m/s là có thể xảy ra hiện tượng nước va. Theo TCVN 7336:2003 đang áp dụng hiện nay cho phép vận tốc dòng chảy trong đường ống của hệ thống chữa cháy Sprinkler có thể đạt đến v = 10m/s. [2]

Mặc dầu thế nhưng hiện nay việc nghiên cứu, áp dụng các biện pháp chống hiện tượng nước va trong hệ thống chữa cháy Sprinkler vẫn ít khi được quan tâm trong thực tế. Vì vậy nghiên cứu đề xuất các giải pháp để khắc phục hiện tượng nước va xảy ra là cấp thiết.

2. NỘI DUNG

2.1. Hiện tượng nước va [1]

Khi khóa van hoặc dừng bơm đột ngột, lưu lượng và lưu tốc trong ống dẫn đột nhiên giảm hoặc dừng hẳn. Do quán tính, nước bị dồn lại làm cho áp suất trong ống tăng cao. Phần áp suất

tăng thêm Δp gọi là áp suất nước va. Vận tốc dòng chảy trong ống càng cao thì khi xảy ra nước va, áp suất nước va càng lớn.

Khi đóng van, lớp nước ngay sau van dừng lại và áp suất tăng lên làm cho lớp nước đó bị nén lại, đồng thời thành ống dãn ra, nhường chỗ cho lớp nước phía trên tiếp tục chảy về. Do đó, sự tăng áp suất và ngừng chảy không phải diễn ra đồng thời trên toàn đường ống mà xảy ra ở cửa van rồi truyền dẫn lên trên với một tốc độ nhất định, gọi là tốc độ truyền sóng nước va. Vì vậy, nghiên cứu nước va phải xét đến tính đàn hồi của nước và ống dẫn.

Áp suất nước va phụ thuộc vào loại chất lỏng chảy trong ống, vật liệu làm ống, vận tốc của dòng chảy khi đóng khóa và được xác định theo công thức của N.E.Jucopxki:

$$\Delta p = \rho.c.v_0 \ (N/m^2) \tag{1}$$

trong đó:

ρ : khối lượng riêng của chất lỏng, $N.s^2/m^4$;

v_0 : vận tốc dòng chảy trong ống, m/s;

c : vận tốc truyền sóng nước va, m/s.

$$c = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1+\frac{K}{E}\frac{d}{e}}} \ (m/s) \tag{2}$$

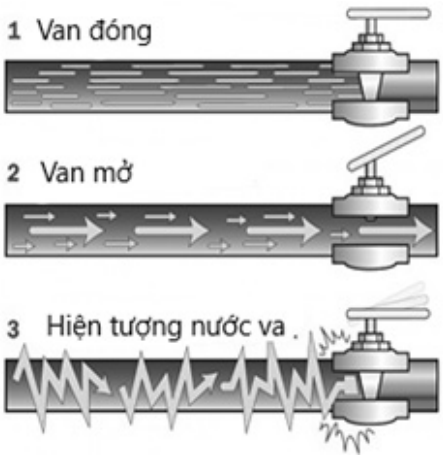
K : mô đun đàn hồi của chất lỏng, N/m^2;

E : mô đun đàn hồi của vật liệu làm ống, N/m^2;

D : đường kính ống, mm;

e : độ dày thành ống, mm.

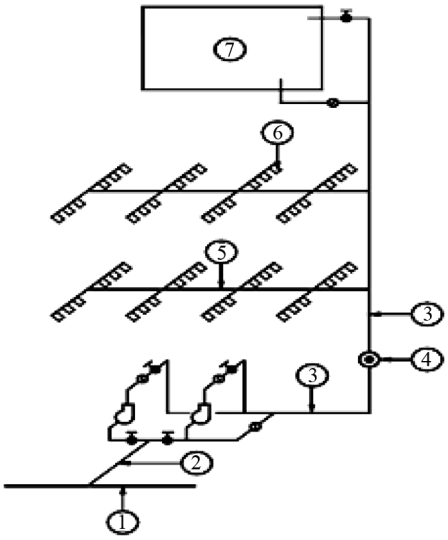
Với trường hợp dừng bơm đột ngột thì bình thường, máy bơm hoạt động với lưu lượng Q, ứng với vận tốc dòng chảy trong ống là v_0. Vì một nguyên nhân nào đó, nguồn cấp điện mất đột ngột, do quán tính, cánh bơm vẫn quay nhưng lưu lượng và cột áp giảm. Áp suất trong ống hút thấp hơn áp suất ban đầu một lượng Δp gọi là áp suất nước va âm, cũng có giá trị $\Delta p = \rho.c.v_0$. Lúc này, cột áp trong đường ống sẽ hồi ngược lại do áp lực cột nước thấp hơn áp lực tĩnh trong đường ống. Do cánh bơm vẫn tiếp tục quay theo quán tính, nên áp lực đẩy lên của bơm sẽ gặp áp lực hồi ngược. Tại đây sẽ xảy ra một chuỗi các áp lực không ổn định và tạo nên các chấn động trong đường ống. Hiện tượng nước va xuất hiện luôn đi kèm theo tiếng ồn do dòng chảy va đập trong ống. Thậm chí, nếu áp suất nước va quá lớn có thể làm rung ống, dẫn đến đường ống và các thiết bị trên đó bị phá hủy.



Hình 1. Mô tả hiện tượng nước va

2.2. Ảnh hưởng của hiện tượng nước va trong hệ thống chữa cháy tự động Sprinkler

Hệ thống chữa cháy Sprinkler là hệ thống chữa cháy đầu phun kín, trong mạng lưới đường ống luôn chứa đầy nước được duy trì một áp lực nhất định nhờ bơm bù áp. Khi có cháy nước sẽ phun ra ngay lập tức, qua các đầu phun Sprinklers đã mở do nhiệt từ đám cháy phát ra kích hoạt.



1. Ống cấp nước bên ngoài;
2. Ống dẫn nước vào nhà;
3. Ống chính;
4. Thiết bị báo mở nước;
5. Ống phân phối;
6. Vòi phun tự động (Sprinkler);
7. Két nước.

Hình 2. Sơ đồ hệ thống chữa cháy Sprinkler

Bất kỳ dòng chảy nào trong ống cũng có khả năng gây ra nước va, đặc biệt khi vận tốc dòng chảy trong đường ống v ≥ 2 m/s. Những rủi ro do hiện tượng nước va gây ra càng lớn khi vận tốc dòng chảy trong ống càng cao, hoặc có sự thay đổi độ cao lớn trong hệ thống đường ống.

Đối với hệ thống chữa cháy tự động Sprinkler, hiện tượng nước va thường xảy ra trong các trường hợp:

- Máy bơm tự động ngắt khi duy trì đủ áp suất yêu cầu trong mạng lưới đường ống;

- Các van họng nước chữa cháy đóng đột ngột khi sử dụng các họng nước chữa cháy vách tường hoặc trụ nước lắp chung đường ống với hệ thống Sprinkler…

Khi xảy ra hiện tượng nước va, trong hệ thống Sprinkler có thể gây ra các sự cố kỹ thuật như: hư hỏng các máy bơm, các loại van; làm gãy, hở các mối nối ghép cứng trên mạng lưới đường ống; kẹt các công tắc áp lực điều khiển máy bơm… Đây là các sự cố rất nguy hiểm có thể dẫn đến sự làm việc sai lệch thậm chí không còn khả năng làm việc theo các chức năng đã thiết kế.

2.3. Một số biện pháp hạn chế tác động của hiện tượng nước va

- Sử dụng biến tần

Trạm bơm biến tần là trạm bơm sử dụng bộ biến tần để điều khiển tốc độ vòng quay của động cơ máy bơm chữa cháy. Tốc độ vòng quay của động cơ máy bơm được điều khiển thông qua các tín hiệu đầu vào lấy từ các bộ cảm biến áp suất trên mạng lưới đường ống. Tùy thuộc vào nhu cầu nước chữa cháy với lưu lượng nhiều hay ít mà áp suất trong mạng lưới đường ống cũng thay đổi theo. Căn cứ vào tín hiệu truyền về từ cảm biến áp suất, bộ biến tần sẽ thay đổi tần số của nguồn điện cấp cho các động cơ, làm thay đổi tốc độ vòng quay của động cơ, dẫn đến

thay đổi các thông số lưu lượng, cột áp của máy bơm. Vì thế khi khóa van hoặc dừng bơm, tốc độ vòng quay động cơ sẽ giảm dần do đó hạn chế được các tác động của hiện tượng nước va.

Ưu điểm của phương án sử dụng biến tần là tính tự động hóa của hệ thống. Việc hạn chế các tác động của hiện tượng nước va xảy ra là hiệu quả.

Tuy nhiên xét về hiệu quả kinh tế trạm bơm biến tần hầu như không được sử dụng trong hệ thống phòng cháy chữa cháy mà chủ yếu sử dụng trong hệ thống điều khiển thang máy, băng tải, máy giặt… Điều này đồng nghĩa với việc khi thiết kế hệ thống chữa cháy Sprinkler bao giờ cũng phải chú ý đến hiện tượng nước va và thiết kế các thiết bị chống va để đảm bảo sự hoạt động an toàn của hệ thống.

- Tăng thời gian khóa van [3]

Khi đóng van chữa cháy tại các họng nước vách tường hoặc trụ nước chữa cháy, để không xảy ra hiện tượng nước va thì thời gian đóng van phải lớn hơn thời gian xảy ra pha va đập (pha nước va)

$$T_{đóng} > T_o = 2.\frac{L}{c} \text{ (s)} \quad (3)$$

trong đó:

$T_{đóng}$: thời gian đóng van;

T_o : thời gian xảy ra pha va đập;

L : chiều dài ống, m;

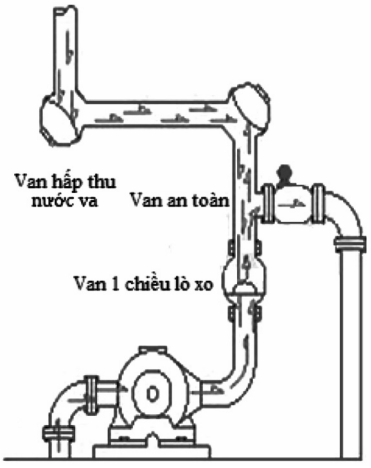
c : vận tốc truyền sóng nước va.

Biện pháp này thường được thực hiện bằng cách sử dụng các van chữa cháy là van điều khiển bằng tay (có số vòng quay của tay van lớn hơn để đóng van hoàn toàn).

Tuy vậy đây chỉ là giải pháp mang tính thủ công.

- Sử dụng cụm van hấp thu nước va

Để hạn chế hiện tượng nước va, có thể sử dụng giải pháp lắp thêm một cụm van hấp thu nước va trên đường ống đẩy . Cụm van hấp thu nước va gồm: van hấp thu nước va, van an toàn xả áp và van một chiều dạng lò xo. Bố trí cụm van hấp thu nước va như Hình 3.



Hình 3. Sơ đồ cụm van hấp thu nước va

Khi máy bơm đột ngột dừng hoạt động, cánh lật của van một chiều lò xo sẽ đóng lại với vận tốc phù hợp. Van hấp thu nước va sẽ hấp thu áp lực sinh ra bởi dòng nước hồi ngược lại. Nếu áp lực này cao hơn mức giới hạn an toàn cho phép, van an toàn sẽ tự động mở ra nhằm xả bớt áp lực đảm bảo an toàn cho hệ thống.

Ưu điểm của giải pháp này là việc lắp đặt cụm van rất đơn giản.

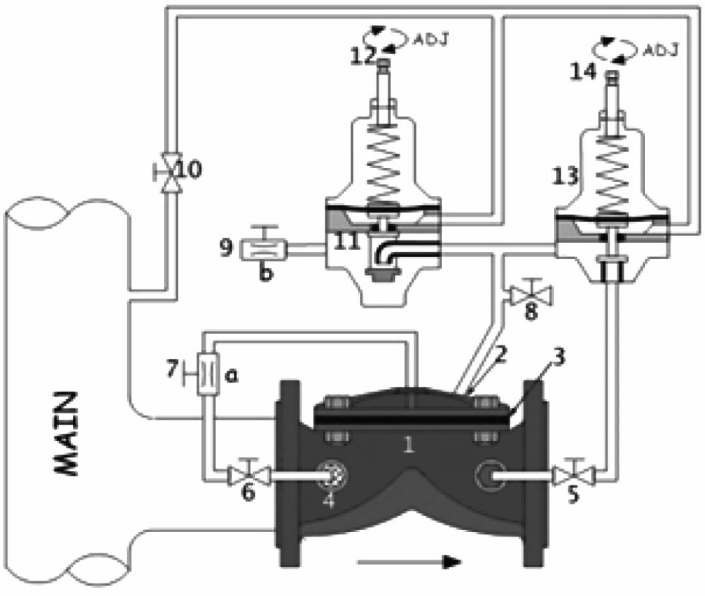
Tuy nhiên, giải pháp này vẫn có một số nhược điểm như: làm tăng mức độ tổn thất cột áp do cấu trúc đường ống; dễ bị hỏng van khi áp lực hồi ngược lại quá lớn so với ngưỡng an toàn của van một chiều; đoạn ống từ van một chiều đến van an toàn xả áp thường bị rung lắc rất mạnh.

Như vậy, thiết bị trên hoạt động hoàn toàn thụ động nên chỉ có tác dụng giảm nhẹ hiện tượng nước va.

- *Sử dụng van chống nước va chuyên dụng*

Van dự tính trước hiện tượng tăng áp đột biến *(Surge pressure anticipating control valve)* gọi tắt là Van chống nước va là giải pháp hiện nay hay được sử dụng để khắc phục hiện tượng nước va. Dòng van này được sử dụng để phòng tránh hiện tượng nước va một cách chủ động bằng cách dự tính trước hiện tượng nước va xảy ra khi máy bơm dừng hoạt động đột ngột.

Van chống nước va là van điều khiển thủy lực hoạt động dựa trên giải áp suất và được điều khiển bằng hai van. Cả hai van điều khiển đều có lò xo chịu tải và màng chắn. Van điều khiển áp suất thấp (bên trái) sẽ mở dần khi áp suất dòng chảy trong đường ống hạ xuống dưới 10m cột nước, van điều khiển áp suất cao (bên phải) sẽ mở ra khi áp suất trong đường ống vượt quá 10m cột nước.



1. Thân van;
2. Nắp van;
3. Màng van;
4. Lọc tự xả;
5. Van 2 chiều;
6. Van 2 chiều;
7. Van kim;
8. Van 2 chiều;
9. Van kim;
10. Van 2 chiều;
11. Pilot 2 chiều P161B;
12. Ốc điều chỉnh áp lực;
13. Pilot 2 chiều P181;
14. Ốc điều chỉnh áp lực.

Hình 4. Sơ đồ nguyên lý van chống nước va RAF [4]

Bình thường, van chống nước va đóng. Cần đảm bảo chắc chắn là tất cả các van khóa khác đều mở hoàn toàn (trừ khóa Vent). Ở trạng thái làm việc bình thường, áp suất trong ống lớn hơn áp suất thấp cài đặt nhưng nhỏ hơn áp suất cao cài đặt. Vì vậy, van số 2 ở cả hai cổng điều khiển đều đóng, không có dòng chảy từ ống chính vào các cổng điều khiển.

Buồng điều khiển van chống nước va được kết nối trực tiếp với đường ống thông qua van kim. Khi áp suất trên ống hạ xuống thấp hơn áp suất cài đặt, lò xo của van điều khiển áp suất thấp (hình trái) sẽ đẩy màng ngăn của van điều khiển đi xuống và mở cổng 2 (Hình 4). Hoàn toàn tương tự đối với cổng bên phải. Buồng van điều khiển chống nước va nối ra ngoài cổng 2 - khóa Vent b của van điều khiển bên trái. Van chống nước va sẽ mở khi sóng nước va bắt đầu xuất hiện. Áp suất trên đường ống giảm xuống sẽ làm đóng van điều khiển bên trái, đồng thời mở van điều khiển bên phải (van điều khiển áp suất cao). Lúc này, khoang điều khiển van mở ra thông qua cổng 2 - 3 của van điều khiển áp suất cao và phần áp suất tăng cao được giải phóng. Sau khi các sóng va giảm xuống và áp suất trong ống đã trở về trạng thái bình thường, cả hai van điều khiển đóng lại.

Van chống nước va chuyên dụng là một giải pháp triệt để nhằm khắc phục ảnh hưởng của hiện tượng nước va xảy ra trên hệ thế cấp nước chữa cháy.

3. KẾT LUẬN

Việc nghiên cứu, lựa chọn biện pháp khắc phục ảnh hưởng của hiện tượng nước va đến các hệ thống cung cấp nước chữa cháy có ý nghĩa thiết thực trong bảo vệ an toàn phòng cháy chữa cháy nói chung và tuổi thọ cho các hệ thống cung cấp nước chữa cháy nói riêng.

Đối với hệ thống chữa cháy Sprinkler thì để khắc phục ảnh hưởng của hiện tượng nước va xảy ra theo quan điểm của tác giả là sử dụng giải pháp van chống nước va chuyên dụng. Ngoài ưu điểm khắc phục triệt để các ảnh hưởng của hiện tượng nước va thì sử dụng van này còn thuận tiện cho quá trình thi công lắp đặt cũng như vận hành, sử dụng hệ thống.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Trịnh Xuân Lai. *Tính toán mạng lưới phân phối nước và phân tích nước va*. NXB Khoa học Kỹ thuật - 2014

[2] TCVN 7336-2003. *Phòng cháy chữa cháy. Hệ thống Sprinkler tự động. Yêu cầu thiết kế và lắp đặt*

[3] Reports of NAS, 2002, vol.102, N2, *Armenian, Markaryan A.Y.The equation of the main characteristic of the rotary pump*

[4] *RAF Diaphragm valve for water works*

SO SÁNH KẾT QUẢ TÍNH TOÁN CẤU KIỆN PHẦN THÂN THEO TCVN 5574:2018 & ACI 318-14 QUA 2 CÔNG TRÌNH THỰC TẾ

COMPARISON RESULTS OF STRUCTURAL CALCULATION ACCORDING TO TCVN 5574:2018 & ACI 318-14 THROUGH 2 ACTUAL WORKS

KS. Ngô Hải Đăng
Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: khacdang59xd9@gmail.com

TÓM TẮT: Bài viết so sánh kết quả tính toán cấu kiện phần thân theo TCVN 5574:2018 và ACI 318-14 qua 2 công trình thực tế. Các cấu kiện được đem ra so sánh khi tính toán là cột, vách, dầm, sàn. Kết quả cho thấy cách tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318-14 thiên về an toàn hơn so với tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 và đưa ra tỷ lệ phạm vi chênh lệch dựa trên 2 công trình đã tính toán. Bài viết cũng đề xuất một số ý kiến nhằm giúp người đọc có thể quy đổi và sử dụng tiêu chuẩn ACI 318-14 theo điều kiện số liệu đầu vào của Việt Nam.

TỪ KHÓA: biểu đồ tương tác, nội lực.

ABSTRACT: *This article deals with the comparison results of structural calculation according to TCVN 5574:2018 & ACI 318-14 through 2 actual works. The components to be compared when calculating are columns, walls, beams, floors. The results show that the calculation method according to the ACI 318-14 standard is more safety-oriented than the TCVN 5574:2018 standard and gives the ratio of the difference range based on the 2 calculated works. The article also proposes some ideas to help readers convert and use the ACI 318-14 standard according to the input data conditions of Vietnam.*

KEYWORDS: *Interaction diagram, internal forces.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay, khi tính toán các công trình nhà cao tầng tại Việt Nam, tiêu chuẩn thường được sử dụng là TCVN 5574:2012 [1] Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép (gần đây có chuyển thành TCVN 5574:2018 [2]). Tiêu chuẩn trên được biên soạn dựa trên hệ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của Nga, cơ bản đồng bộ với hệ thống tiêu chuẩn vật liệu, thi công và nghiệm thu của Việt Nam, được dạy và đào tạo trong các trường đại học nên tương đối dễ sử dụng và phổ biến. Tuy nhiên với nhu cầu phát triển hiện nay, qua trình tính toán và thiết kế nhà cao tầng và siêu cao tầng nảy sinh nhiều vấn đề mới phức tạp hơn như tính toán vách lõi mà tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép của Việt Nam chưa đáp ứng được. Để xử lý các vấn đề này thông thường người thiết kế hay tham khảo các tiêu chuẩn của nước ngoài đặc biệt là tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14 [3], tuy nhiên việc quy chiếu để tính toán áp dụng sao cho đúng và đồng bộ đảm bảo an toàn công trình thì vẫn còn nhiều vấn đề cần được xem xét và thảo luận.

Theo hướng dẫn xây dựng kế hoạch phát triển khoa học năm 2020 của Bộ Xây dựng thì việc xem xét định hướng tiêu chuẩn mới để có thể phù hợp với thực tế xây dựng tại Việt Nam đang

được khẩn trương nghiên cứu đã thể hiện sự cấp thiết cần cải thiện một số vấn đề trong tính toán các cấu kiện phần thân mà tiêu chuẩn Việt Nam còn chưa có hướng dẫn chi tiết và cụ thể. Bài viết này sẽ đề cập đến việc so sánh kết quả tính toán cấu kiện phần thân theo TCVN 5574:2018 và ACI 318-14 qua 2 công trình thực tế đã được thiết kế theo tiêu chuẩn Việt Nam nhằm đánh giá sự khác biệt khi tính toán cấu kiện giữa hai tiêu chuẩn và cũng đề xuất một số ý kiến nhằm giúp người đọc có thể quy đổi và sử dụng tiêu chuẩn ACI 318-14 một cách thuận lợi hơn theo điều kiện số liệu đầu vào của Việt Nam.

2. GIẢI QUYẾT VẤN ĐỀ

2.1. Tính toán tải trọng theo tiêu chuẩn ACI 318-14

2.1.1. Tĩnh tải

Bảng 1. So sánh về tĩnh tải giữa 2 tiêu chuẩn

TCVN 2737:1995	ASCE7-10
Bảng 1, Bảng 2 trong tiêu chuẩn	Chapter 3 trong tiêu chuẩn

Về cơ bản, thành phần tĩnh tải của 2 tiêu chuẩn có phần tương đương, không có sự khác biệt lớn.

2.1.2. Hoạt tải

Bảng 2. So sánh về hoạt tải giữa 2 tiêu chuẩn

TCVN 2737:1995	ASCE7-10
Bảng 3 trong tiêu chuẩn	Mục 4.3 trong tiêu chuẩn
VD: Sàn nhà văn phòng: 2.4 (kN/m^2) Mái bằng không sử dụng: 0.975 (kN/m^2)	2.4(kN/m^2) 0.96 (kN/m^2)

Hoạt tải tính toán của 2 tiêu chuẩn cũng có phần tương đương nhau cho công năng dân dụng.

2.1.3. Tải trọng động đất

Tải trọng động đất ở Việt Nam được tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [4] (tương đương EC8 [5]), ở Mỹ tính toán theo tiêu chuẩn ASCE 7-10 [6]. Cách tính theo tiêu chuẩn Việt Nam và EC8 có phần đơn giản và dễ sử dụng hơn ASCE 7-10. Về sự khác biệt giữa 2 tiêu chuẩn có thể tham khảo theo [7].

2.1.4. Tải trọng gió

Tải trọng gió gồm có 2 thành phần tĩnh và động.

Ở Việt Nam, thành phần tĩnh của tải trọng gió được tính theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995 [8] với vận tốc gió cơ bản được lấy trung bình trong khoảng 3s ở độ cao 10m, chu kỳ lặp 20 năm ở dạng địa hình B với vận tốc gió V_0 và áp lực gió W_0 lấy theo quy chuẩn QCVN 02:2009/BXD [9]. Thành phần động của tải trọng gió tính theo tiêu chuẩn TCXD 229:1999 [10].

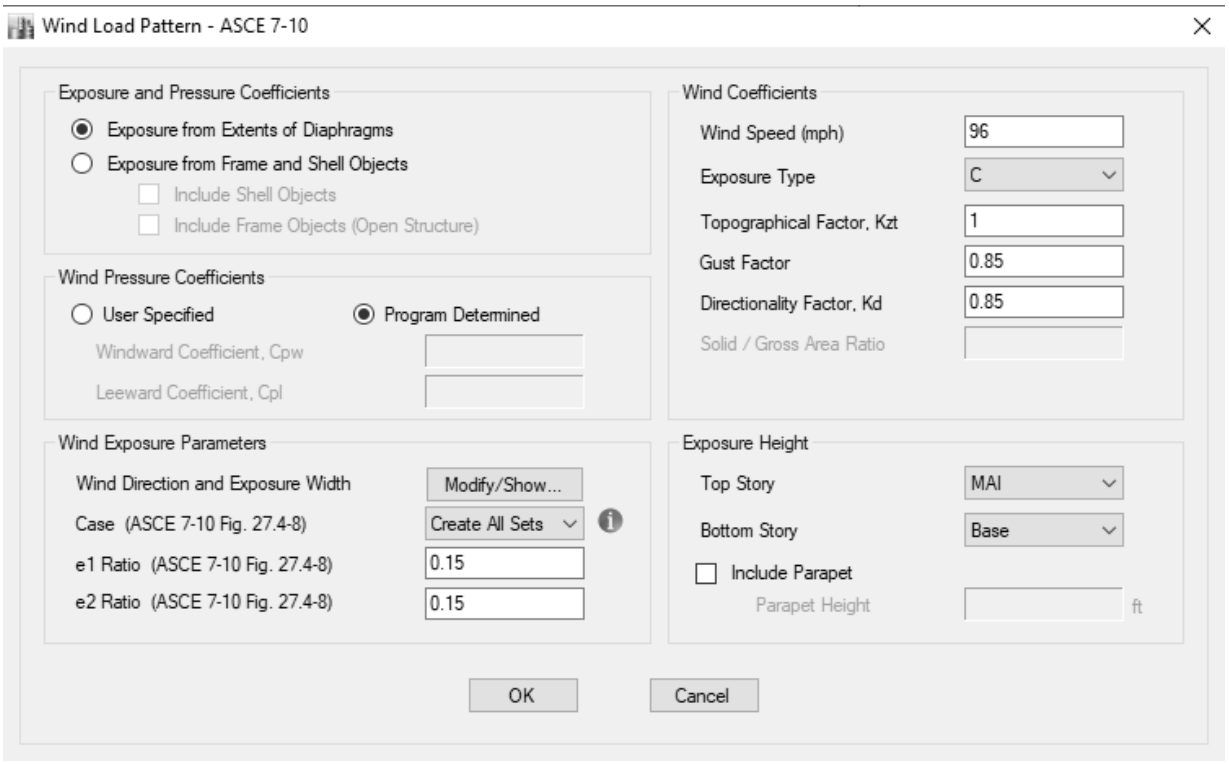
Ở Mỹ, thành phần tĩnh và động của tải trọng gió được tính theo tiêu chuẩn ASCE với vận tốc gió cơ bản được lấy trung bình trong khoảng 3s ở độ cao 10m, chu kỳ lặp 50 năm với dạng địa hình C (tương đương với địa hình B của TCVN).

Bảng 3. So sánh về dạng địa hình giữa TCVN 2737:1995 và ASCE 7-10

Dạng địa hình theo TCVN 2737:1995	A Thoáng H < 1.5m	B 1.5m < H < 10m	C 25m < H
Dạng địa hình theo ASCE 7-10	D Thoáng, mở, bờ biển	C Nông thôn Thoáng H < 9.1m	B Thành thị

Có 2 cách tính tải trọng gió như sau:

Cách 1: Nhập tự động trong Etabs



Hình 1. Nhập tải trọng gió tự động trong phần mềm phân tích kết cấu ETABS

- Wind Speed (mph) (Vận tốc gió) được tính như sau:

Do số liệu đầu vào của Việt Nam dựa trên vận tốc gió 3s, chu kỳ lặp 20 năm nên khi chuyển đổi sang tiêu chuẩn Mỹ trước tiên phải chuyển sang chu kỳ lặp 50 năm sử dụng hệ số 1.2 đối với áp lực gió hoặc $\sqrt{1.2}$ đối với vận tốc gió [2]. (Ví dụ áp lực gió tiêu chuẩn theo tiêu chuẩn Việt Nam là $W_0 = 0.95\text{kN/m}^2$ chuyển sang tiêu chuẩn Mỹ là $W_0 = 1.14\text{kN/m}^2 \rightarrow$ vận tốc gió $V_0 = \sqrt{114/0.0613} = 43.1\text{m/s} = 96\,\text{mph}$)

- Exposure Type (Dạng địa hình)

• Topographical Factor, K_{zt} (Hệ số kể đến sự ảnh hưởng của địa hình)

được lấy theo bảng 26.8-1 ASCE 7-10 (nếu công trình không ở vách núi, đỉnh đồi, bờ dốc thì không cần tính toán K_{zt} và lấy bằng 1)

• Gust Factor (Hệ số hiệu ứng gió giật xét đến ảnh hưởng độ rối của gió)

Hệ số ảnh hưởng của gió giật cho công trình dạng cứng và các kết cấu khác được phép lấy bằng 0.85

• Direction Factor, K_d (Hệ số kể đến sự thay đổi của hướng gió)

được lấy theo bảng 26.6-1 ASCE 7-10 (công trình có dạng kết cấu là hệ kết cấu chính chịu tải trọng gió thì $K_d = 0.85$)

Khi đó tổ hợp tải trọng sẽ như sau:

Bảng 4. Tổ hợp tải trọng theo ASCE 7-10

STT	Tổ hợp tải trọng	Tải trọng nổi trội khi tổ hợp
1	U = 1.4D	D
2	U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r hoặc S hoặc R)	L
3	U = 1.2D + 1.6(L_r hoặc S hoặc R) + (L hoặc 0.5W)	L_r
4	U = 1.0D + 1.0W + L + 0.5(L_r hoặc S hoặc R)	W
5	U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S	E
6	U = 0.9D + 1.0W	W
7	U = 0.9D + 1.0E	E
Chú thích: U: Tổ hợp tải trọng; D: Tĩnh tải; L: Hoạt tải; L_r: Hoạt tải mái; W: Tải trọng gió; S: Tải trọng do tuyết; R: Tải trọng do mưa; E: Tải trọng động đất.		

Cách 2: Tính toán tải trọng gió theo tiêu chuẩn Việt Nam. Sau đó nhân với hệ số chuyển đổi vận tốc gió trong hệ số tổ hợp [3]. Khi đó tổ hợp tải trọng sẽ như sau:

Bảng 5. Tổ hợp tải trọng theo ASCE 7-10 với hệ số tổ hợp đã được quy đổi tương ứng theo TCVN 2737:1995

STT	Tổ hợp tải trọng	Tải trọng nổi trội khi tổ hợp
1	U = 1.4D	D
2	U = 1.2D + 1.6L	L
3	U = 1.2D + 1.6(L + L_r) + 0.82W	L_r
4	U = 1.2D + 1.64W + 1.0L	W
5	U = 1.0D + 1.0E + 0.3L	E
6	U = 0.9D + 1.64W	W
7	U = 0.9D + 1.0E	E

2.2. Vật liệu

2.2.1. Bê tông

Các thông số tính toán của bê tông theo ACI được quy đổi từ cấp độ bền chịu nén của Việt Nam theo [11] như sau:

Bảng 6. Cường độ chịu nén danh định f'c của bê tông theo ACI 318-14

Đơn vị tính bằng megapascan

Cấp độ bền chịu nén bê tông theo TCVN 5574:2018	Cường độ chịu nén danh định của bê tông f'_c theo ACI 318-14	Cấp độ bền chịu nén bê tông theo TCVN 5574:2018	Cường độ chịu nén danh định của bê tông f'_c theo ACI 318-14
B25	20	B40	33
B30	25	B45	35
B35	29	B50	40

2.2.2. Cốt thép

Các thông số tính toán của cốt thép theo ACI được quy đổi từ các loại thép của Việt Nam theo [11] như sau:

Bảng 7. Giới hạn chảy của cốt thép thanh vằn

Giới hạn chảy dùng để so sánh, MPa	Ký hiệu thép	Nước sản xuất (tiêu chuẩn sản phẩm)	Giới hạn chảy f_{ya}, MPa	Giới hạn bền kéo f_{uta}, MPa
300	CB300-V	Việt Nam (TCVN 1651-2:2008)	300	360
400	CB400-V		400	480
500	CB500-V		500	600

Theo TCVN 5574:2018, đặc trưng độ bền cơ bản của cốt thép là giá trị tiêu chuẩn của cường độ chịu kéo $R_{s,n}$, lấy bằng giới hạn chảy thực tế (hoặc quy ước) của cốt thép. Giá trị tính toán của cường độ chịu kéo của cốt thép $R_s = R_{s,n}/\gamma_s$ với γ_s là hệ số độ tin cậy của cốt thép lấy bằng 1,15 đối với trạng thái thứ nhất và bằng 1,0 đối với các trạng thái thứ hai. Ngược lại, ACI 318-14 lại sử dụng hệ số giảm cường độ ϕ (strength reduction factor) cho khả năng chịu lực danh nghĩa của cấu kiện. Các hệ số này dao động trong khoảng 0,65 đến 0,9 tùy vào từng trường hợp cụ thể theo chương 21 ACI 318-14.

2.3. Mô hình công trình

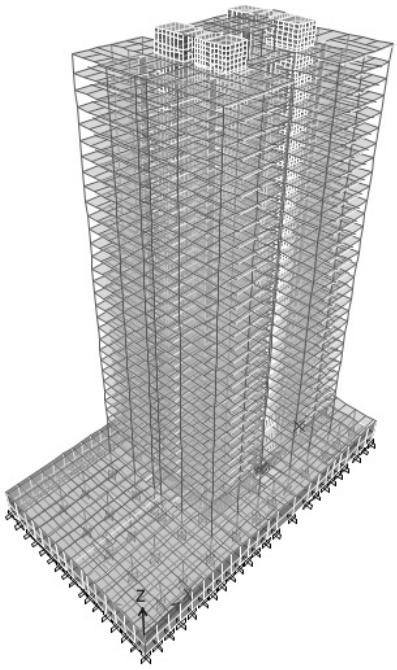
Mô hình tính toán công trình sử dụng phần mềm Etabs, sau đó tính toán cột vách bằng phần mềm Prokon, tính toán dầm sàn sử dụng tiêu chuẩn ACI318-14 bằng các bảng tính excel chuyên dụng.

3. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Để đánh giá sự khác biệt của 2 tiêu chuẩn trong tính toán thực tế, phần ví dụ tính toán sẽ tiến hành so sánh về tổ hợp tải trọng và kết quả nội lực tính toán theo hai tiêu chuẩn, so sánh về khả năng chịu lực cực hạn theo hai tiêu chuẩn và đánh giá theo nội lực tính toán tương ứng. Đối tượng áp dụng là 2 công trình đã tính toán đảm bảo khả năng chịu lực theo tiêu chuẩn Việt Nam và được kiểm tra lại khả năng chịu lực theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14. Khi tính toán theo ACI 318 cho cấu kiện dầm chịu uốn thì hệ số suy giảm cường độ vật liệu là 0,9, khi tính cột vách thì hệ số suy giảm cường độ vật liệu là 0,65.

3.1. Công trình 1: Hải Đăng City

Địa điểm xây dựng: ô đất NO-CT1 phường Mỹ Đình 2 quận Nam Từ Liêm và phường Mai Dịch quận Cầu Giấy TP.Hà Nội.



Bảng 8. So sánh về tổ hợp tải trọng giữa 2 tiêu chuẩn TCVN 2737:1995 và ASCE7-10

STT	Tổ hợp tải trọng theo ASCE7-10	Tổ hợp tải trọng theo TCVN 2737:1995
1	U = 1.4D	
2	U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r hoặc S hoặc R)	U = 1.1D + 1.2L
3	U = 1.2D + 1.6(L_r hoặc S hoặc R) + (L hoặc 0.5W)	
4	U = 1.0D + 1.0W + L + 0.5(L_r hoặc S hoặc R)	U = 1.1D + 0.9(1.2L + 1.37W)
5	U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S	U = 1.1D + 0.3*1.2L + E
6	U = 0.9D + 1.0W	
7	U = 0.9D + 1.0E	

Bảng 9. Ví dụ so sánh nội lực vách khi tổ hợp theo 2 tiêu chuẩn

STT	Tải trọng tham gia vào tổ hợp	Location	M3 (tonf-m) khi THTT theo TCVN	M3 (tonf-m) khi THTT theo ASCE
2	D , L	Top	29.1656	34.8328
2	D , L	Bottom	–17.0586	–20.2782
4	D , L , W	Top	48.3283	52.9718
4	D , L , W	Bottom	–24.0984	–27.1475
5	D , L , E	Top	34.0212	34.1733
5	D , L , E	Bottom	6.7011	6.6086

Từ đó dễ dàng nhận thấy nội lực khi tổ hợp theo ASCE7-10 lớn hơn so với TCVN 2737:1995, tỷ lệ nội lực giữa 2 tiểu chuẩn chênh lệch khoảng 1,15 - 1,22 lần.

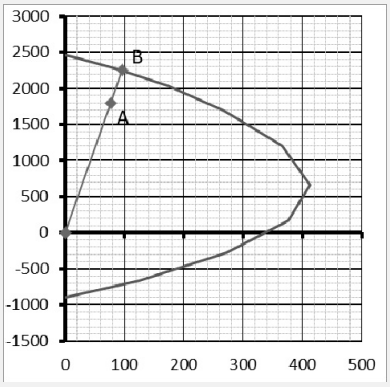
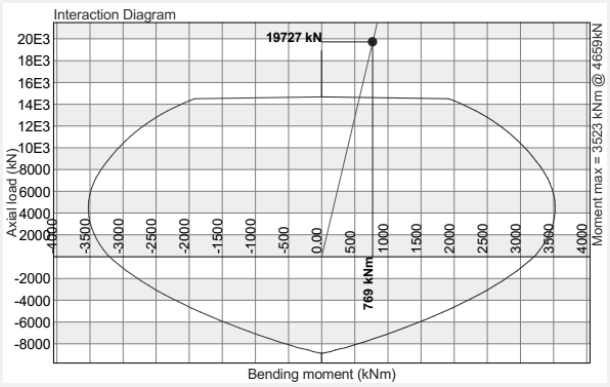
Bảng 10. Ví dụ so sánh nội lực vách khi tính gió theo 2 cách nêu trên

THTT	Tải trọng nổi trội khi tổ hợp	Location	M3 (tonf-m) khi tính gió theo cách 1	M3 (tonf-m) khi tính gió theo cách 2
TH3	L	Top	35.4404	35.5546
TH3	L	Bottom	–10.3944	–11.2797
TH4	W	Top	29.8279	30.1014
TH4	W	Bottom	2.9326	1.7231
TH6	W	Top	12.468	12.1946
TH6	W	Bottom	–28.0931	–26.8836

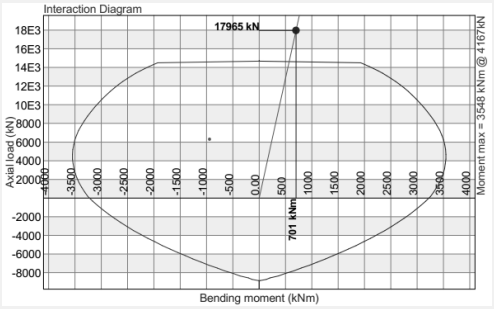
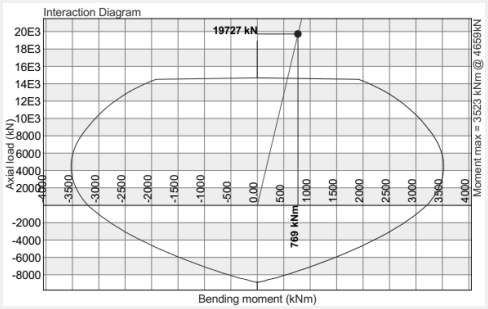
Từ đó dễ dàng nhận thấy sự chênh lệch nội lực khi tính gió theo 1 trong 2 cách là không đáng kể. Vì vậy, để đơn giản trong việc tính toán thì nên sử dụng cách 2 để tính gió.

3.1.1. So sánh tính toán cột giữa 2 tiêu chuẩn

Bảng 11. Biểu đồ tương tác khả năng chịu lực cột khi tính toán theo 2 tiêu chuẩn

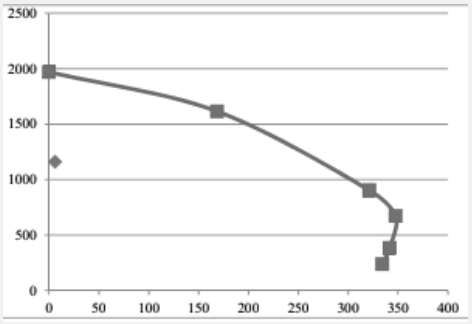
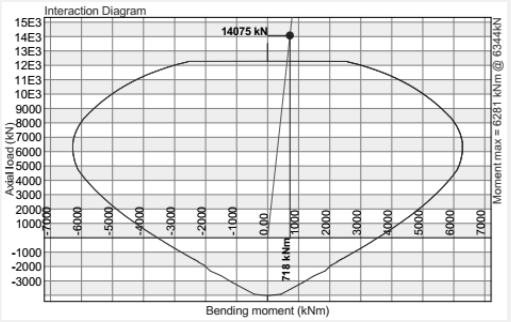
TCVN 5574:2018	**ACI318-14**
	
Nội lực nguy hiểm nhất được thể hiện ở điểm A trên biểu đồ. Điểm B thể hiện nội lực tối đa mà cột đó chịu được. Hệ số an toàn được đánh giá qua tỷ số giữa OA và OB: n = OB/OA = 1.25 > 1	Lực dọc tối đa mà cột đó chịu được 1420T. Trong khi đó lực dọc tính toán của cột đó là 1973T (đã kể đến hệ số giảm cường độ). Hệ số an toàn n = 0.72 < 1. Vậy cột đó không đảm bảo khả năng chịu lực.

Bảng 12. Biểu đồ tương tác khả năng chịu lực cột khi sử dụng tiêu chuẩn ACI318-14 để tính toán với nội lực được tổ hợp theo TCVN 2737:1995 và theo ASCE7-10

TCVN 2737:1995	ASCE7-10
	
Từ 2 biểu đồ trên ta thấy khi cùng tính toán theo tiêu chuẩn ACI với kết quả nội lực tính theo TCVN thì cột đó vẫn không đảm bảo khả năng chịu lực. Tỷ lệ vượt là 1.1 lần.	

3.1.2. So sánh tính toán vách giữa 2 tiêu chuẩn

Bảng 13. Biểu đồ tương tác khả năng chịu lực vách khi tính toán theo 2 tiêu chuẩn

TCVN 5574:2018	ACI318-14
	
Lực dọc tối đa mà vách chịu được 2000T. Trong khi đó lực dọc nguy hiểm nhất là 1160T.	Lực dọc tối đa mà vách đó chịu được 1225T. Trong khi đó lực dọc nguy hiểm nhất là 1407,5T (đã kể đến hệ số giảm cường độ). Hệ số an toàn n = 0.87 < 1. Vậy vách đó không đảm bảo khả năng chịu lực.

3.1.3. So sánh tính toán dầm sàn thường giữa 2 tiêu chuẩn

Bảng 14. So sánh khả năng chịu lực của dầm theo TCVN 5574:2018 và ACI 318-14

	Story	Tên dầm	Vị trí	Comb	b (cm)	h (cm)	a (cm)	M (T.m)	M_{gh} (T.m)	M/M_{gh} (%)	Nhận xét
TCVN	T3	D3-10A	Gối	BAO Min	30	70	4	–29.1	47.3	62%	THTT theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 314-14 cho giá trị mômen lớn hơn TCVN
	T3	D3-10A	Nhịp	BAO Max	30	70	4	21.1	47.3	45%	
ACI	T3	D3-10A	Gối	ENV Min	30	70	4	–37.9	41	92%	
	T3	D3-10A	Nhịp	ENV Max	30	70	4	26.8	41	65%	

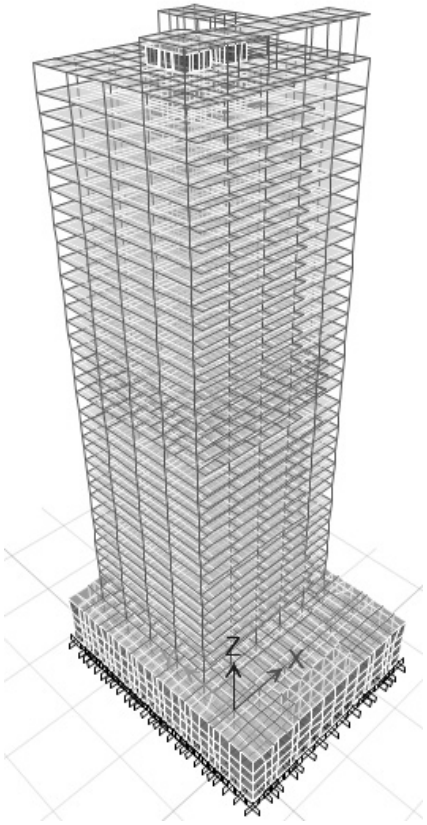
Đối với cấu kiện tiết diện chữ nhật chịu uốn đã được bố trí cốt thép thì M_{gh} được tính theo công thức (34) đối với TCVN 5574:2018. Còn đối với ACI 318-14 thì M_{gh} được tính theo công thức tại mục 9.5.4.5.

Bảng 15. So sánh khả năng chịu lực của sàn theo TCVN 5574:2018 và ACI 318-14

	Story	Strip	Vị trí	Comb	b (cm)	h (cm)	a (cm)	M (T.m)	M_{gh} (T.m)	M/M_{gh} (%)	Nhận xét
TCVN	T3	A	Lớp trên	Comb1	200	13	2	–2.35	2.36	100%	THTT theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 314-14 cho giá trị momen lớn hơn TCVN
			Lớp dưới	Comb1	200	13	2	2.17	2.36	92%	
ACI	T3	A	Lớp trên	THTT2	200	13	2	–2.68	2.17	124%	
			Lớp dưới	THTT2	200	13	2	2.44	2.17	112%	
TCVN	T3	B	Lớp trên	Comb1	200	13	2	–3.42	4.63	74%	
			Lớp dưới	Comb1	200	13	2	1.39	3.26	43%	
ACI	T3	B	Lớp trên	THTT2	200	13	2	–3.97	4.28	93%	
			Lớp dưới	THTT2	200	13	2	1.58	3.01	52%	

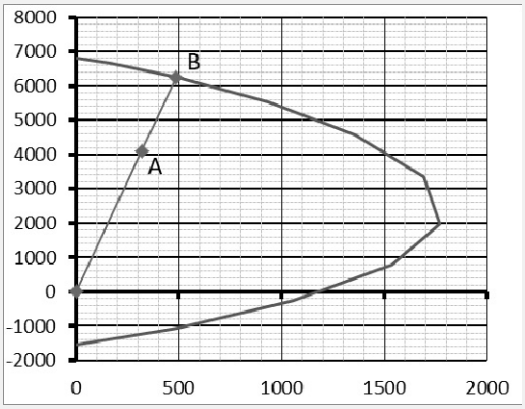
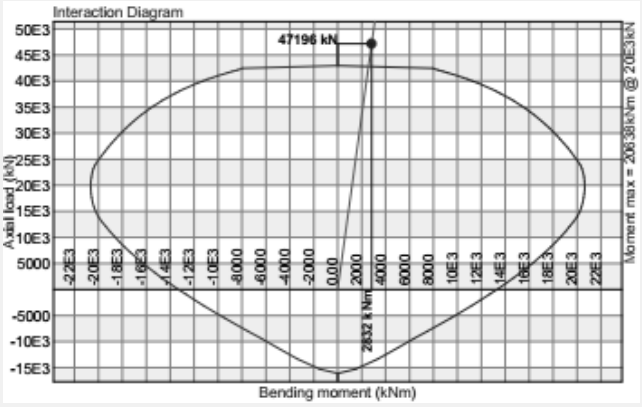
3.2. Công trình 2: Trụ sở làm việc, trung tâm thương mại và văn phòng cho thuê

Địa điểm xây dựng: ô đất 1-E9 khu vực trụ sở các Tổng công ty, khu đô thị mới Cầu Giấy, quận Cầu Giấy, TP.Hà Nội.



3.2.1. So sánh tính toán cột giữa 2 tiêu chuẩn

Bảng 16. Biểu đồ tương tác khả năng chịu lực cột khi tính toán theo 2 tiêu chuẩn

TCVN 5574:2018	ACI318-14
	
Nội lực nguy hiểm nhất được thể hiện ở điểm A trên biểu đồ. Điểm B thể hiện nội lực tối đa mà cột đó chịu được. Hệ số an toàn được đánh giá qua tỷ số giữa OA và OB: n = OB/OA = 1.53 > 1	Lực dọc tối đa mà cột đó chịu được 4300T. Trong khi đó lực dọc tính toán của cột đó là 4719.6T (đã kể đến hệ số giảm cường độ). Hệ số an toàn n = 0.91 < 1. Vậy cột đó không đảm bảo khả năng chịu lực.

3.2.2. So sánh tính toán dầm thường giữa 2 tiêu chuẩn

Bảng 17. So sánh khả năng chịu lực của dầm theo TCVN 5574:2018 và ACI 318-14

	Story	Tên dầm	Vị trí	Comb	b (cm)	h (cm)	a (cm)	M (T.m)	M_{gh} (T.m)	So sánh (%)	Nhận xét
TCVN	B3	DH3-D01	Gối	BAO Min	100	50	4	–10.86	31.43	35%	THTT theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 314-14 cho giá trị momen lớn hơn TCVN
	B3	DH3-D01	Nhịp	BAO Max	100	50	4	14.08	31.43	45%	
ACI	B3	DH3-D01	Gối	ENV Min	100	50	4	–14.29	29.85	48%	
	B3	DH3-D01	Nhịp	ENV Max	100	50	4	17.84	29.85	60%	

4. KẾT LUẬN

Căn cứ tính toán 2 công trình thực tế nêu trên, ta có thể đưa ra một số nhận xét như sau:

- Về tải trọng đầu vào, khi tính toán theo tiêu chuẩn Mỹ, với tĩnh tải và hoạt tải ta có thể lấy theo tiêu chuẩn Việt Nam, với tải trọng gió ta có thể sử dụng một trong hai cách nêu trong mục 2.1.4, với tải trọng động đất ta có thể tham khảo [4], [5], [7].

- Về cường độ tính toán của vật liệu, TCVN 5574:2018 áp dụng hệ số độ tin cậy cho cường độ tiêu chuẩn của vật liệu, ACI 318-14 áp dụng hệ số suy giảm cường độ cho khả năng chịu lực danh nghĩa của tiết diện.

- Về tổ hợp tải trọng, ASCE 7-10 cho giá trị nội lực lớn hơn so với TCVN 2737:1995, cụ thể tỷ lệ nội lực giữa 2 tiểu chuẩn chênh lệch khoảng 1,15- 1,22 lần.

- Về khả năng chịu lực giới hạn của cột vách, cách tính theo ACI 318-14 cho giá trị lực dọc giới hạn nhỏ hơn so với TCVN 5574:2018, tỷ lệ chênh lệch khoảng 1,44 đến 1,58 lần. Về khả năng chịu lực giới hạn của dầm sàn thường, cách tính theo ACI 318-14 cho giá trị mômen giới hạn nhỏ hơn so với TCVN 5574:2018, tỷ lệ chênh lệch khoảng 1,05 đến 1,15 lần. Qua đó, tính toán theo ACI 318-14 thiên về an toàn hơn so với khi tính theo TCVN 5574:2018.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 5574:2012. *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*

[2] TCVN 5574:2018. *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*

[3] ACI 318-14. *Building Code Requirements for Structural Concrete*

[4] TCVN 9386:2012. *Thiết kế công trình chịu động đất*

[5] Eurocode 8 (EC8). *Design of Structures for Earthquake Resistance*

[6] ASCE 7-10. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*

[7] ThS. Nguyễn Hồng Hải, TS. Nguyễn Hồng Hà, ThS. Vũ Xuân Thương. *Phổ phản ứng chuyển vị trong phân tích nhà cao tầng chịu động đất ở Việt Nam bằng phương pháp tĩnh phi tuyến*, Tạp chí KHCN Xây dựng - số 4/2014

[8] TCVN 2737:1995. *Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế*

[9] QCVN 02:2009/BXD. *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng*

[10] TCXD 229:1999. *Chỉ dẫn tính toán thành phần động của tải trọng gió theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995*

[11] *Dự thảo bu lông neo trong bê tông - Yêu cầu kỹ thuật và hướng dẫn thiết kế*

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA MẶT BẰNG KẾT CẤU ĐẾN HIỆU QUẢ CỦA SÀN BÊ TÔNG CỐT THÉP ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG SAU TRONG NHÀ CAO TẦNG

RESEARCH ON EFFECTS OF STRUCTURAL PLAN TO EFFECTIVENESS OF POST-TENSIONED CONCRETE FLOORS IN HIGH-RISE BUILDINGS

ThS. Trương Nguyễn Việt Khoa
Viện Khoa học công nghệ xây dựng

TÓM TẮT: Hiện nay sàn bê tông cốt thép (BTCT) ứng lực trước (ULT) căng sau được sử dụng phổ biến và rộng rãi trong các công trình nhà cao tầng. Việc lựa chọn mặt bằng kết cấu (MBKC) phù hợp với quy mô tải trọng, yêu cầu kiến trúc là trước tiên, rất quan trọng trong công tác thiết kế nói chung cũng như thiết kế sàn BTCT ULT nói riêng. Bài báo này trình bày phương pháp và ví dụ tính toán nhằm khảo sát ảnh hưởng của việc lựa chọn MBKC đến hiệu quả sàn BTCT ULT theo tiêu chuẩn đang sử dụng chủ yếu tại Việt Nam là EC2 [1] và sổ tay thiết kế sàn BTCT ULT là TR 43 [2].

TỪ KHÓA: Mặt bằng kết cấu, hiệu quả, sàn dự ứng lực căng sau.

ABSTRACT: *Currently, post-tensioned concrete floors are commonly and widely used in high-rise buildings. The selection of a structural plan suitable for the load and architectural requirements is first, very important in the design work in general as well as the design of the post-tensioned concrete floor in particular. This paper presents the method and example of calculating and surveying the influence of the choice of structural plan on the efficiency of the post-tensioned concrete floor according to the standard mainly used in Vietnam, EC2 [1] and the design manual of post-tensioned concrete floors is TR 43 [2].*

KEYWORDS: *Structural plan, effective, post-tensioned concrete slab.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay sàn BTCT ULT căng sau được sử dụng phổ biến trong các công trình nhà cao tầng. Sàn BTCT ULT cho phép vượt nhịp lớn, bề rộng vết nứt nhỏ, chiều dày sàn mỏng, dễ dàng đáp ứng các yêu cầu về không gian của kiến trúc.

Trong việc bố trí MBKC, cụ thể hơn, là sự lựa chọn cách bố trí cột vách và các nhịp cho sàn ULT, hai trong số ba khuyến cáo cần cân nhắc để giúp thiết kế tối ưu, đã được nêu trong sổ tay thiết kế TR43 [2] là:

+ Giảm chiều dài nhịp biên, hoặc nếu kiến trúc cho phép, lùi hàng cột ở chu vi vào trong để tạo ra phần bản con sơn, dẫn tới mômen ở nhịp biên giảm, và tương đương với mômen nhịp giữa.

+ Nếu cần thiết, có thể giảm độ cứng của cột và vách, theo phương gây ứng suất trước để cực tiểu hóa sự mất mát ứng suất và sự xuất hiện các vết nứt do sự co ngắn sàn bị cản trở. Sàn căng sau phải được phép co ngắn thì ứng suất trước mới tác dụng được lên sàn, và mới có hiệu quả. Sàn thường được gối lên các cột và vách, các gối tựa này cản trở sự co ngắn của sàn.

Bài báo này trình bày phương pháp và ví dụ tính toán, khảo sát ảnh hưởng của việc lựa chọn MBKC đến hiệu quả sàn BTCT ULT theo tiêu chuẩn đang sử dụng chủ yếu tại Việt Nam là EC2 [1] và sổ tay thiết kế TR 43 [2] nhằm làm sáng tỏ các khuyến cáo bằng số, giúp các kỹ sư thiết kế BTCT ULT hợp lý và kinh tế hơn.

2. CÁC BƯỚC THIẾT KẾ SÀN BTCT ULT CĂNG SAU VÀ NHỮNG THÔNG SỐ CHUNG CHO CÁC VÍ DỤ

2.1. Các bước thiết kế sàn ULT [3]

- Bước 1. Lựa chọn hình dạng, kích thước của các cấu kiện và hệ thống kết cấu

+ Nhịp tối ưu

+ Tối ưu chiều dày sàn, mũ cột, dải sàn, dầm

+ Lựa chọn tải trọng thiết kế, chia support line, các dải thiết kế

- Bước 2. Lựa chọn vật liệu

+ Bê tông

+ Cốt thép thường

+ Lựa chọn hệ thống dự ứng lực và các thông số thiết kế của nó

- Bước 3. Lựa chọn tải

+ Tải trọng bản thân

+ Tĩnh tải chất thêm

+ Hoạt tải

+ Tải trọng ngang

- Bước 4. Thông số thiết kế

+ Tiêu chuẩn thiết kế

+ Lựa chọn ứng suất cho phép, chiều rộng vết nứt nếu áp dụng

+ Tiêu chí độ võng (Võng tức thời/dài hạn)

+ Khả năng chống cháy để xác định chiều dày bảo vệ cốt thép

- Bước 5. Lựa chọn thông số thiết kế dự ứng lực

+ Lựa chọn cấu hình cáp và các thông số khác như lực nén trước

- Bước 6. Lựa chọn quy trình phân tích, mô hình cấu trúc và thiết kế

+ Phương pháp khung đơn giản hoặc khung tương đương, khả năng tối ưu hoá

+ Phần tử hữu hạn (phần mềm Adapt-Floor pro)

- Bước 7. Khai thác các giá trị thiết kế và kiểm tra đối với trạng thái sử dụng (Service)

+ Tổ hợp tải trọng

+ Kiểm tra ứng suất

+ Kiểm soát bề rộng vết nứt

+ Kiểm tra độ võng

• Bước 8. Tiêu chuẩn kiểm tra cho cường độ, trạng thái cực hạn (ULS)

+ Tổ hợp tải trọng

+ Hiệu ứng siêu tĩnh

+ Tính toán mômen thiết kế

+ Thiết kế cường độ cho uốn

+ Kiểm tra khả năng chống chọc thủng, chịu cắt của sàn

• Bước 9. Kiểm tra điều kiện ban đầu (Initial)

+ Tổ hợp tải trọng

+ Kiểm tra ứng suất và bổ sung cốt thép nếu cần thiết

• Bước 10. Chi tiết kết cấu

+ Chi tiết cốt thép thường

+ Chi tiết cáp dự ứng lực

2.2. Những thông số chung cho các ví dụ

Thiết kế sàn BTCT ULT có bám dính của một sàn trung tâm thương mại bằng phần mềm ADAPT FLOOR PRO, với các thông số sau:

• Tải trọng: Tĩnh tải: 1.5 kN/m^2. Hoạt tải: 4 kN/m^2. Chỉ xét đến tải trọng đứng, các tải trọng khác không xét đến.

• Vật liệu: Bê tông B35, cốt thép CB400-V, cáp ULT đường kính dảnh 15,24 mm, diện tích dảnh: 140mm^2, mô đun đàn hồi: 195000 MPa, cường độ kéo đứt (fpu): 1860 MPa. Hao hụt ứng suất dài hạn: 150 MPa. Hệ số ma sát góc: 0,19. Hệ số ma sát lắc: 0,005 rad/m. Ứng suất căng kéo: 0,8fpu = 1488 MPa. Tụt nêm: 6 mm.

• Tổ hợp tải trọng

+ Giai đoạn thi công (INITIAL): 1,0.SW + 1,15.PT

Ứng suất nén giới hạn: $\sigma_c^c \le 0,6f_{ck,i}$

Ứng suất kéo giới hạn: $\sigma_c^t \le 0,25\sqrt{f_{ck,i}}$

+ Giai đoạn sử dụng (SLS)

Kiểm tra ứng suất nén: 1,0SW + 1,0DL + ψ_1LL + 1,0PT, với $\sigma_c^c \le 0,6f_{ck}$

1,0SW + 1,0DL + ψ_2LL + 1,0PT, với $\sigma_c^c \le 0,45f_{ck}$

Kiểm tra bề rộng vết nứt: 1,0SW + 1,0DL + ψ_2LL + 1,0PT

Kiểm tra độ võng của sàn: (1,0SW + 1,0DL + ψ_2LL + 1,0PT)*3

Với công trình trung tâm thương mại, các hệ số $\psi_1 = 0.7$; $\psi_2 = 0.6$ [4]

+ Trạng thái cực hạn (ULS): 1,35SW + 1,35DL + 1,5LL + 1,0HP

• Các tính toán theo trạng thái giới hạn cường độ tuân theo các giả thiết nêu trong tiêu chuẩn EC2. Thép thường được tính toán tự động bằng phần mềm ADAPT FLOOR PRO, cáp dự ứng tham gia tạo ra sức kháng cho các tiết diện, hiệu ứng thứ cấp do ứng lực trước gây ra tác động lên sàn. Sau khi đã lựa chọn tiết diện cấu kiện phù hợp, phần sức kháng còn thiếu sẽ được bổ sung bằng cốt thép thường.

3. VÍ DỤ KHẢO SÁT ẢNH HƯỞNG CỦA MBKC ĐẾN HIỆU QUẢ SÀN ULT

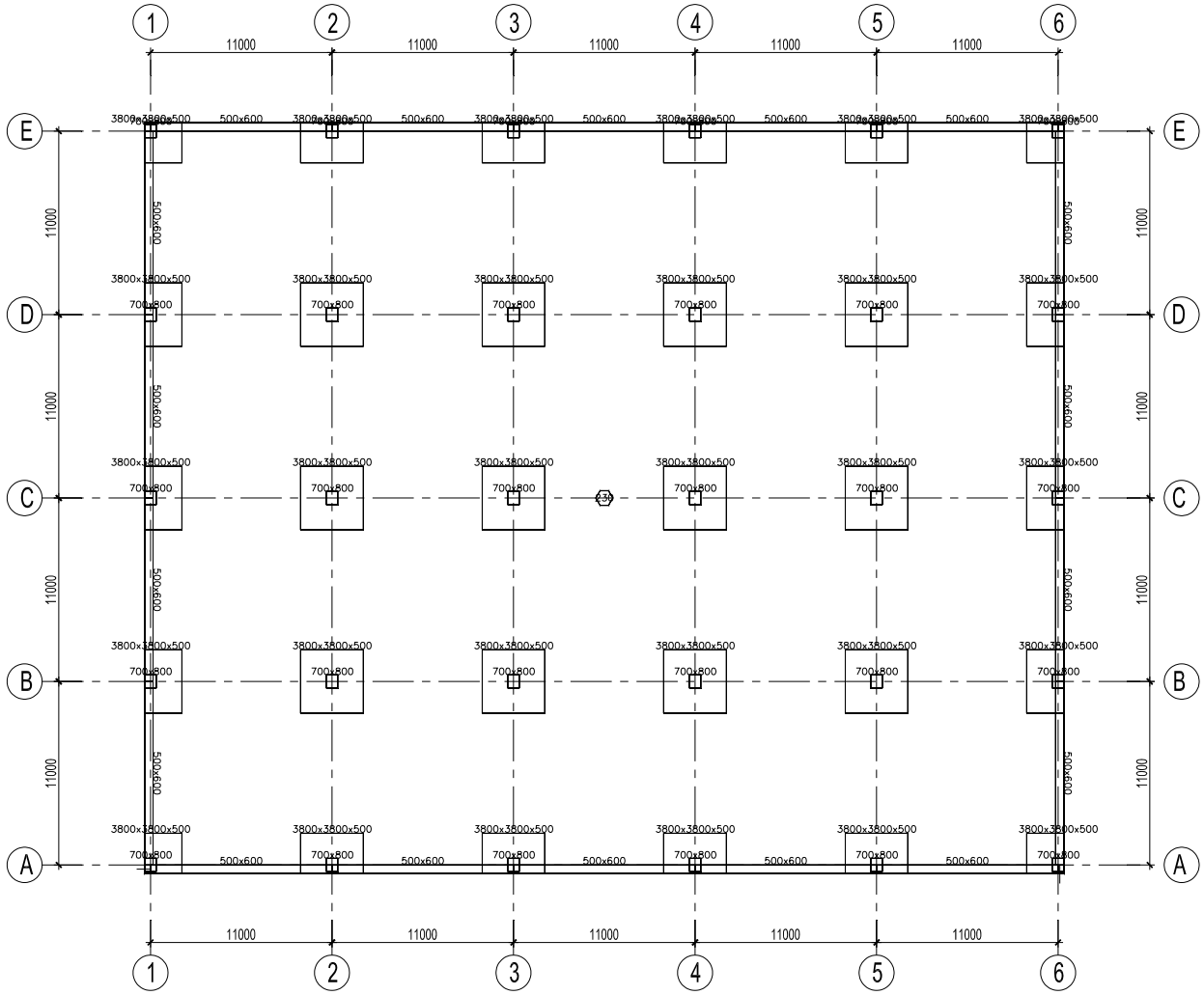
3.1. Ví dụ 1: Ảnh hưởng của nhịp biên đến hiệu quả sàn ULT

3.1.1. Các dạng MBKC

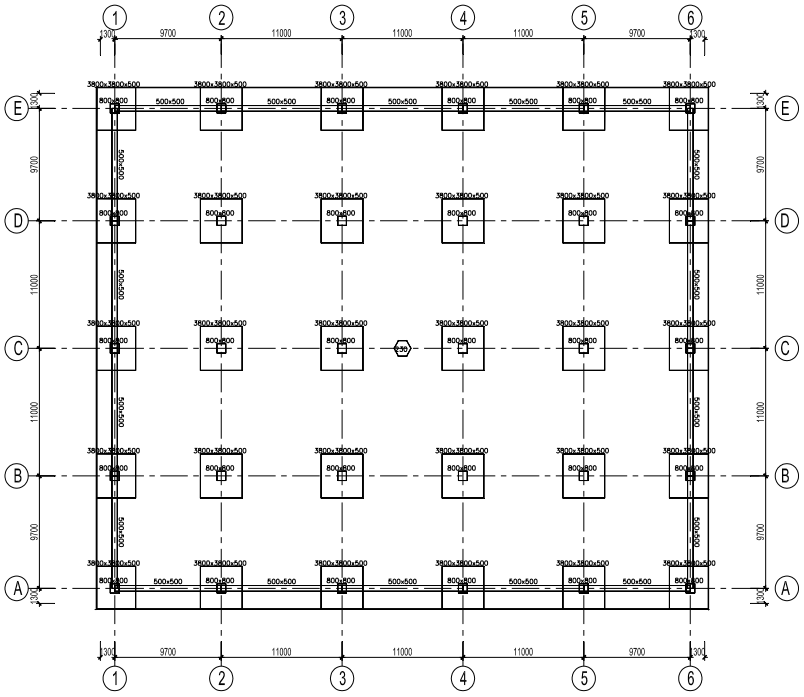
- Phương án 1 (P.A1): Sàn phẳng, có mũ cột nhịp 11×11m, L = 11 m (Hình 1)

- Phương án 2 (P.A2): Từ phương án 1, dịch chuyển hàng cột trục 1, 6, A, E vào phía trong sàn một khoảng 1.3 m để giảm chiều dài nhịp biên, tạo bản con sơn ngắn (Hình 2)

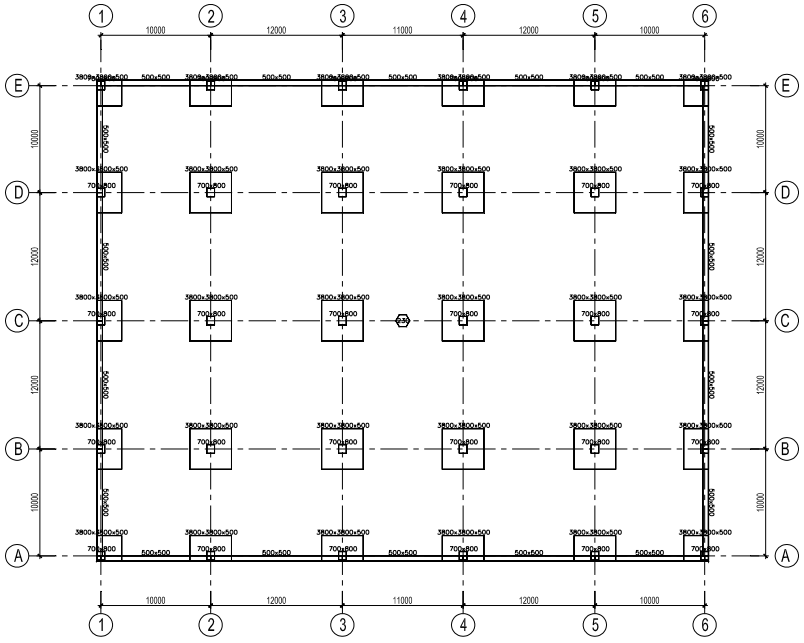
- Phương án 3 (P.A3): Từ phương án 1, dịch chuyển hàng cột 2, 5, B, D ra phía ngoài sàn một khoảng 1.0 (m) để giảm chiều dài nhịp biên, tăng chiều dài nhịp giữa (Hình 3)



Hình 1. Mặt bằng Kết cấu P.A1



Hình 2. Mặt bằng Kết cấu P.A2

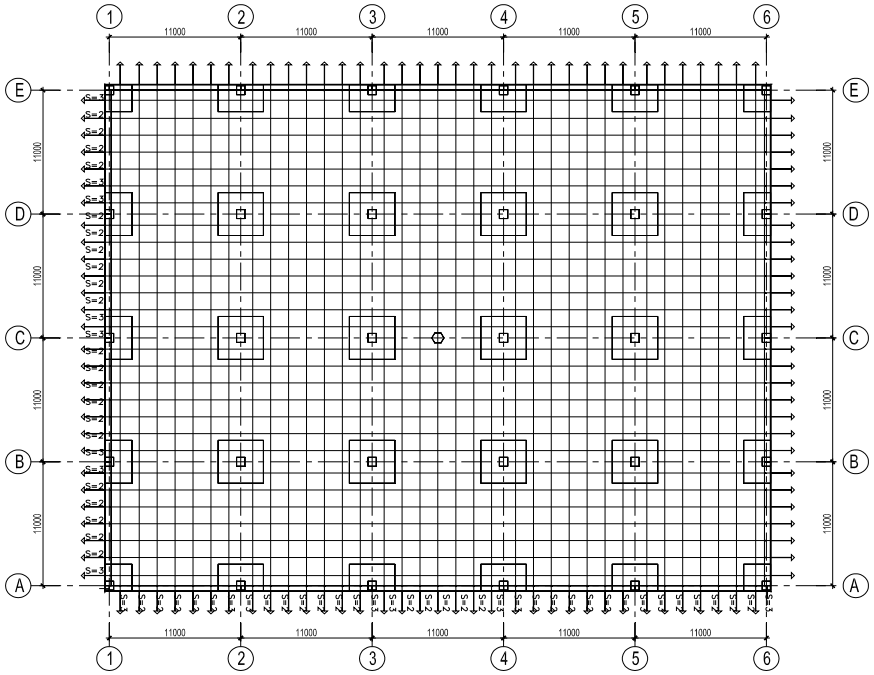


Hình 3. Mặt bằng Kết cấu P.A3

3.1.2. Chiều dày sàn và kích thước mũ cột

- Chọn chiều dày sàn là hs = 230mm. Kích thước mũ cột chọn 3800×3800×500mm.
- Trong ba phương án này, chiều dày bản sàn, kích thước cột và mũ cột, hàm lượng cáp, phương án bố trí cáp là giống nhau. Ngoài ra, để các các giá trị khảo sát có thể so sánh được với nhau thì khả năng chịu lực của ba phương án phải tương đương nhau (hệ số $M_{demand}/M_{capacity}$ tương đương nhau).

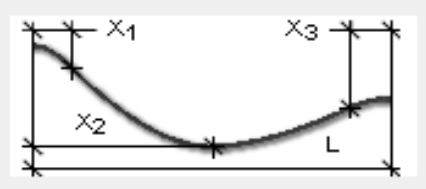
3.1.3. Phương án rải cáp: bố trí cáp ở 3 P.A là giống nhau, theo kiểu phân bố đều



Hình 4. Mặt bằng bố trí cáp đều theo cả hai phương

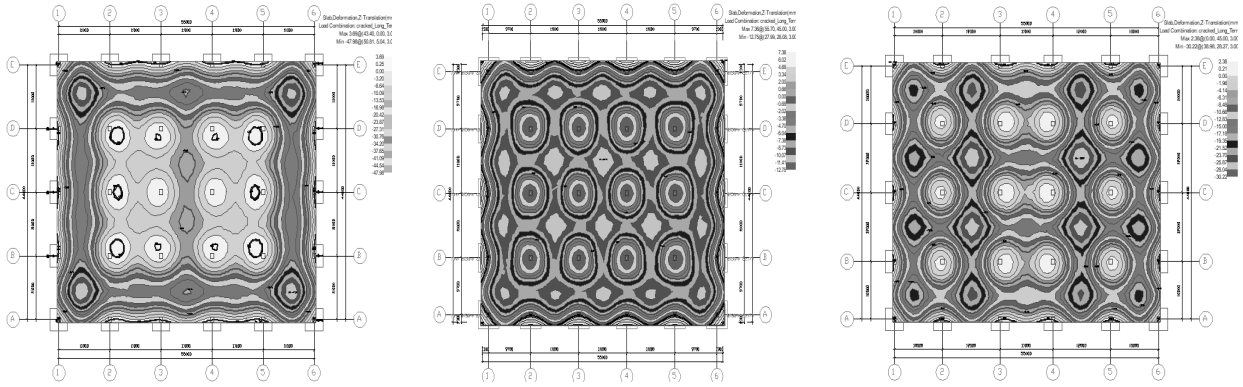
3.1.4. Quỹ đạo cáp

• Quỹ đạo cáp được chọn sao cho tỷ số X_1/L và X_3/L là 0,25, X_2/L là 0.5. Vị trí X_1 X_2 X_3 được thể hiện trên hình 5.



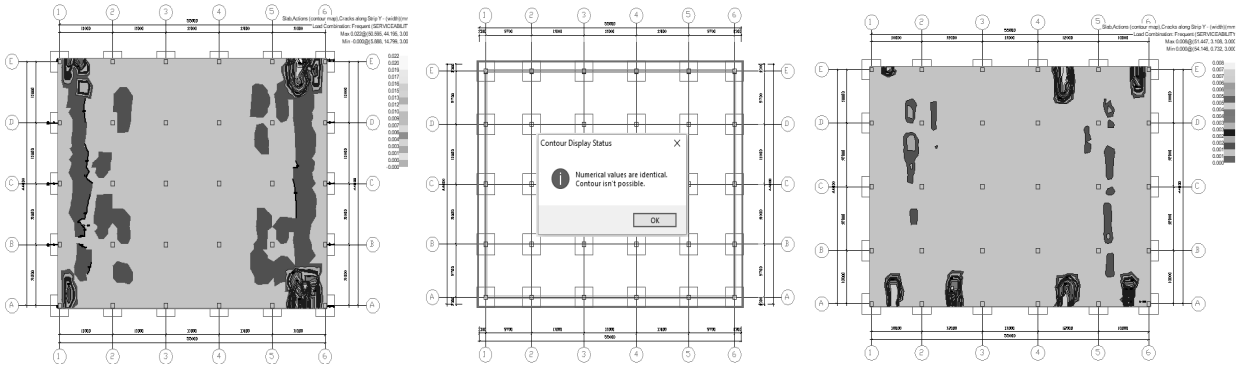
Hình 5. Vị trí X1 X2 X3 trên đường cáp

3.1.5. Kết quả phân tích



P.A 1 P.A 2 PA.3

Hình 6. Võng dài hạn theo 3 phương án



P.A 1 P.A 2 PA.3

Hình 7. Bề rộng vết nứt của 3 phương án

3.1.6. Tổng hợp kết quả

Bảng 1. Tổng hợp các thông số của ví dụ 1

Các tham số khảo sát		Đơn vị	Phương án 1	Phương án 2	Phương án 3
			Nhịp đều 11×11m	Tạo bản con sơn ngắn Nhịp 1.3×9.7×11m	Tăng chiều dài nhịp giữa Nhịp 10×12m)
Hàm lượng cáp		kg/m^2	3.25	3.25	3.25
Ứng suất các giai đoạn	Initial	MPa	–3.05 ~ 3.23	–2.82 ~ 2.04	–2.87 ~ 2.08
	Quasi-Permanent	MPa	–5.01 ~ 6.19	–3.89 ~ 2.97	–4.89 ~ 4.44
	Frequent	MPa	–6.02 ~ 7.43	–4.67 ~ 3.56	–5.87 ~ 5.33
Moment tại nhịp	Nhịp biên	kN.m	811 ~ 865	472 ~ 517	669 ~ 749
	Nhịp giữa	kN.m	458 ~ 509	479 ~ 535	678 ~ 781
Phạm vi thép chống chọc thủng	Cột giáp biên	d	10.5*d	8.25*d	10.5*d
	Cột giữa	d	9*d	8.25*d	9*d
Độ võng	Nhịp biên	cm	4.79	1.27	2.56
	Nhịp giữa	cm	2.21	1.27	3.02
Bề rộng vết nứt	Phương X	mm	0.015	Vết nứt rất nhỏ, có thể bỏ qua	0.005
	Phương Y	mm	0.022	Vết nứt rất nhỏ, có thể bỏ qua	0.009
Khả năng chịu lực		Mu/ Mdemand	0.94	0.94	0.94
Hàm lượng thép thường bố trí		kg/m^2	12.9	8.5	10.8

3.1.7. Kết luận

• Việc điều chỉnh MBKC để biểu đồ mômen trong sàn đồng đều nhau đã mang lại hiệu quả rất rõ rệt:

+ Khối lượng thép thường giảm đáng kể, lên đến 34%.

+ Độ võng giảm đáng kể: từ L/763 so với L/229 tại nhịp biên và từ L/866 so với L/497 tại nhịp giữa.

+ Bề rộng vết nứt nhỏ hơn.

+ Phạm vi thép chống chọc thủng nhỏ hơn 21% tại cột biên và 8% tại cột giữa.

+ Ứng suất tại các giai đoạn kiểm tra cũng tốt hơn, lên đến 53%.

• Trong 2 phương án giảm nhịp biên trên thì phương án giảm nhịp biên bằng cách tạo bản con sơn ngắn là hiệu quả hơn đáng kể so với phương án giảm nhịp biên bằng cách tăng nhịp giữa.

+ Khối lượng thép thường nhỏ hơn đáng kể: 21%.

+ Độ võng cũng nhỏ hơn đáng kể: từ L/763 so với L/390 tại nhịp biên và từ L/866 so với L/397 tại nhịp giữa.

+ Bề rộng vết nứt phương án giảm nhịp biên bằng cách tạo con sơn ngắn là tốt nhất.

+ Phạm vi thép chống chọc thủng nhỏ hơn 21% tại cột biên và 8% tại cột giữa.

+ Ứng suất tại các giai đoạn kiểm tra cũng tốt hơn, lên đến 33%.

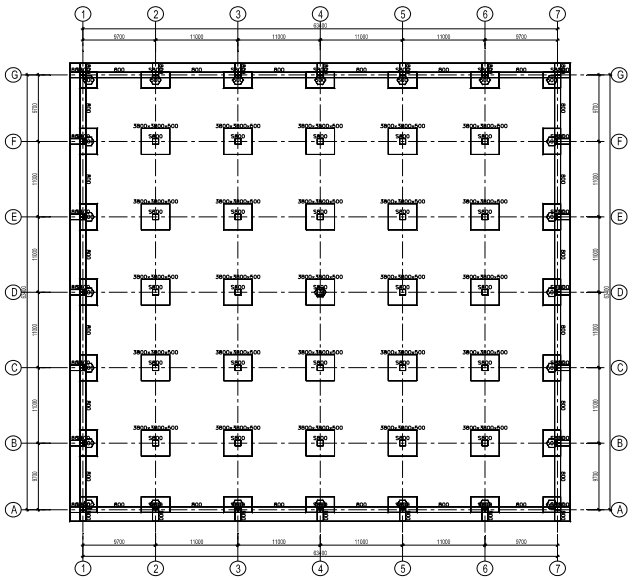
• Tuy nhiên cần lưu ý việc điều chỉnh mặt bằng kết cấu chỉ được thực hiện khi kiến trúc cho phép, phù hợp với tải trọng, công năng sử dụng, việc lựa chọn khoảng cách dịch chuyển phù hợp với nhịp. Nếu khoảng cách dịch chuyển quá lớn, sẽ không mang lại hiệu quả.

3.2. Khảo sát ảnh hưởng của sự cản trở cứng cột, vách đến sàn trường hợp hệ vách cứng bố trí xung quanh chu vi sàn

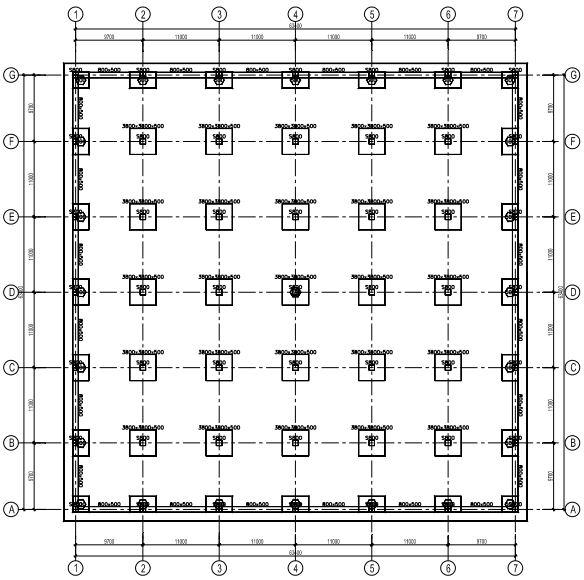
3.2.1. Các dạng mặt bằng kết cấu

- P.A1: Mặt bằng kết cấu: sàn dày 230mm, mũ cột 3800×3800×500mm, xung quanh biên là hệ tường tầng hầm dày 800mm.

- P.A2: Mặt bằng kết cấu: sàn dày 230mm, mũ cột 3800×3800×500mm, dầm biên 800×500mm:

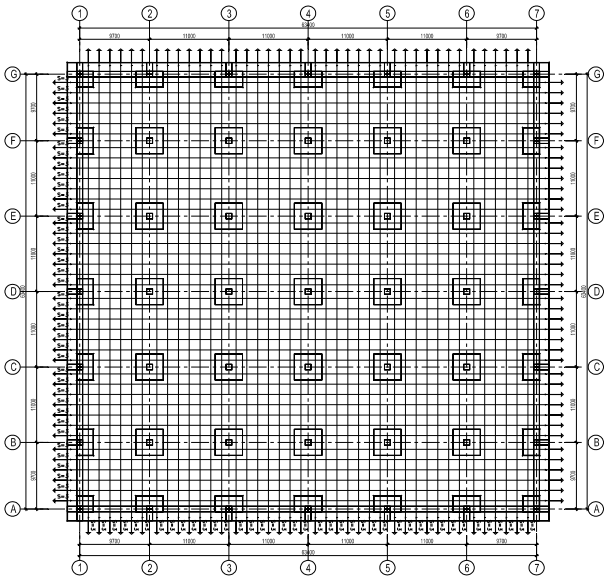


Hình 8. Mặt bằng kết cấu P.A 1



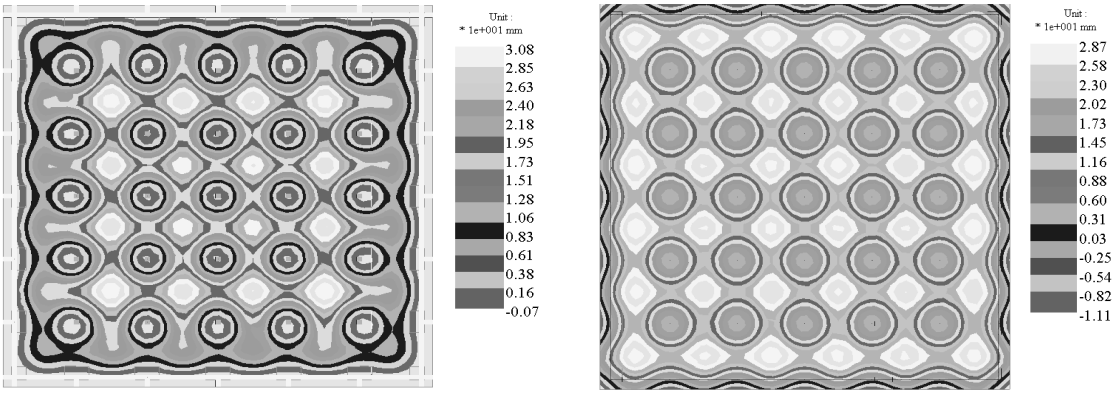
Hình 9. Mặt bằng kết cấu P.A 2

3.2.2. Mặt bằng bố trí cáp: cách phân bố cáp đều, quỹ đạo cáp tương tự như VD 1



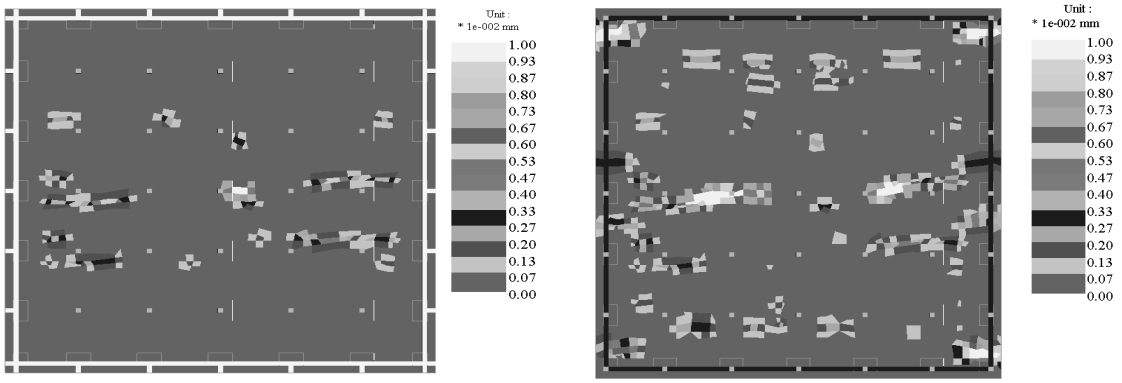
Hình 10. Mặt bằng bố trí cáp

3.2.3. Kết quả phân tích



P.A 1 P.A 2

Hình 11. Độ võng dài hạn theo 2 P.A



P.A 1 P.A 2

Hình 12. Bề rộng vết nứt theo 2 P.A

3.2.4. Tổng hợp kết quả ví dụ 2

Bảng 2. Tổng hợp các thông số của ví dụ 2

Phương án	Hàm lượng thép (kg/m^2)	Độ võng (cm)	Bề rộng nứt phương X (mm)	Bề rộng nứt phương Y (mm)
Phương án 1	15.1	3.09	0.015	0.012
Phương án 2	15.1	2.87	0.013	0.01
So sánh		−7.10%	−13.30%	−16.20%

3.2.5. Kết luận

- Việc điều chỉnh mặt bằng kết cấu nhằm hạn chế ảnh hưởng của sự cản trở cứng mang lại hiệu quả ở một vài thông số.

- Độ võng ở các nhịp giữa giảm từ L/540 đến L/502 (giảm 7.1%).

- Bề rộng vết nứt giảm 13.3% ~ 16.2%.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

4.1. Kết luận

Bài báo đưa ra ví dụ cụ thể trong việc thiết kế sàn bê tông căng sau theo tiêu chuẩn châu Âu EC2 [1] và sổ tay thiết kế sàn dự ứng lực TR43 [2], làm rõ hơn hai khuyến cáo để giúp thiết kế tối ưu, đã được nêu trong TR43 [2] là:

+ Giảm chiều dài nhịp biên, hoặc nếu kiến trúc cho phép, lùi hàng cột ở chu vi vào trong để tạo ra phần bản con sơn, dẫn tới mômen ở nhịp biên giảm, và tương đương với mômen nhịp giữa.

+ Nếu cần thiết, có thể giảm độ cứng của cột và vách, theo phương gây ứng suất trước để cực tiểu hóa sự mất mát ứng suất và sự xuất hiện các vết nứt do sự co ngắn sàn bị cản trở. Sàn căng sau phải được phép co ngắn thì ứng suất trước mới tác dụng được lên sàn, và mới có hiệu quả. Nếu sàn được gối lên các vách cứng, các gối tựa này cản trở sự co ngắn của sàn.

Khuyến cáo số 1 (ví dụ 1): đã được chứng minh cho thấy hiệu quả rất rõ ràng trong việc điều chỉnh Mặt bằng kết cấu để biểu đồ mômen trong sàn đồng đều nhau: kết cấu an toàn hơn, hàm lượng thép bố trí ít hơn, độ võng nhỏ hơn…

Khuyến cáo số 2 (ví dụ 2): trong bài báo đã khảo sát trường hợp sử dụng sàn bê tông căng sau trong tầng hầm nhà cao tầng, có hệ vách bố trí xung quanh chu vi. Khi đó hiệu quả của ứng suất trước sẽ bị giảm do ảnh hưởng của hệ vách cứng làm cản trở sàn dự ứng lực co ngắn.

4.2. Kiến nghị

Khi thiết kế sàn ứng suất trước căng sau có lưới cột đều đặn, người thiết kế nên giảm chiều dài nhịp biên để thiết kế kinh tế và hiệu quả hơn.

Trong trường hợp thiết kế các sàn có hệ vách bố trí xung quanh chu vi (sàn tầng hầm) hiệu quả của ứng suất trước bị giảm, do đó cần cân nhắc khi sử dụng sàn bê tông căng sau trong trường hợp này.

Cần có thêm các nghiên cứu về ảnh hưởng của việc bố trí hệ kết cấu chịu tải trọng ngang (hoặc vách, lõi) đến hiệu quả sàn ứng suất trước.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] EUROCODE No.2 Design of concrete structures. Part 1,2: General rules and rules for buildings, 2004

[2] THE CONCRETE SOCIETY. Post-tensioned concrete floors - Design Handbook, Second Edition, Technical Report 43 (TR43), The Concrete Society, Camberley, 2005

[3] POST-TENSIONED BUILDINGS. Design and Construction. Dr Bijan O.Aalami, 2014

[4] PrEN 1990:2001 Basic of Structural Design

[5] Technical Note 292, DEFLECTION OF CONCRETE FLOOR SYSTEMS FOR SERVICEABILITY, Bijan O Aalami, 2009

PHÂN TÍCH, ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU LỰC CỦA DẦM LIÊN HỢP LIÊN TỤC SỬ DỤNG THÉP I CÁN NÓNG THEO LÝ THUYẾT PHI TUYẾN

ANALYSIS AND ASSESSMENT OF RESISTANCE OF CONTINOUS COMBINED BEAM USING HOT ROLLED I-STEEL BY NONLINEAR THEORY

PGS. TS. Hồ Xuân Nam[1], TS. Lê Bá Anh[2], ThS. Võ Nhật Luân[3]
[1,2]Trường Đại học Giao thông Vận tải, Email: hxnam@utc.edu.vn, baanh.le@utc.edu.vn
[3]Công ty Cổ phần Đào tạo - Xây dựng và Phát triển Nguồn nhân lực Sáu, Email: luancienco6@gmail.com

TÓM TẮT: Bài báo tiến hành phân tích sự làm việc của dầm liên hợp liên tục thép bê tông cốt thép sử dụng thép I cán nóng bằng phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng mô hình phần tử phi tuyến cho vật liệu bê tông và thép, từ đó xác định khả năng làm việc của dầm và hệ số với tính toán dầm theo lý thuyết dầm tuyến tính.

TỪ KHÓA: Dầm I cán nóng, phân tích phi tuyến, hệ số kết cấu.

ABSTRACTS: *The article analyzes the working performance of conjugate beams using hot rolled I steel by finite element method using nonlinear element models for concrete and steel materials. From that determine the working capacity of the beam and the structural coefficient of the beam calculation according to the linear beam theory.*

KEYWORDS: *Hot rolled I-beams, nonlinear analysis, structural coefficients.*

1. GIỚI THIỆU

Tại Việt Nam, với các cầu nhịp vừa và nhỏ dạng dầm giản đơn được áp dụng nhiều nhất, phần lớn cầu dầm bê tông cốt thép, BTCT dự ứng lực hay dầm thép được chế tạo trong nhà máy được vận chuyển, lắp đặt tại hiện trường. Việc giảm chi phí từ giai đoạn chế tạo, giai đoạn thi công và công tác bảo trì khai thác công trình cầu là rất cần thiết. Những hạn chế còn tồn tại của các phương án thi công cầu hiện nay là tốn nhiều thời gian thi công chế tạo bê tông dầm hay hàn dầm thép tổ hợp, tồn tại nhiều gối cầu, nhiều khe co giãn, xà mũ thường có cấu tạo rộng, thường thi công đơn chiếc từng dầm hoặc tổ hợp 2 dầm. Ngoài ra, trong quá trình khai thác gối cầu, đầu dầm trên xà mũ mố, trụ xuất hiện hiện tượng đọng nước, nhiều đất, cát có nguy cơ làm giảm tuổi thọ gối cầu, bê tông đầu dầm bị suy giảm tuổi thọ và hầu hết các cầu đều có hiện tượng đầu dầm thép trên mố, trên trụ bị han rỉ,… Việc ứng dụng thép cán nóng vào xây dựng cầu các công trình cầu dầm liên hợp liên tục là một giải pháp có thể khắc phục phần nào những hạn chế nêu trên. Trên thế giới, kết cấu cầu dầm thép phát triển mạnh mẽ về vật liệu, áp dụng các dạng kết cấu mới hợp lý hơn như dầm thang, áp dụng các công nghệ mới trong chế tạo và thi công,… Trong đó, kết cấu nhịp liên hợp sử dụng dầm thép cán nóng đã được nghiên cứu và triển khai [1, 2, 3, 4] sử

dụng dầm ngang bằng bê tông cốt thép đổ liền khối các dầm thép tại mố và trụ cầu làm giảm thiểu số gối,…

Với các ưu điểm của dầm I cán nóng, dầm I cán nóng đang được áp dụng nhiều tại các công trình xây dựng cũng như cầu đường tại các nước trên thế giới.

Tại Việt Nam, các loại dầm thép trên thị trường hiện nay với chiều cao dầm tối đa là 1000mm, phù hợp để chế tạo các kết cấu dầm thép liên hợp liên tục. Ở bảng dưới đây thống kê một số loại thép I cán nóng phổ biến cho việc chế tạo dầm tại Việt Nam.

Bảng 1. Các loại thép I cán nóng phổ biến được sử dụng để chế tạo dầm tại Việt Nam

Loại thép	Khối lượng (kg/m)	Kích thước					
		h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (mm^2)
HE 650 × 407	407	696	314	29,5	54	27	518,8
HE 700 × 418	418	744	313	29,5	54	27	531,9
HE 800 × 444	444	842	313	30	54	30	566,0
HE 900 × 466	466	938	312	30	54	30	593,7
HE 1000 × 494	494	1036	309	31	54	30	629,1
HE 1000 × 584	584	1056	314	36	64	30	743,7

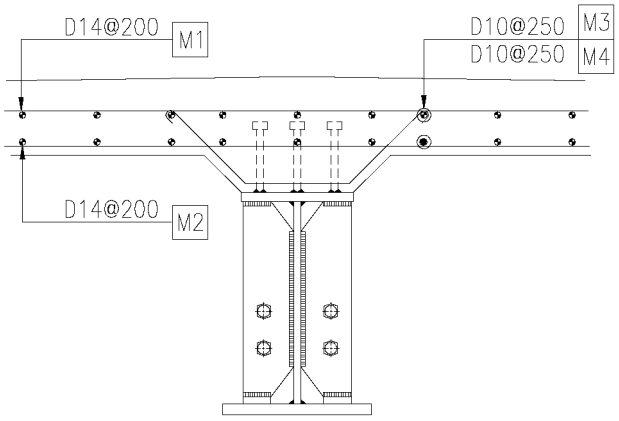
Các nghiên cứu cơ bản tại Việt Nam cũng đã được tiến hành để chứng minh tính ưu việt của dầm liên hợp liên tục sử dụng thép I cán nóng so với một số loại kết cấu điển hình cùng chiều dài nhịp. Tuy nhiên để hoàn thiện được kết cấu dầm liên hợp liên tục sử dụng thép I cán nóng, cần phải đánh giá được tính dư và xác định hệ số của việc tính toán dầm theo các phương pháp tính toán thông thường theo lý thuyết dầm tuyến tính.

Để giải quyết vấn đề này, các giải pháp thương được sử dụng là tiến hành phân tích dầm có xét đến ứng xử phi tuyến của vật liệu và hình học của dầm để xác định các ứng xử của dầm trên mô hình phân tích. Kết quả mô hình khẳng định mức độ an toàn của dầm khi sử dụng lý thuyết dầm tuyến tính thông thường. Phương pháp thứ hai là thí nghiệm trên dầm có kích thước thực. Từ kết quả thí nghiệm có thể khảo sát, phát hiện các dạng hư hỏng cục bộ trên dầm. Trong bài báo này, tác giả sử dụng phương pháp phân tích dầm có xét đến ứng xử phi tuyến của vật liệu.

2. PHÂN TÍCH PHI TUYẾN DẦM DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG

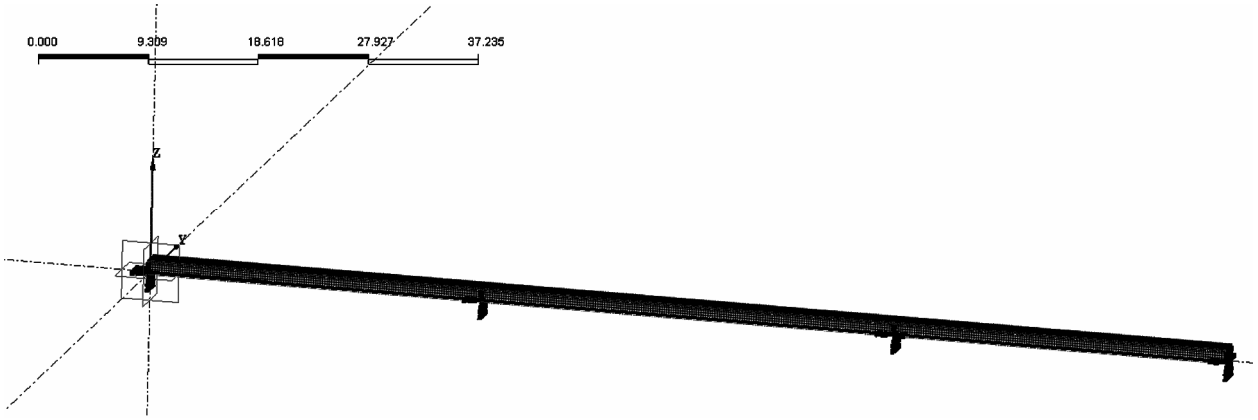
2.1. Cấu tạo và kích thước của dầm liên hợp liên tục sử dụng thép I cán nóng điển hình

Dầm phân tích có tổng chiều dài 3 nhịp 30+38+30m và chiều cao dầm tổng cộng H = 1200 mm. Dầm được cấu tạo từ dầm thép định hình HE 1000×584 cao 1000mm và bản bê tông cốt thép dày 200mm. Cốt thép dọc của phần bản bê tông sử dụng các thanh đường kính 10mm bước 250mm, cốt thép ngang sử dụng thanh 14mm bước 200mm. Mũ chịu cắt sử dụng hai loại D16×75mm và DE16×200mm. Mặt cắt ngang của kết cấu nhịp được trình bày ở Hình 1.



Hình 1. Mặt cắt ngang mô hình dầm

Dầm thép liên hợp được mô tả bằng phần tử khối 3D trên toàn bộ kết cấu. Phần mềm Midas FEA được sử dụng để phân tích kết cấu. Phần tử được sử dụng ở đây là phần tử tứ diện, có kích thước trung bình là 5mm.



Hình 2. Mô hình dầm thép liên hợp liên tục 3 nhịp

2.2. Sơ đồ chịu lực của dầm

Để mô phỏng sự làm việc chịu uốn của dầm, tiến hành phân tích khả năng chịu lực của dầm thép liên hợp theo sơ đồ chịu uốn. Tải trọng tác dụng bao gồm: Tải trọng tương ứng với hiệu ứng lực của tĩnh tải bản mặt cầu, lớp phủ mặt cầu và hoạt tải tác dụng lên dầm trong các trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn cường độ. Tải trọng P là tải trọng mô phỏng để nội lực trong dầm đạt đến trạng thái giới hạn, được tính toán sau khi xét đến hiệu ứng nội lực do tải trọng bản thân của dầm.

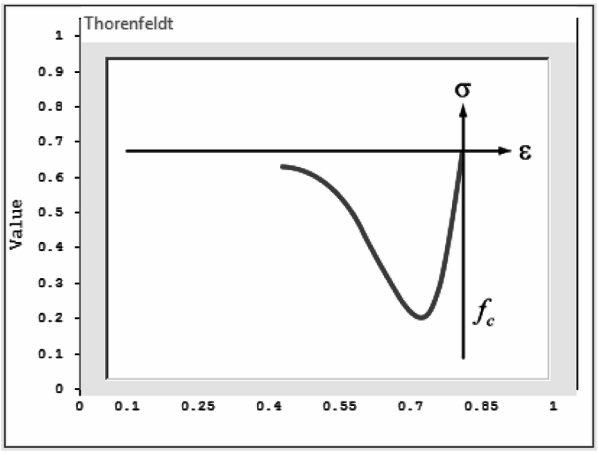
2.3. Mô hình vật liệu

Bê tông bản đồ sau sử dụng trong thiết kế và thi công dầm là loại bê tông có cấp phối tiêu chuẩn với đường kính cốt liệu lớn nhất D_{max} = 20mm. Cường độ của bê tông ở tuổi 28 ngày $f'_c = 30\text{MPa},$ mô đun đàn hồi của bê tông 30083 MPa. Đường cong vật liệu của bê tông được xây dựng trên mô hình Total strain crack với các thông số đầu vào thông qua các mô hình phân tích phi tuyến sau:

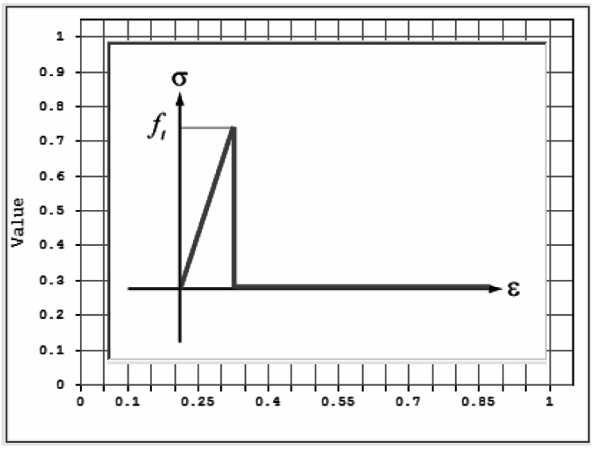
Mô hình bê tông chịu nén của Thorenfeldt [5] với $f_c' = 30MPa$;

Mô hình bê tông chịu kéo theo mô hình vật liệu Brittle [6] với ứng suất kéo nứt là 3,45 Mpa;

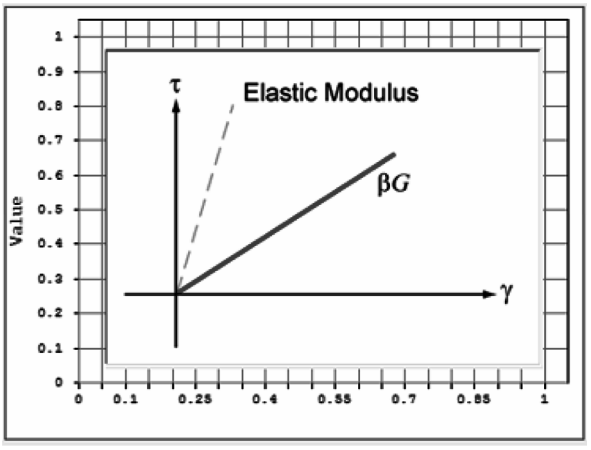
Mô hình chịu cắt sử dụng mô hình Constant với hệ số beta bằng 1.



Hình 3. Mô hình bê tông chịu nén của Thorenfeldt với $f_c' = 30MPa$

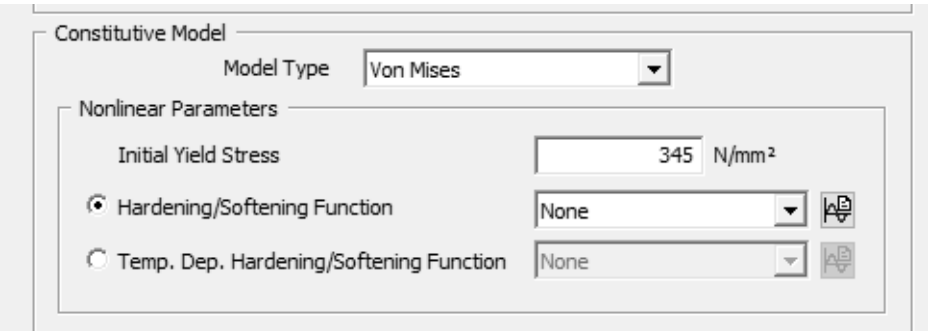


Hình 4. Mô hình bê tông chịu kéo theo Brittle, ứng suất kéo nứt $f_t = 3.45$ MPa



Hình 5. Mô hình chịu cắt Constant với Beta bằng 1

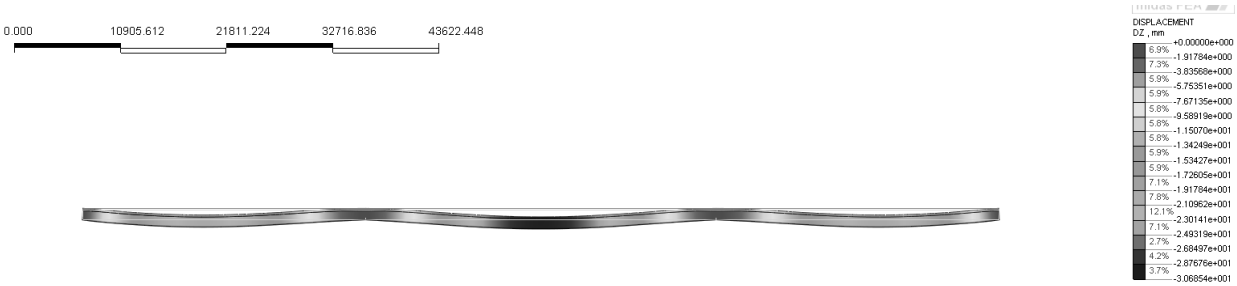
Vật liệu thép sử dụng cho dầm chủ được mô hình theo lý thuyết Vonmisses với ứng suất tại điểm chảy đầu tiên có giá trị f_y = 345 MPa



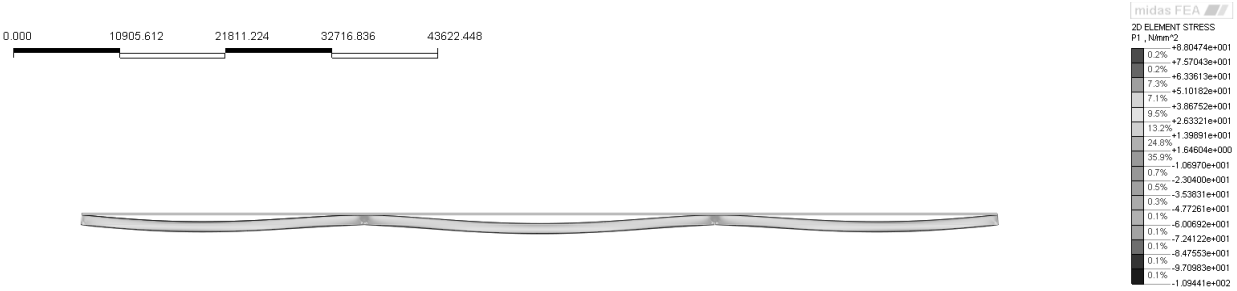
Hình 6. Mô hình của thép theo VonMises

2.4. Kết quả phân tích

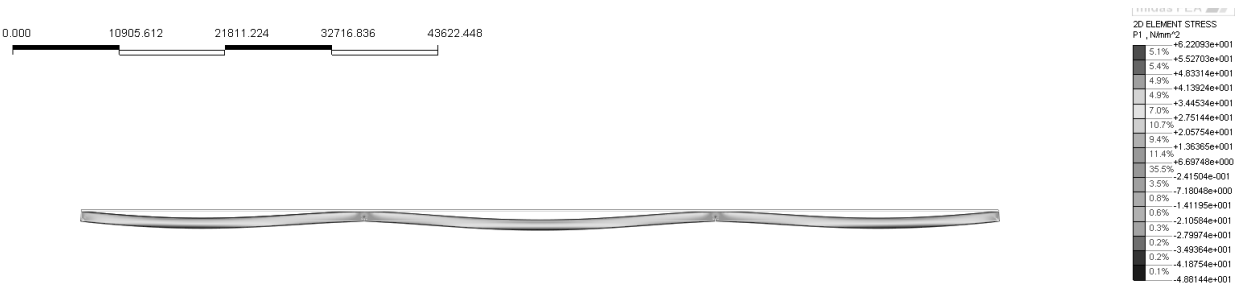
Hình trình bày kết quả mô hình phân tích do tải trọng P ở trạng thái giới hạn sử dụng gây ra



Hình 7. Độ võng của dầm dưới tác dụng của hoạt tải



Hình 8. Phổ ứng suất kéo của dầm thép



Hình 9. Phổ ứng suất nén của dầm thép

Dưới tác dụng của tải trọng, ứng suất kéo trong dầm thép bằng 80.4 MPa, ứng suất nén bằng –42.88 MPa, chưa đạt đến giá trị cường độ chảy của vật liệu. Phổ ứng suất cho thấy phần lớn dầm thép chịu kéo trong quá trình làm việc, phù hợp với mục đích thiết kế của dầm thép liên hợp.

Độ võng của dầm do hiệu ứng hoạt tải gây ra bằng 30.1mm chưa vượt quá độ võng cho phép theo tiêu chuẩn thiết kế TCVN 11823-2017.[7]

Kết quả phân tích cho thấy mô hình dầm liên hợp liên tục sử dụng thép I cán nóng đảm bảo an toàn về mặt kết cấu, thỏa mãn các yêu cầu kiểm toán theo tiêu chuẩn thiết kế.

Tổng hợp kết quả phân tích các chỉ tiêu kiểm toán của dầm liên hợp liên tục sử dụng thép I cán nóng được trình bày ở Bảng 2. Kết quả này được xác định từ mô hình phân tích phi tuyến (A) so sánh với tính toán dầm sử dụng lý thuyết dầm thông thường và vật liệu tuyến tính.

Bảng 2. Tổng hợp kết quả phân tích tính toán

Mục	Phân tích phi tuyến sử dụng phần tử hình khối (A)	Phân tích tuyến tính trên mô hình dầm (B)	Tỷ lệ B/A
Độ võng thẳng đứng do hoạt tải (mm)	30.1	34.8	1.15
Ứng suất cánh trên dầm thép (MPa)	-42.88	-68.63	1.6
Ứng suất cánh dưới dầm thép (MPa)	80.40	121.99	1.52
Ứng suất nén trong bản bê tông (MPa)	-15.6	-19.3	1.23
Ứng suất kéo trong bản bê tông (MPa)	1.8	2.2	1.22

Kết quả cho thấy các giá trị tính toán theo mô hình phân tích tuyến tính sử dụng phần tử dầm đều cho kết quả lớn hơn đáng kể so với việc phân tích sử dụng mô hình phi tuyến. Như vậy việc sử dụng mô hình phân tích dầm là thiên về an toàn. Hệ số tỷ lệ của mô hình phân tích dầm và mô hình phân tích phi tuyến nằm trong khoảng 1.15 đến 1.6, Kết quả cũng cho thấy ở trạng thái tải trọng khai thác, dầm chưa bị phá hoại, đảm bảo yêu cầu về ứng suất và độ cứng dưới tác dụng của tải trọng khai thác.

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Bài báo đã sử dụng mô hình phi tuyến của vật liệu bê tông và vật liệu thép để tiến hành phân tích phi tuyến của dầm liên hợp liên tục sử dụng thép I cán nóng điển hình, từ đó xác định được hệ số kết cấu của việc tính toán theo lý thuyết dầm phi tuyến, khẳng định được sự an toàn về cường độ, ứng suất và độ cứng của dầm dưới tác dụng của tải trọng khai thác.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi bộ Giao thông vận tải trong đề tài mã số “DT214004”

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] A. Stone, A.M.; J. W. van de Lindt, M.; and S. Chen, M. (2010). *Design and Costs for Simple-Made-Continuous Rolled Steel Girder Bridges: Literature Survey*, Practice Periodical on Structural Design and Construction, Volume 15 Issue 3

[2] U.S. Department of Transportation (2012). *Steel Bridge Design Handbook-Structural Behavior of Steel.*Publication No. FHWA-IF-12-052 - Vol. 4 A

[3] Samanta Robuschi, *Anchorage of naturally-corroded, plain bars in Reinforced Concrete structures* Mater Struct 53, 38 (2020)

[4] John Cairns and Lisa Feldman (2018) "*Strength of laps and anchorages of plain surface bars*". Structural Concrete Journal of the fib. November 2017, pp. 1782-1791

[5] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. and Jensen, J.J., (1987), "*Mechanical properties of high-strength concrete and applications in designed*", Conference on Utilization of High-Strength Concrete, Stavanger, Norway

[6] Hillerborg, A., M. Modeer, and P. E. Petersson, (1976) "*Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*", Cement and Concrete Research, vol. 6, pp. 773-782, 1976

[7] Bộ khoa học và công nghệ (2017), *Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ TCVN11823-2017*

ỨNG DỤNG MẠNG NEURON NHÂN TẠO TRONG VIỆC DỰ BÁO TUỔI THỌ CÒN LẠI CỦA CÔNG TRÌNH CẦU

APPLICATION OF ARTIFICIAL NEURON NETWORK IN PREDICTION THE REMAINING LIFETIME OF THE BRIDGE

TS. Lê Bá Anh[1], Nguyễn Văn Ấn[2]
[1]Trường Đại học Giao thông Vận tải, Email: baanh.le@utc.edu.vn
[2]BQLDA ĐTXDCT huyện Đức Hòa, tỉnh Long An

TÓM TẮT: Bài báo giới thiệu khả năng áp dụng mô hình mạng trí tuệ nhân tạo kết hợp với tập cơ sở dữ liệu các công trình cầu tại Việt Nam để dự báo tuổi thọ còn lại của công trình cầu.

TỪ KHÓA: Tuổi thọ công trình, mạng neuron nhân tạo.

ABSTRACTS: *The article introduces the possibility of applying artificial intelligence network model combined with the database of bridge works in Vietnam to predict the remaining life of the bridge.*

KEYWORDS: *Remaining life of the bridge, artificial neural network.*

1. GIỚI THIỆU

Công trình cầu đóng một vai trò quan trọng trong kiến trúc của cơ sở hạ tầng Việt Nam, có tổng số 11.261 công trình cầu trên các tuyến đường quốc lộ và địa phương. Theo số liệu thống kê, số lượng các công trình cầu bị hư hỏng chiếm khoảng 9,1% tổng số cầu của quốc gia. Bên cạnh đó, gần 40% số công trình cầu đã trên 50 tuổi, đây là tuổi thọ thiết kế trung bình của một công trình cầu. Để xếp đặt thứ tự ưu tiên trong việc bảo trì và sửa chữa các công trình cầu, việc cần thiết là phải xây dựng một kế hoạch bảo trì dựa trên mô hình hư hỏng của các công trình cầu.

Ở trên thế giới, nhất là ở Hoa Kỳ đã có nhiều mô hình đã được phát triển bằng cách sử dụng hồ sơ lưu trữ từ National Bridge Inventory (NBI). Cơ sở dữ liệu NBI bao gồm thông tin về: i) các thông số hình học và thiết kế của công trình cầu như chiều dài nhịp, chiều rộng mặt cầu, loại vật liệu, hồ sơ thiết kế và tải trọng thiết kế; ii) các điều kiện khai thác như Lưu lượng giao thông hàng ngày trung bình (ADT), độ tuổi và phân loại; và iii) hiện trạng của các công trình cầu. NBI chỉ định thang điểm đánh giá điều kiện 0 - 9 dựa trên kiểm tra trực quan, với 9 là điều kiện tuyệt vời và 4 cho thấy tình trạng kém. Một công trình cầu bị đánh giá là hư hỏng nếu xếp hạng điều kiện là 4 hoặc thấp hơn cho mặt cầu, kết cấu phần trên hoặc kết cấu phần dưới.

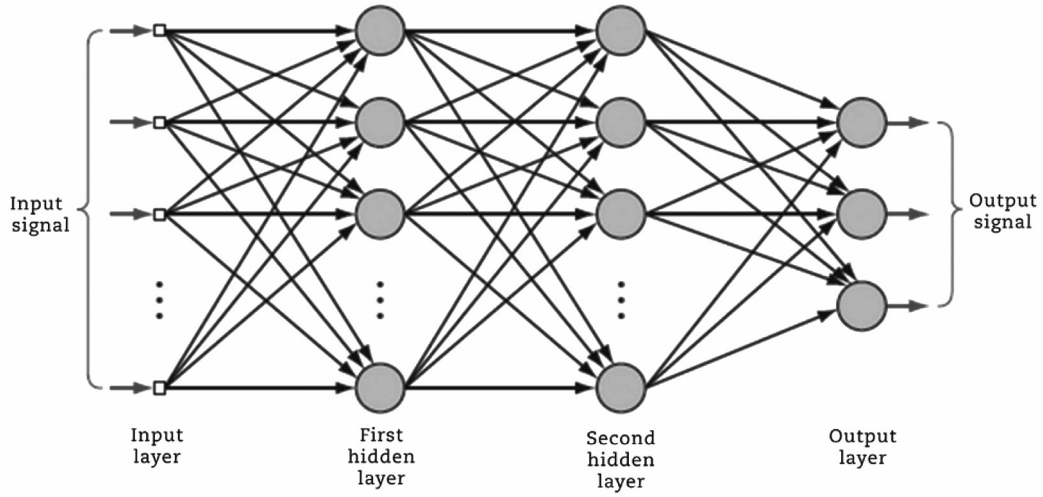
Huang [1] đã phát triển mô hình dựa trên mạng neuron nhân tạo (ANN) để dự đoán sự xuống cấp của bản bê tông dựa trên hồ sơ kiểm tra các công trình cầu Wisconsin. Nghiên cứu đã xác định ra 11 yếu tố quan trọng bao gồm: tuổi, tải trọng thiết kế, lịch sử bảo trì, chiều dài và điều kiện trước đó để sự đoán xếp hạng điều kiện mặt cầu. Nó được chứng minh rằng mô hình ANN hoạt động tốt khi mô hình sự suy giảm của bản mặt cầu theo các biến độc lập. Người ta đã tuyên bố rằng mô hình phát triển có khả năng dự đoán chính xác tình trạng của sàn cầu và do đó cung cấp thông tin thích hợp cho việc lập kế hoạch bảo trì và ra quyết định cả cấp dự án (một công trình cầu) và cấp độ mạng (một nhóm cầu).

Việc áp dụng mô hình trí tuệ nhân tạo để dự báo tuổi thọ còn lại của các công trình cầu tại Việt Nam là một vấn đề đã được đề cập nhiều trong thời gian gần đây. Trong bài báo này, tác giả sẽ sử dụng mô hình ANN kết hợp với dữ liệu các công trình cầu tại Việt Nam để xây dựng mô hình dự báo tuổi thọ còn lại của công trình cầu.

2. XÂY DỰNG VÀ HUẤN LUYỆN MÔ HÌNH MẠNG NEURON NHÂN TẠO

2.1. Mạng Nơ ron nhân tạo

Mạng nơ ron nhân tạo là các mô hình toán học hoặc tính toán được phát triển dựa theo hệ thống thần kinh trung ương của con người (đó là não) có khả năng học cũng như nhận dạng mẫu. Mạng lưới thần kinh nhân tạo thường được trình bày dưới dạng các hệ thống các nơ ron thần kinh liên kết với nhau có thể tính toán dự đoán các giá trị từ các đầu vào.



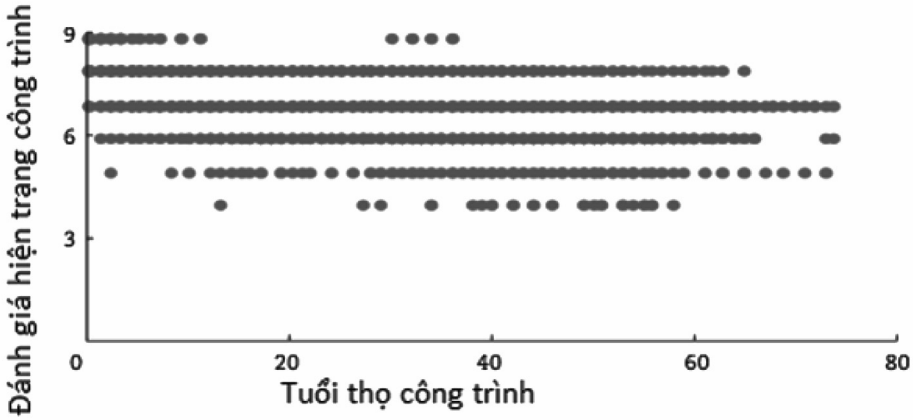
Hình 1. Mạng nơ ron thần kinh đơn giản

Trong Hình 1, mỗi nút tròn đại diện cho một nơ ron nhân tạo và mũi tên đại diện cho kết nối từ đầu ra của một nơ ron đến đầu vào của một nơ ron khác. Cấu trúc của hệ thống nơ ron gồm có 3 phân lớp: lớp đầu vào (input), lớp ẩn (hidden) và lớp đầu ra (output). Lớp đầu vào là lớp có kết nối với dữ liệu bên ngoài. Lớp ẩn không có kết nối với dữ liệu, lớp này chỉ kết nối với lớp đầu vào và lớp đầu ra thông qua một số tiêu chí của mạng. Lớp đầu ra sẽ cung cấp kết quả của mạng ANN sau khi dữ liệu đầu vào được mạng xử lý. Mạng lưới thần kinh nhân tạo cùng với các thuật toán di truyền và logic mờ, thuộc về nhóm các phương pháp biểu tượng của tính toán thông minh và xử lý dữ liệu hoạt động theo các nguyên tắc của điện toán mềm. Cảm hứng cho nền tảng, phát triển và ứng dụng mạng lưới thần kinh nhân tạo đã đến ra khỏi nỗ lực tìm hiểu công việc của bộ não con người và từ khát vọng tạo ra một hệ thống thông minh nhân tạo của hệ thống thông minh nhân tạo để tính toán và xử lý dữ liệu điển hình cho bộ não con người. Các mạng lưới thần kinh nhân tạo thường là một tính toán và dự đoán tốt hơn phương pháp so với phương pháp tính toán cổ điển và truyền thống. Các nghiên cứu được thực hiện trên khắp thế giới cho thấy các mạng lưới thần kinh có một thành công xuất sắc trong việc dự đoán chuỗi dữ liệu và đó là lý do tại sao chúng có thể được sử dụng để tạo ra các mô hình tiên lượng có thể giải quyết các vấn đề khác nhau. Kỹ thuật

này đã thu hút sự quan tâm của hầu hết các nhà nghiên cứu và ngày nay đã trở thành một điều thiết yếu một phần của ngành công nghệ, cung cấp một nền tảng tốt để giải quyết nhiều khó khăn nhất vấn đề dự đoán trong các lĩnh vực khác nhau của các ứng dụng kỹ thuật [2, 3]. ANN cũng đã đạt được rất phổ biến trong việc giải quyết các vấn đề Kỹ thuật Xây dựng khác nhau [3, 4, 5].

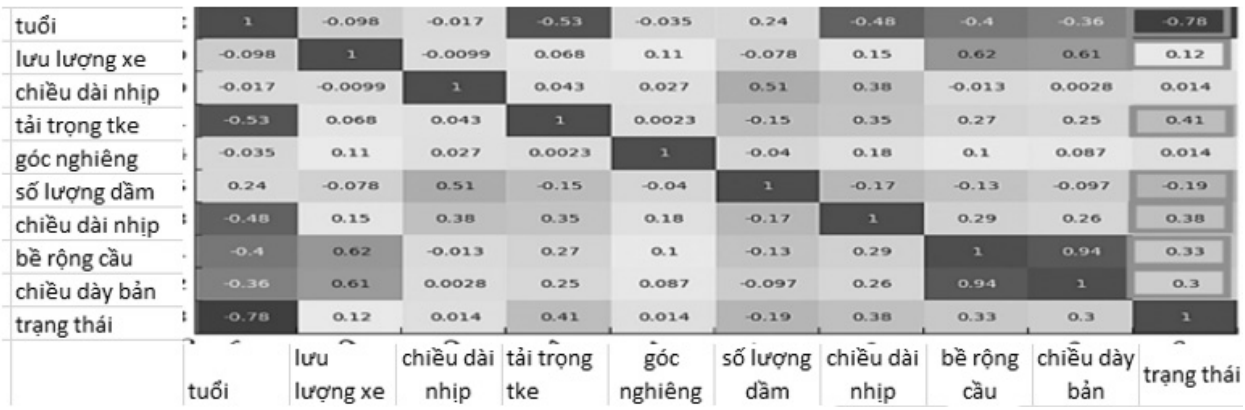
2.2. Cơ sở dữ liệu

Cơ sở dữ liệu để có thể xây dựng mạng nơ ron nhân tạo bao gồm dữ liệu của hơn 400 công trình cầu bê tông cốt thép tại Việt Nam đã được thu thập và khảo sát từ năm 2015 đến năm 2020. Mỗi công trình cầu được đánh giá theo thang điểm NBI của Hoa Kỳ



Hình 2. Tập dữ liệu đầu vào

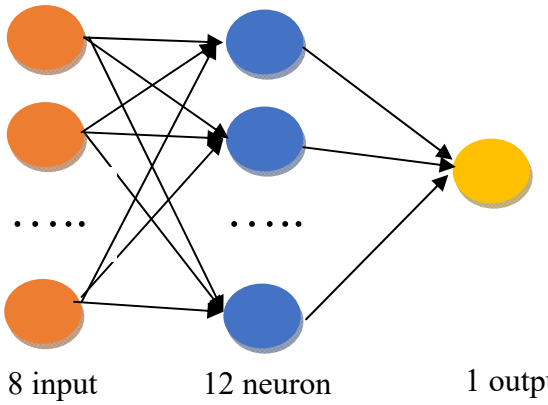
Như chúng ta đã đề cập đến ở phần 1, yếu tố đầu vào ảnh hưởng đến công trình cầu bao gồm rất nhiều yếu tố, việc lựa chọn những yếu tố nào ảnh hưởng nhiều đến trạng thái làm việc của các công trình cầu cũng là một vấn đề quan trọng. Biểu đồ nhiệt Seaborn là một phương pháp để lựa chọn các yếu tố đó. Sự ảnh hưởng của các yếu tố được đánh giá theo thang từ –1 đến 1. Hệ số càng gần 0 chứng tỏ rằng yếu tố đó ảnh hưởng càng ít đến trạng thái của công trình. Các yếu tố như tuổi thọ, lưu lượng xe, tải trọng thiết kế và khai thác, số lượng dầm, chiều dài nhịp… ảnh hưởng nhiều đến trạng thái hiện tại của công trình trong khi chiều dài nhịp và góc nghiêng của cầu ít ảnh hưởng đến trạng thái hiện tại.



Hình 3. Biểu đồ nhiệt để lựa chọn các yếu tố đầu vào

2.3. Xây dựng và huấn luyện mạng nơ ron nhân tạo

Mạng nơ ron nhân tạo được sử dụng ở đây bao gồm 3 lớp, lớp đầu vào với 8 thành phần lần lượt là: tuổi, lưu lượng xe, tải trọng thiết kế, số lượng dầm, chiều dài nhịp, bề rộng cầu, chiều dày bản mặt cầu. Lớp ẩn gồm 1 lớp ẩn với 11 nơ ron. Lớp đầu ra gồm 1 đầu ra là hệ số trạng thái của công trình.



Hình 4. Mạng nơ ron được sử dụng trong nghiên cứu

Bộ dữ liệu được chia làm 3 phần, training dataset và validation dataset và testing dataset 70%:15%:15%. Đây là tỷ lệ thương được sử dụng trong các nghiên cứu về ANN[4].

Kết quả thu được độ chính xác của mô hình dựa trên tiêu chí về độ chính xác R-square

$$R-\text{squared} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y}_i)^2}$$

Kết quả thu được của mô hình R-square = 0.91.

Sau khi xác định được mô hình quan hệ giữa hiện trạng của công trình cầu với các yếu tố đầu vào, ta có thể xây dựng được đường cong hiện trạng của công trình cầu ảnh hưởng bởi tuổi thọ của công trình. Theo thang đánh giá NBI của Hoa Kỳ, công trình cầu được đánh giá bằng hệ số trạng thái từ 0 - 9. Công trình từ có hệ sô trạng thái 7 - 9 được xếp loại "Tốt'. Với các công trình có hệ số trạng thái 5 - 6, công trình được xếp loại "Khá". Khi trạng thái của công trình giảm xuống mức độ dưới 4, ta có thể coi như tuổi thọ của công trình kết thúc, cần thiết phải sửa chữa hoặc thay thế.

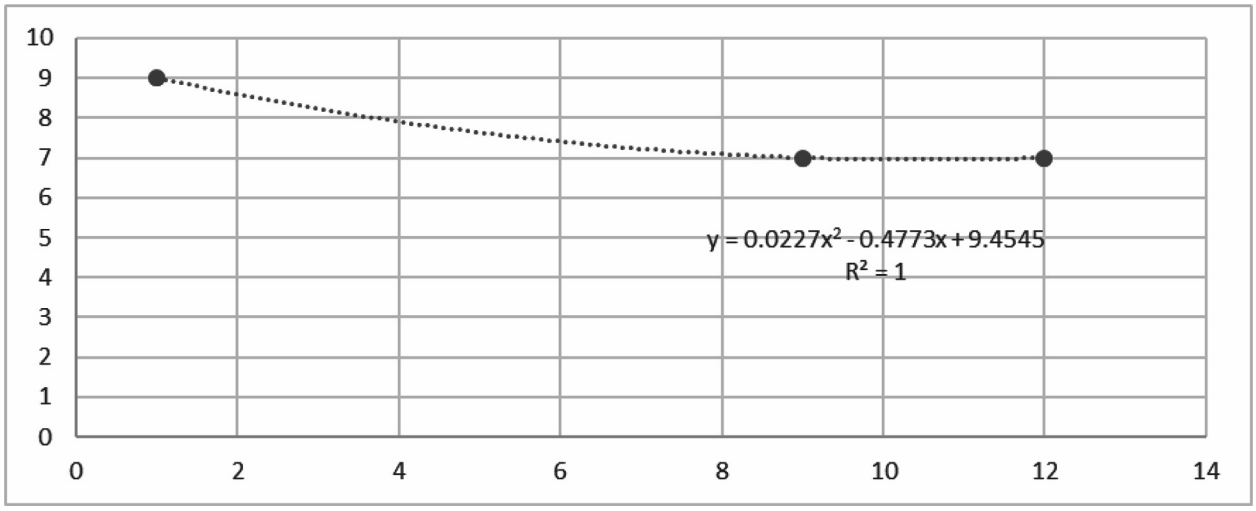
2.4. Áp dụng mô hình để việc dự báo tuổi thọ còn lại của công trình cầu

Để kiểm chứng mô hình mạng nơ ron xây dựng được, chúng ta đánh giá công trình cầu Đồng Niên nằm trên Quốc lộ 5, km 51+ 138.

Theo số liệu thu thập được, cầu được kiểm định lần thứ 1 năm 2008, ở lần thứ 1, công trình cầu ở trạng thái tốt, không có bất kỳ dấu hiệu hư hỏng. Đánh giá điểm theo thang NBI là 9.

Năm 2018, kiểm tra hiện trạng cầu thấy xuất hiện hiện tượng như sau: Hiện trạng cầu xuất hiện nhiều vết nứt trên thân trụ T6, T7, gối cầu bị nghiêng lệch. Đánh giá điểm theo thang NBI là 7 điểm.

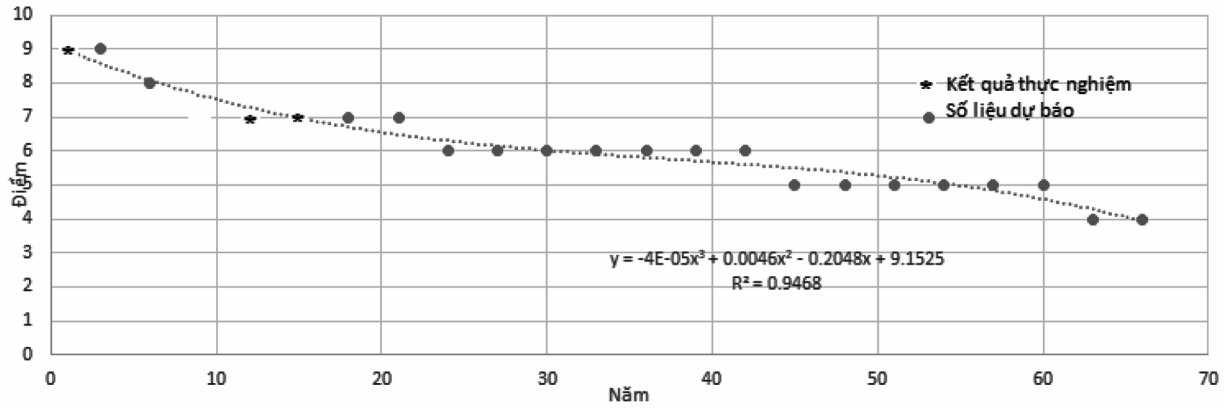
Năm 2020, kiểm định cầu lần thứ 2. Các vết nứt xuất hiện trên trụ, dầm chủ không phát triển so với kết quả theo dõi từ năm 2018. Đánh giá điểm theo thang NBI là 7 điểm.



Hình 5. Hiện trạng công trình cầu Đồng Niên km51+138

Có thể nhận thấy rằng, với dữ liệu đầu vào chỉ có 3 thời điểm, việc đánh giá tuổi thọ còn lại của công trình là rất khó khăn.

Tuy nhiên khi áp dụng mạng nơ ron đã được xây dựng từ cơ sở dữ liệu có sẵn, chúng ta có thể xây dựng đường cong suy giảm của công trình để từ đó dự báo tuổi thọ còn lại của công trình.



Hình 6. Đường cong dự báo tuổi tọ còn lại của công trình cầu Đồng Niên

Dựa vào kết quả dự đoán, với dữ liệu đầu vào là số liệu kiểm định vào 3 năm lần lượt là 2008, 2018 và 2020, tuổi thọ còn lại của công trình cầu được dự báo là 60 năm.

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Bài báo đã sử dụng phương pháp trí tuệ nhân tạo kết hợp với xây dựng tập dữ liệu các công trình cầu tại Việt Nam. Kết quả thu được là mô hình quan hệ giữa hiện trạng của công trình cầu với các yếu tố như chiều dài cầu, tuổi thọ… Từ đó xác định tuổi thọ còn lại của một công trình cầu. Mô hình đã được kiểm chứng với một công trình cầu tại Việt Nam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Huang, Ying-Hua. "*Artificial neural network model of bridge deterioration*." Journal of Performance of Constructed Facilities 24.6 (2010): 597-602

[2] M. Inel, "*Modeling ultimate deformation capacity of RC columns using artificial neural networks*," Engineering Structures, vol. 29, pp. 329-335, 2007

[3] B. DR, "*Neural networks in bioprocessing and chemical engineering [PhD Dissertation]. Virginia Tech, Blacksburg, VA*.," 1995

[4] I. Flood, "*Neural Networks in Civil Engineering. II: Systems and Application*," Journal of Computing in Civil Engineering, vol. 8, pp. 149-162, 1994

[5] O. Hasançebi and T. Dumlupinar, "*Linear and nonlinear model updating of reinforced concrete T-beam bridges using artificial neural networks*," Computers & Structures, vol. 119, 2013

TỔNG QUAN VỀ NHÀ LẮP GHÉP CAO TẦNG MÔ ĐUN TOÀN KHỐI

3D HIGH-RISE MODULAR CONSTRUCTION: AN OVERVIEW

ThS. Trần Phương[1], TS. Nguyễn Hồng Hải[2], PGS. TS. Nguyễn Võ Thông[3],
TS. Cao Duy Khôi[4], TS. Hoàng Mạnh[5]
[1,2,3,4,5]Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: phuongtran.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Phương thức xây dựng lắp ghép mô đun toàn khối (LGMĐTK) hiện đang được nhiều quốc gia quan tâm bởi tính ưu việt trong tự động hóa sản xuất, giảm thời gian thi công, giảm chi phí xây dựng, giải quyết bài toán nguồn nhân lực và giảm rác thải xây dựng. Bên cạnh những ưu điểm nổi bật đó, sự phổ cập của phương thức xây dựng LGMĐTK còn hạn chế do một số vấn đề về kỹ thuật cũng như trở ngại tâm lý của xã hội do những khó khăn bất cập trong lịch sử. Bài báo trình bày hiện trạng phát triển của phương thức xây dựng lắp ghép nói chung, cũng như của phương thức xây dựng LGMĐTK nói riêng. Nhóm tác giả tập trung phân tích những ưu điểm, nhược điểm của phương thức xây dựng LGMĐTK từ đó nêu một số phương hướng để có thể tiếp tục đầu tư nghiên cứu để khắc phục những hạn chế, với mục đích giới thiệu và tiến tới triển áp dụng khai phương thức xây dựng LGMĐTK ở Việt Nam.

TỪ KHÓA: nhà lắp ghép, lắp ghép mô đun toàn khối.

ABSTRACT: *The modular construction method is currently being interested by many countries because of its superiority in automating production, reducing construction time, reducing construction costs, solving human resource problems, reducing labor costs and minimizing construction waste. Besides of these highlights, the popularization of the modular construction method also has some technical limitations as well as misperception of soceity in the history. This article presents the state of art of the modular construction method in general, as well as that of the 3D high-rise modular construction method in particular. The authors focuse on the advantages and drawbacks of the modular construction method, thereby outline some directions for further research, with the goal of introducing and moving forward to the development and application of 3D high-rise modular construction in Vietnam.*

KEYWORDS: *prefab construction, modular construction.*

1. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PHƯƠNG THỨC XÂY DỰNG LẮP GHÉP MÔ ĐUN TOÀN KHỐI

1.1. Khái niệm chung về nhà lắp ghép mô đun toàn khối

Các phương thức xây dựng nhà có thể chia thành hai dạng: (i) phương thức xây dựng truyền thống - trong đó quá trình xây dựng các cấu kiện và công trình thực hiện tại chỗ ngoài công trường; (ii) phương thức xây dựng lắp ghép - trong đó các cấu kiện được sản xuất ngoài công trường và được vận chuyển lắp dựng tại công trường [1]. Đối với phương thức xây dựng lắp ghép, có thể chia thành 2 nhóm chính dựa trên công nghệ và phương thức lắp ghép: lắp ghép cấu kiện dạng tấm 2D, và lắp ghép mô đun toàn khối 3D. Công trình được thi công theo phương pháp lắp ghép cấu kiện dạng tấm 2D có các thành phần cấu kiện như sàn, tường, cột, dầm được chế tạo trước và được lắp ghép tại công trường. Trong khi đó, ở công nghệ lắp ghép mô đun toàn khối 3D, một không gian kiến trúc hoàn chỉnh có tỷ lệ hoàn thiện cao được chế tạo trước thành các mô đun đơn vị (ví dụ như các mô đun gian phòng ngủ, phòng khách, bếp …, phần hành lang, bộ phận MEP) rồi được lắp ghép với nhau tại công trường.

1.2. Thực trạng phát triển nhà lắp ghép mô đun toàn khối trên thế giới

1.2.1. Thị trường Nhật Bản

Thị trường nhà lắp ghép tại Nhật Bản tập trung chủ yếu vào phân khúc trung lưu đến cao cấp [2,3], sản phẩm nhà lắp ghép của Nhật có tính cá nhân hóa và chất lượng cao và được trang bị những công nghệ hiện đại nhất và được cung cấp kèm theo rất nhiều sản phẩm dịch vụ. Đặc biệt nhà lắp ghép ở Nhật còn đáp ứng yêu cầu kháng chấn ở mức độ cao. Sản phẩm được bảo hành với thời gian từ 3 thậm chí đến 6 năm. Tổng sản lượng nhà lắp ghép khoảng 150.000 nhà/năm. Do sản lượng lớn nên các công ty tại Nhật có thể đầu tư dây chuyền sản xuất hiện đại nhất (khả năng tự động hóa, quản lý kho bãi được tổ chức hóa ở mức độ chuyên nghiệp hóa cao). Đặc biệt năng suất làm việc trong lĩnh vực này tại Nhật rất cao, trung bình mỗi nhân viên mỗi năm có thể thực hiện từ 3 - 4 căn nhà với mức độ cá nhân hóa cao. Tuy nhiên xu hướng phát triển nhà lắp ghép ở Nhật giảm dần sau khi đạt đỉnh năm 1994 với 573.173 nhà được bàn giao, tới năm 2009 số lượng nhà mới bàn giao chỉ là 318.000 căn. Hiện nay, lượng nhà lắp ghép chiếm 13-15% tổng sản lượng nhà mới được xây dựng hàng năm. Các công ty lớn của Nhật trong lĩnh vực nhà lắp ghép có thể kể đến là Sekisui House, Daiwa House, Sekisui Heim, Toyota Home. Để vượt qua những khó khăn do nhu cầu nhà lắp ghép giảm, các công ty Nhật tập trung nâng cao giá trị sản phẩm bằng cách áp dụng công nghệ BIM (Building Information Modeling) giúp cho quản lý chất lượng sản phẩm và mang lại nhiều giá trị dịch vụ đi kèm cho sản phẩm. Các công nghệ nhà lắp ghép ở Nhật Bản đối với nhà cao tầng chủ yếu là công nghệ lắp ghép dạng tấm 2D. Công nghệ mô đun 3D chỉ áp dụng chủ yếu cho nhà thấp tầng và nhà ở riêng lẻ. Nguyên nhân chính của sự phân hóa này là do Nhật Bản nằm ở vùng có nguy cơ động đất rất cao, các yêu cầu về kháng chấn nghiêm ngặt nên nhà cao tầng LGMĐTK chưa được quan tâm phát triển.

1.2.2. Thị trường Bắc Mỹ

Nhà lắp ghép từng được chính phủ Hoa Kỳ quan tâm phát triển vào những năm thập niên 60, tuy nhiên do thiếu sự quan tâm và đầu tư của các đơn vị phát triển nhà tư nhân, nên quá trình phát triển nhà lắp ghép bị chững lại từ những năm 1975 [1]. Hiện nay thị phần nhà lắp ghép nói chung chỉ chiếm khoảng 4% thị trường. Những năm gần đây, do sự thay đổi về thị trường lao động, sự thiếu hụt lao động trong ngành xây dựng và sự phát triển của công nghệ sản xuất tự động hóa, nhà lắp ghép dạng mô đun toàn khối nhận được sự quan tâm đầu tư phát triển trở lại. Các dự án khách sạn, văn phòng từ 10 đến 20 tầng được triển khai. Dự án B2 Tower ở New York đã trở thành dự án nhà lắp ghép mô đun toàn khối cao nhất thế giới năm 2016, với quy mô 32 tầng, được lắp dựng từ 930 mô đun đơn vị [4]. Theo báo cáo của McKinsey [5], đến năm 2025, sự thiếu hụt lao động trong lĩnh vực xây dựng và nhu cầu lớn về nhà ở là một trong những động lực quan trọng nhất tạo điều kiện thúc đẩy phương thức xây dựng nhà lắp ghép ở thị trường Bắc Mỹ.

1.2.3. Thị trường Anh

Ở châu Âu, Anh quốc gia đi đầu trong công nghệ nhà lắp ghép cao tầng mô đun toàn khối. Nhiều nghiên cứu về nhà lắp ghép, cũng như các chỉ dẫn thiết kế đã được thực hiện [6]. Nổi bật là dự án Croydon Tower, 44 tầng với tổng cộng 546 căn hộ được thực hiện. Dự án đã chứng

minh tính ưu việt của phương thức xây dựng lắp ghép, giảm được 30% thời gian xây dựng và giảm 80% lượng rác thải xây dựng [7]. Để giải quyết các vấn đề xã hội liên quan đến nhà ở, lao động và bảo vệ môi trường, Chính phủ Anh và đại diện các tập đoàn xây dựng lớn nhất của Anh đã nhất trí vào bản kế hoạch phát triển của ngành xây dựng Anh đến năm 2025 [8] với mục tiêu là giảm 33% giá thành xây dựng mới và vận hành bảo trì công trình xây dựng, giảm 50% thời gian thi công, giảm 50% lượng khí thải nhà kính liên quan đến lĩnh vực xây dựng, tăng cường khả năng xuất khẩu công nghệ, vật liệu của ngành xây dựng thêm 50%. Để đạt được được những mục tiêu này phương thức xây dựng lắp ghép (“off- site construction’’) được ưu tiên phát triển. Trong đó các cấp độ tiền chế, sản xuất trước được chia thành 5 cấp độ, từ cấp độ sản xuất trước cấu kiện ở cấp độ 1 đến cấp độ 5 là sản xuất MĐLGTK. Để đạt được mục tiêu thúc đẩy phương thức xây dựng lắp ghép, Chính phủ Anh đã sử dụng quỹ đầu tư công như nguồn lực để phát triển nhà lắp ghép tại các cơ quan thuộc sự quản lý của Chính phủ như Bộ Giáo dục, Bộ Giao thông, Bộ Quốc Phòng [8].

1.2.4. Thị trường Trung Quốc, Singapore

Trung Quốc là quốc gia có nhu cầu về nhà ở rất lớn trong những năm gần đây. Trước áp lực của quá trình đô thị hóa, yêu cầu về tiến độ nhanh đã thúc đẩy phương thức xây dựng lắp ghép phát triển ở quốc gia này. Nhiều kỷ lục về xây dựng nhà cao tầng trong thời gian ngắn được thiết lập trong đó có dự án J57 Mini Sky tower, 57 tầng thời gian hoàn thành là bốn tháng rưỡi [9]. Tuy nhiên công nghệ chính được áp dụng là lắp ghép dạng 2D, trong đó các mô đun dầm sàn được chế tạo sẵn. Công nghệ lắp ghép mô đun toàn khối cũng đang được nghiên cứu và triển khai với kỳ vọng tận dụng tối đa ưu thế về thời gian thi công, nguồn nhân lực cũng như hạ tầng công nghiệp phụ trợ của Trung Quốc.

Singapore là một trong những quốc gia đầu tư nghiên cứu và phát triển nhà LGMDTK. Đối với Singapore, do có mức độ động đất thấp, các công trình được xây trong các khu đô thị có mật độ xây dựng cao cần thời gian thi công nhanh, hơn nữa yêu cầu về vệ sinh môi trường, an toàn lao động khắt khe, là những điều kiện thuận lợi để thúc đẩy nhà LGMDTK phát triển. Các công trình nhà cao tầng, chung cư hoặc khách sạn từ 10 - 44 tầng được triển khai xây dựng trong những năm gần đây. Các kết cấu mô đun có hai dạng chính là cấu tạo từ bê tông hoặc cấu tạo từ thép [10,11]. Chính phủ Singapore cũng quan tâm phát triển các tiêu chuẩn, quy chuẩn, các hướng dẫn thiết kế, nghiệm thu dành cho nhà cao tầng LGMĐTK [12].

1.2.5. Thị trường Châu Úc

Mặc dù nhà LGMĐTK được quan tâm muộn hơn ở các khu vực khác như châu Âu, Trung Quốc và Singapore, nhưng hiện nay đầu tư và phát triển nhà LGMĐTK ở Australia có những bước phát triển mạnh mẽ. Chính phủ Australia hợp tác đầu tư với các công ty phát triển nhà và các cơ sở nghiên cứu, định hướng trở thành quốc gia đi đầu trong lĩnh nhà LGMĐTK [13]. Dự án SOHO Tower là dự án nhà LGMĐTK cao nhất thế giới năm 2014, với các mô đun đơn vị được chế tạo từ khung thép kết hợp với sàn bê tông, cột thép bê tông liên hợp.

1.3. Thực trạng phát triển nhà lắp ghép tại Việt Nam

Ở Việt Nam, nhà lắp ghép nói chung được sự quan tâm từ sớm, với sự giúp đỡ của các chuyên gia nước ngoài, công nghệ nhà lắp ghép đưa vào Việt Nam từ những năm 1960. Công nghệ nhà lắp ghép ở Việt Nam phát triển chủ yếu là công nghệ tấm tường sàn bê tông đúc sẵn. Hiện nay, một số đơn vị tiếp tục phát triển công nghệ thi công lắp ghép ứng dụng trong nhà cao tầng, nhà công nghiệp. Công nghệ nhà cao tầng LGMĐTK chưa được triển khai ở Việt Nam. Những khó khăn trong việc ứng dụng công nghệ LGMĐTK ở Việt Nam có thể kể đến:

- Do chưa có hướng dẫn thiết kế cho nhà cao tầng LGMĐTK nên việc tính toán thiết kế các chi tiết liên kết chịu tải động đất, chịu tải trọng sụp đổ liên hoàn còn ghặp nhiều khó khăn đối với cả chủ đầu tư, đơn vị thi công thiết kế và đơn vị quản lý nhà nước.

- Công nghệ LGMĐTK còn mới, có các đặc thù riêng từ của các bộ môn kiến trúc, kết cấu, điện nước, sản xuất so với phương thức xây dựng truyền thống; các kiến thức chuyên môn chưa được triển khai đào tạo chuyên sâu trong các trường đại học nên đội ngũ cán bộ kỹ thuật còn thiếu.

- Việc đầu tư phát triển công nghệ nhà cao tầng LGMĐTK còn gặp khó khăn do việc đầu tư phát triển thường gắn liền với đầu tư nhà xưởng để sản xuất, chế tạo, đầu tư phương tiện vận chuyển lắp dựng nên cần huy động vốn đầu tư ban đầu lớn. Đây là rào cản lớn khiến công nghệ nhà LGMĐTK chưa thu hút được nhiều nhà thầu tham gia phát triển.

2. CÔNG NGHỆ NHÀ LẮP GHÉP NHÀ CAO TẦNG MÔ ĐUN TOÀN KHỐI

2.1. Những ưu điểm và hạn chế của công nghệ LGMĐTK

a) Ưu điểm của công nghệ LGMĐTK

Chất lượng

Do có tỷ lệ sản xuất trước trong nhà máy cao, có thể lên tới 80%, nên chất lượng của nhà LGMĐTK được cải thiện đáng kể so với phương thức xây dựng truyền thống [14]. Với điều kiện sản xuất trong nhà xưởng, các công cụ thiết kế và sản xuất chính xác như CAD/CAM, và các công nghệ sản xuất tự động hóa có thể được áp dụng giúp việc kiểm soát chất lượng được tối ưu hóa, đặc biệt trong việc lắp đặt các thiết bị quan trắc đòi hỏi độ chính xác cao như hệ thông báo cháy, quan trắc môi trường (nếu có). Việc sản xuất trong nhà máy cũng giúp cho giảm thiểu các hư hại không lường trước bởi thời tiết trong quá trình thi công.

Năng suất lao động

Do sản xuất trong nhà máy, điều kiện làm việc được cải thiện, môi trường làm việc được kiểm soát ít chịu tác động của thời tiết cũng như các điều kiện khó khăn về ăn ở, đi lại như ngoài công trường nên năng suất lao động được đảm bảo, và nâng cao đáng kể. Các tổ lao động được tổ chức chuyên môn hóa cao, việc quản lý, tổ chức đời sống cho người lao động được đảm bảo, giúp cho các công ty dễ dàng kiểm soát nguồn nhân lực và quản lý người lao động tránh các tác động bất khả kháng như thiên tai, dịch bệnh, tệ nạn xã hội, ảnh hưởng đến năng suất lao động, tiến độ của dự án.

Công tác đảm bảo vệ sinh an toàn lao động trên công trường

Đối với LGMĐTK, số lượng lao động trực tiếp trên công trường giảm đáng kể do chỉ thực hiện công tác lắp dựng và hoàn thiện, khối lượng công việc chỉ còn 20% - 40%, lượng vật liệu thô và rác thải vận chuyển đến công trường giảm, nên chi phí cho công tác vệ sinh an toàn lao động trên công trường được tối ưu hóa. Theo thống kê của Cục thống kê an toàn lao động Mỹ, số vụ tai nạn nghiêm trọng do sản xuất thấp hơn đáng kể so với việc thi công trên công trường [14].

Tiến độ thi công

Do các mô đun được sản xuất trước trong nhà máy, nên tiến độ thi công của phương thức LGMĐTK không phụ thuộc điều kiện thời tiết. Ngoài ra phương thức LGMĐTK còn cho phép tổ chức sản xuất đồng thời các mô đun trong quá trình triển khai phần ngầm. Các dự án được thực hiện chứng minh có thể rút ngắn tổng thời gian dự án đến 30% so với phương thức xây dựng truyền thống [14].

Giá trị

Phương thức xây dựng LGMĐTK có thể giúp giảm đến 30% tổng mức đầu tư so với phương thức xây dựng truyền thống. Giá trị của phương thức LGMĐTK đến từ tối ưu hóa trong sản xuất, tích hợp tự động hóa trong nhiều công đoạn, tăng năng suất lao động, tiết giảm các chi phí phát sinh ngoài công trường và giảm vật liệu thừa thải. Ngoài ra, do thời gian thi công ngoài công trường được rút ngắn nên việc quản trị rủi ro của phương thức LGMĐTK dễ dàng hơn, chi phí dự phòng được giảm đáng kể so với phương thức xây dựng truyền thống.

Phát triển bền vững

Các dự án đã triển khai đã chứng minh rằng phương thức LGMĐTK là phương thức xây dựng xanh, sạch và bền vững. Do được sản xuất chế tạo trước và sử dụng các công cụ CAD/CAM và tự động hóa trong sản xuất nên lượng vật liệu thừa thải được hạn chế tối đa. Hơn 50% lượng vật liệu thừa thải được cắt giảm so với phương thức xây dựng truyền thống. Ngoài ra, lượng vật liệu thừa thải được phân loại, thu gom ngay tại nhà máy sản xuất, nên chúng được tái chế với tỷ lệ cao, có thể lên tới 90% [14].

Tiềm năng ứng dụng công nghệ cao trong xây dựng

Do phần lớn các chi tiết, cấu kiện và thành phần được sản xuất trong nhà máy, nên việc ứng dụng tự động hóa trong sản xuất, công nghệ quản trị 4.0 trong xây dựng mang lại tiềm năng phát triển rất lớn cho phương thức LGMĐTK. Việc tăng năng suất, mở rộng quy mô sản xuất không phụ thuộc nhiều vào nguồn lao động, đây sẽ là ưu điểm cạnh tranh chính của phương thức LGMĐTK trong thời gian tới.

b) Hạn chế của phương thức LGMĐTK

Phương án kiến trúc

Để tối ưu hóa những ưu điểm về thời gian thi công, chi phí sản xuất, phương án kiến trúc của phương thức LGMĐTK thường được chia thành các dạng mô đun điển hình. Các mô đun có hệ số lặp lại cao nên không gian kiến trúc của nhà LGMĐTK thường phù hợp với không gian chung cư văn phòng, nhà ở, trường học. Ngoài ra, kích thước của các mô đun chế tạo sẵn bị giới hạn bởi phương tiện vận chuyển cẩu lắp, các mô đun có kích thước lớn đòi hỏi phương tiện vận chuyển, cẩu lắp chuyên dụng làm tăng chi phí và giảm hiệu quả kinh tế của phương thức LGMĐTK.

Phương án kết cấu

Đối với LGMĐTK, các mô đun hoàn thiện được xếp chồng lên nhau, các liên kết giữa các mô đun được thiết kế để truyền tải trọng ngang đến lõi cứng và tải trọng đứng xuống móng, hơn nữa cấu tạo các liên kết phải đảm bảo đủ đơn giản để dễ dàng thi công bảo dưỡng. Để đáp ứng các yêu cầu trên, các phương án thiết kế liên kết thường lựa chọn là bu lông hoặc neo ứng suất trước, các liên kết dạng hàn hoặc đổ bê tông ướt tại công trường thường chỉ áp dụng cho các trường hợp nhà cao tầng đòi hỏi khả năng kháng chấn lớn. Tuy nhiên, đây là một trong những nguyên nhân khống chế chiều cao và quy mô của công trình. Công trình LGMĐTK có chiều cao lớn nhất hiện nay là tháp Canopy ở Singapore, với chiều cao 44 tầng, thi công mối nối ướt tại chỗ [11].

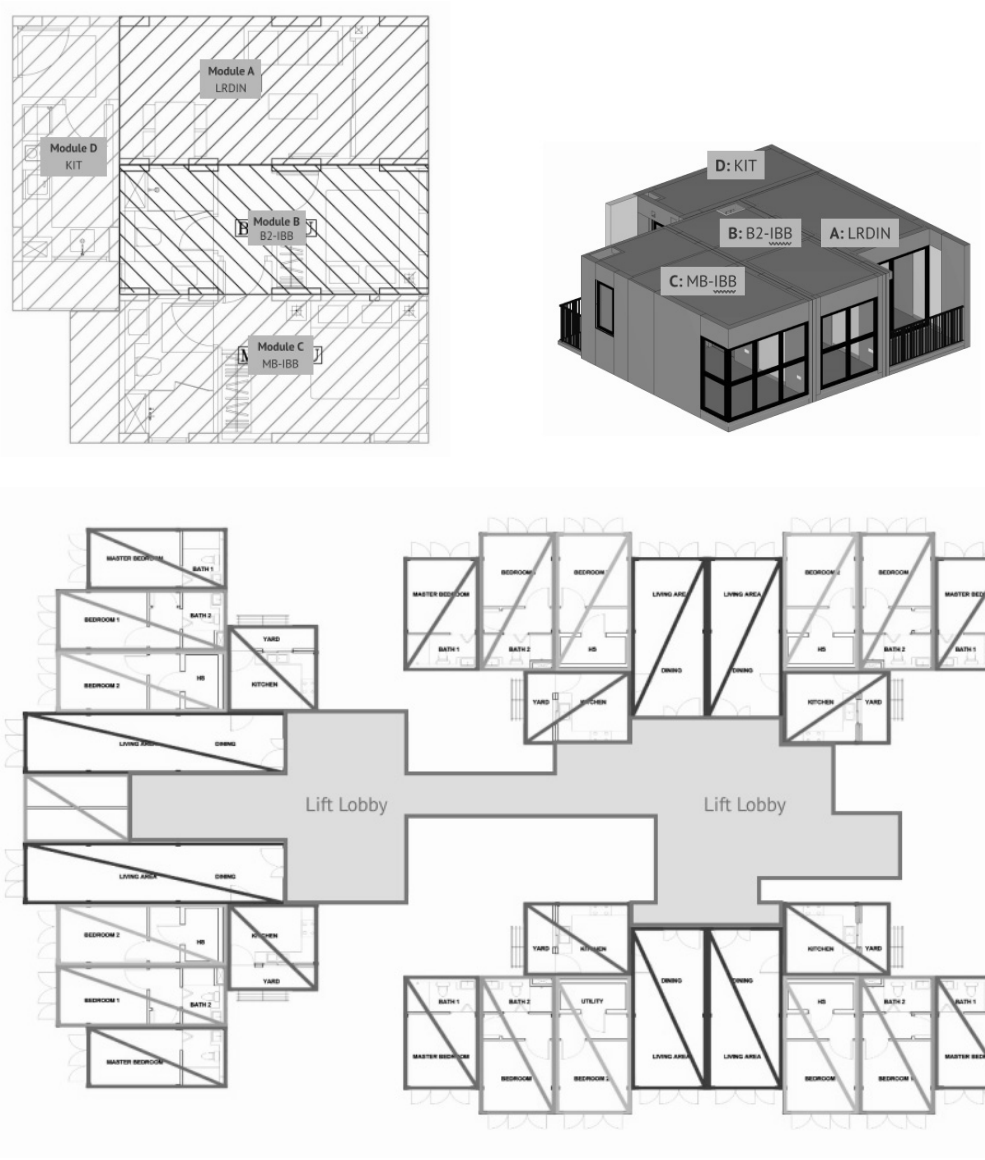
Chi phí đầu tư nhà máy sản xuất

Để tối ưu hóa hiệu quả của phương thức xây dựng LGMĐTK cần có sự đầu tư lớn về nhà máy, dây truyền sản xuất. Việc đầu tư ban đầu về trang thiết bị nhà xưởng, hệ thống quản lý kiểm soát chất lượng cần nhiều nguồn lực tài chính. Đây là nguyên nhân hạn chế số lượng nhà thầu tham gia phát triển phương thức LGMĐTK.

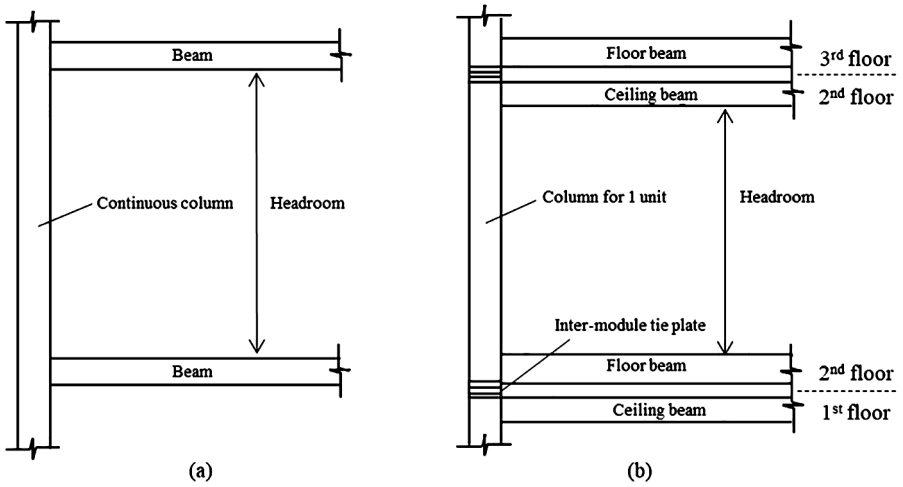
2.2. Kiến trúc nhà cao tầng lắp ghép mô đun toàn khối

Các không gian trong nhà LGMĐTK được chia thành các mô đun đơn vị. Các mô đun này có kích thước phù hợp với phương tiện vận chuyển và cẩu lắp do đó kích thước thông dụng của các mô đun thường bị khống chế chiều cao nhỏ hơn 4,5m và chiều rộng nhỏ hơn 3,4m (kích thước thông thường cho phép đối với phương tiện vận tải không cần biện pháp vận chuyển đặc biệt). Khối lượng của một mô đun hoàn thiện trước dao động từ 20 - 25 tấn [10]. Không gian một căn hộ điển hình cũng được bố trí thành các mô đun với chức năng riêng như phòng ngủ, phòng khách, phòng bếp, hành lang (Hình 1).

Trong nhà cao tầng LGMĐTK, do các mô đun được xếp chồng lên nhau, so với nhà truyền thống, chiều cao sàn (trần) sẽ lớn hơn do bao gồm cả phần sàn tầng trên và trần tầng dưới. Ngoài ra, để thuận tiện cho việc thi công lắp dựng, thường có khe hở giữa hai phần này như minh họa trong hình 2. Điều này giúp cho tăng khả năng cách âm, cách nhiệt của nhà LGMĐTK, tuy nhiên lại hạn chế khoảng không gian thông thủy, vốn đã bị giới hạn bởi kích thước phương tiện vận chuyển. Do vậy, một trong những hướng nghiên cứu hiện nay đối với nhà LGMĐTK là nghiên cứu các giải pháp sàn liên hợp nhẹ, mỏng để cải thiện không gian trong căn hộ [15].



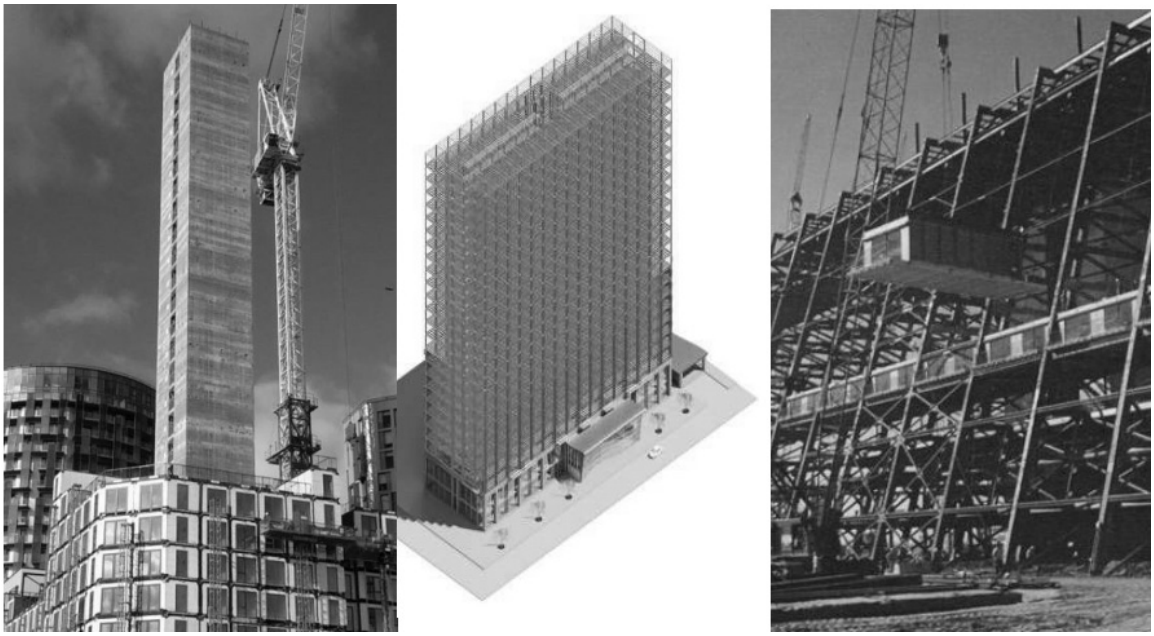
Hình 1. Mặt bằng tầng và căn hộ điển hình được chia theo các mô đun đơn vị



Hình 2. Không gian kiến trúc theo phương đứng của: a) nhà truyền thống và b) nhà LGMĐTK

2.3. Kết cấu

Cấu tạo của nhà cao tầng LGMĐTK có thể chia thành 3 dạng kết cấu chính. Dạng 1: các mô đun đơn vị được xếp chồng quanh một lõi cứng, thường là thang máy, lõi cứng này có vai trò chịu tải trọng ngang. Dạng kết cấu này thích hợp với những nhà cao tầng, ví dụ như tòa nhà văn phòng 29 tầng tại Luân Đôn [16]. Dạng 2: các mô đun được xếp trên một khối đê bê tông cốt thép thi công tại chỗ theo phương pháp truyền thống [17], dạng này thường áp dụng cho các tòa nhà trung tầng. Dạng 3: hệ khung được lắp dựng tại chỗ, sau đó các mô đun đơn vị được cẩu lắp vào các vị trí định trước, dạng này thường áp dụng cho tòa nhà thấp tầng [18].



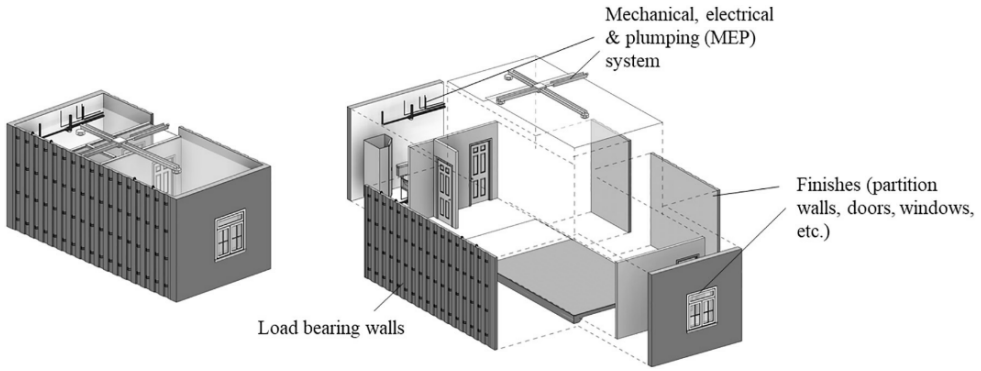
a) Lõi cứng [16] *b) Bệ bê tông cốt thép [17]* *c) Khung rỗng[18]*

Hình 3. Các dạng kết cấu LGMĐTK

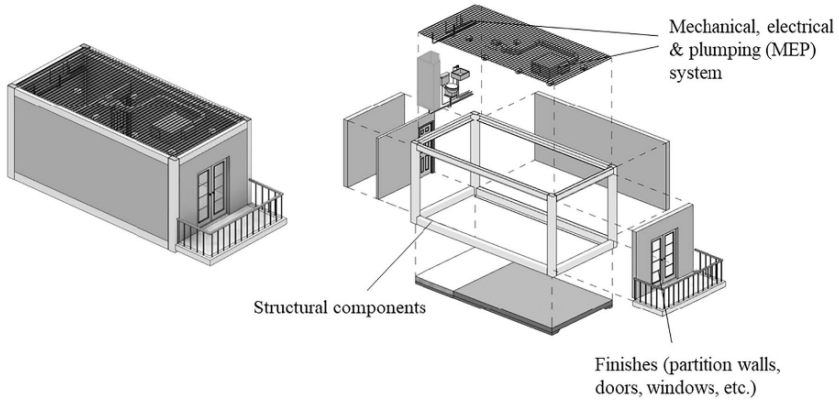
2.4. Cấu tạo mô đun đơn vị

Các mô đun đơn vị là thành phần cấu thành của nhà LGMĐTK. Các mô đun thường có công năng đầy đủ, như các phòng bếp, khách, hoặc hành lang. Các mô đun này được hoàn thiện trước, tùy vào dự án, có thể hoàn thiện cả phần nội thất, MEP và kiến trúc bên ngoài. Các mô đun sau đó được vận chuyển cẩu lắp ngoài công trường. Các mô đun được liên kết với nhau bằng các loại liên kết tại công trường. Các mô đun đơn vị hoàn thiện trước hiện nay thường cấu tạo từ bê tông, thép hoặc liên hợp bê tông thép. Các mô đun có thể phân loại theo dạng (i) truyền tải trọng đứng bằng vách (hình 4a), (ii) truyền tải trọng đứng bởi các cột (hình 4b) [15].

Đối với mô đun đơn vị truyền tải trọng đứng bởi cột, sự thay đổi tiết diện cột theo chiều cao của tầng ảnh hưởng đến phương án thiết kế liên kết giữa các mô đun. Phương án sử dụng cột rỗng nhồi bê tông [19], với cường độ vật liệu thay đổi và vẫn giữ nguyên tiết diện được đề xuất. Cột rỗng nhồi bê tông cường độ cao, có thể bổ sung thành phần sợi thép là phương án ưu việt đối với nhà LGMĐTK. Phương án này giúp cho việc thiết kế các liên kết giữa các mô đun dễ dàng hơn, đồng thời vẫn đảm bảo khả năng chịu lực và tối ưu hóa về trọng lượng cho kết cấu.



a) Mô đun đơn vị truyền tải trọng đứng bằng vách

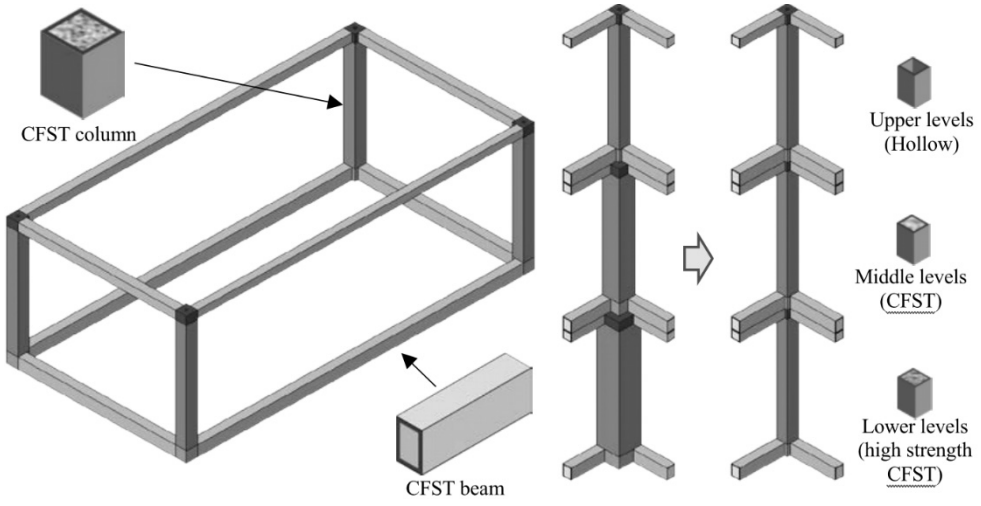


b) Mô đun đơn vị truyền tải trọng đứng bằng cột

Hình 4. Phân loại mô đun đơn vị theo khả năng truyền lực

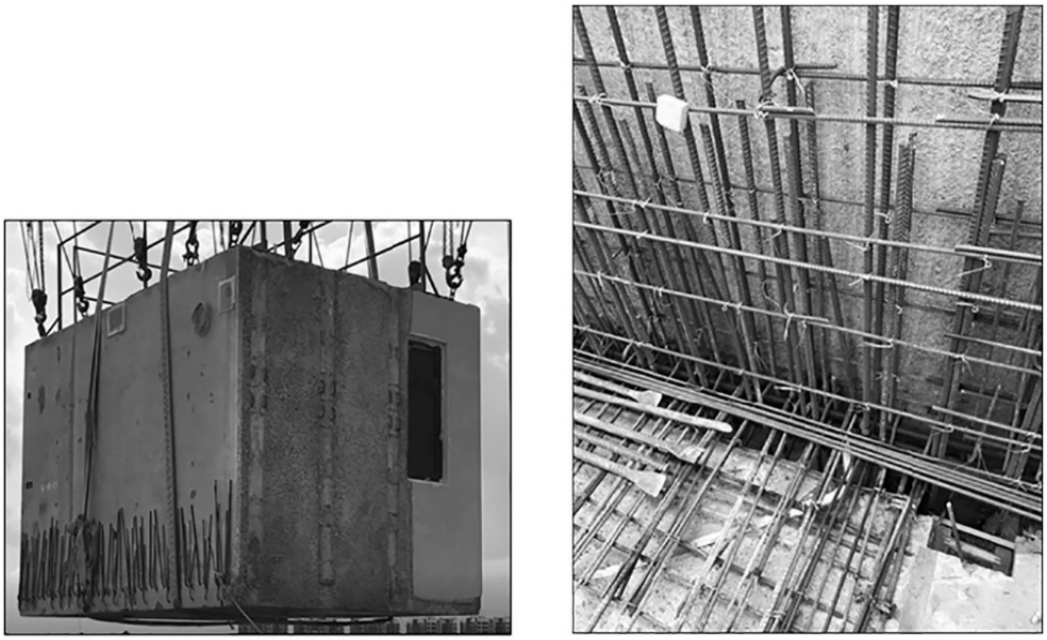
2.5. Liên kết trong nhà cao tầng mô đun toàn khối

Liên kết giữa các mô đun trong nhà LGMĐTK được đặc biệt được chú trọng. Các liên kết này được thi công ngoài công trường, ngoài chức năng đảm bảo khả năng truyền tải trọng theo phương đứng và tải trọng theo phương ngang, các liên kết này còn phải đảm bảo khả năng thi công nhanh, đơn giản, dễ dàng bảo trì, bảo dưỡng, thay thế.



Hình 5. Cấu tạo cột liên hợp nhà cao tầng LGMĐTK

Đối với các mô đun đơn vị được chế tạo bằng bê tông cốt thép, liên kết giữa các mô đun được thực hiện bằng mối nối ướt như hình 6. Loại liên kết này yêu cầu các mô đun đơn vị để thép chờ, và mối nối được thi công tại chỗ ngoài công trường. Mối liên kết này có ưu điểm đảm bảo khả năng về truyền tải lực, không cần bảo trì bảo dưỡng, tuy nhiên nhược điểm là đòi hỏi thời gian thi công tại công trường lâu hơn, có thể ảnh hưởng làm ẩm các chi tiết bộ phận đã được hoàn thiện trước [15].

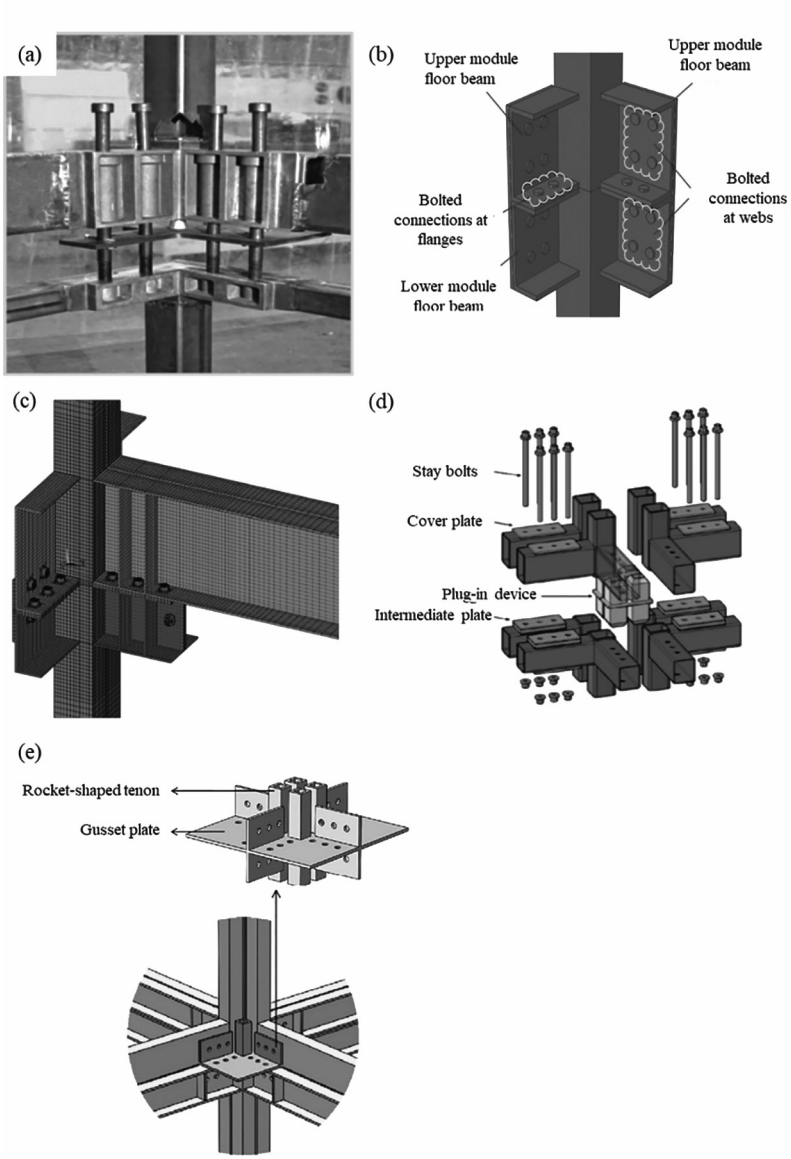


Hình 6. Mối nối ướt giữa các mô đun đơn vị bằng bê tông cốt thép

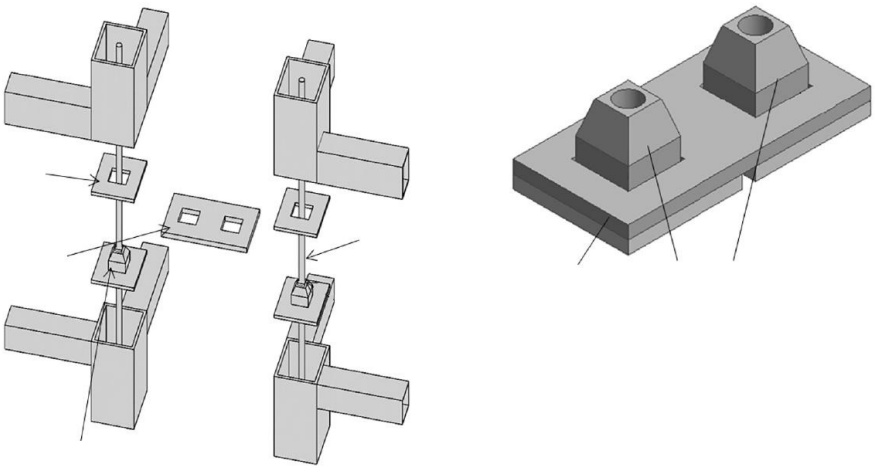
Đối với các mô đun đơn vị chế tạo bằng kết cấu thép hoặc liên hợp bê tông và thép, các liên kết có thể được chế tạo sử dụng là liên kết bu lông bản mã, liên kết hàn, liên kết thanh căng ứng lực. Các liên kết bu lông như hình 7 [20,21,22,23] có ưu điểm dễ dàng chế tạo thi công, tuy nhiên nhược điểm là công tác bảo trì bảo dưỡng khó khăn, số lượng bu lông nhiều tại các vị trí khó góc tiếp cận (đối với các mô đun được hoàn thiện tường trần, sàn), làm giảm năng suất thi công.

Một dạng liên kết khác được đầu tư nghiên cứu phát triển là dạng khóa chống cắt kết hợp với thanh ứng lực [15]. Dạng liên kết này với ưu điểm có khả năng truyền lực cắt tốt, thi công nhanh, không tốn chi phí bảo dưỡng, tuy nhiên đòi hỏi mức độ gia công, chế tạo chính xác cao. Đây là một trong những dạng liên kết tiềm năng phát triển lớn, khi công nghệ chế tạo tự động hoá trong nhà lắp ghép đạt tiến bộ lớn trong những năm tới đây.

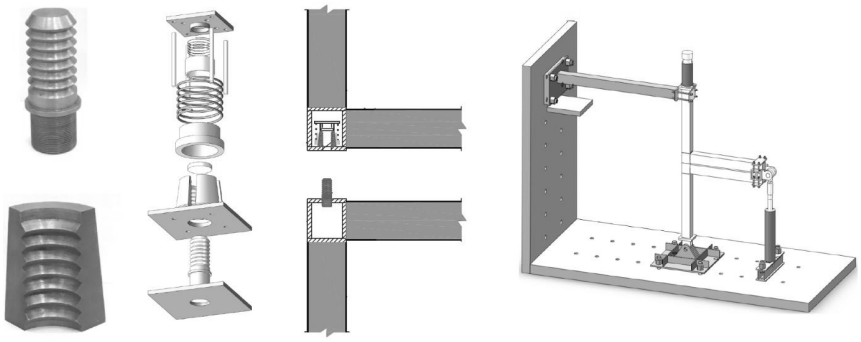
Dạng liên kết khoá tự động khác cũng dành được nhiều quan tâm phát triển là dạng liên kết chốt tự khoá [20,24]. Dạng liên kết này với ưu điểm là thời gian thi công lắp dựng rất nhanh, chỉ cần xếp các mô đun đơn vị đúng vị trí, cơ cấu chốt sẽ tự khoá liên kết. Liên kết này đã áp dụng cho toà nhà đến 19 tầng [20] trong thực tế và được thử nghiệm về lực kéo có thể áp dụng cho toà nhà tới 50 tầng. Đây là dạng liên kết tiềm năng, cần có sự đầu tư về thử nghiệm để áp dụng cho vùng yêu cầu kháng chấn như ở Việt Nam.



Hình 7. Các dạng liên kết bu lông giữa các mô đun đơn vị



Hình 8. Liên kết dạng khoá chống cắt kết hợp thanh ứng lực [15]



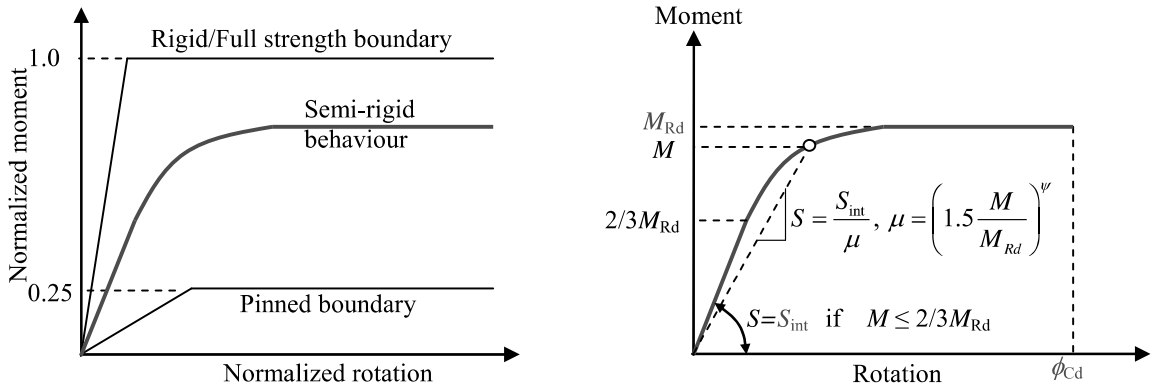
Hình 9. Liên kết chốt tự khoá

2.4. Tính toán thiết kế nhà cao tầng mô đun toàn khối

Để tính toán thiết kế cho nhà cao tầng LGMĐTK, hiện nay các tiêu chuẩn chính được áp dụng có thể kể đến tiêu chuẩn Eurocode 2 cho phần bê tông, Eurocode 3 kết cấu thép, và Eurocode 4 cho kết cấu liên hợp. Ngoài ra tại các quốc gia như Mỹ, Trung Quốc, Singapore, Úc đều có hướng dẫn thiết kế cho nhà LGMĐTK. Tuy nhiên, các hướng dẫn này vẫn đang được soát xét cập nhật cho phù hợp với thực tế phát triển của nhà LGMĐTK.

2.4.1. Tính toán chịu tải trọng ngang (gió, động đất)

Để tính toán thiết kế cho nhà LGMĐTK chịu tải trọng ngang, cần chú ý tới: (i) ứng xử của liên kết, và (ii) dạng tấm cứng của sàn. Đối với liên kết cần phân loại liên kết theo ứng xử ví dụ trong Eurocode 3 phần 1 - 8[25], phân loại các liên kết theo dạng liên kết liên tục, bán liên tục và khớp. Các liên kết này sau đó có thể được mô hình hoá trong các phần mềm tính toán thông dụng như Etab [26,27] để tính toán khả năng chịu tải trọng ngang cũng như ổn định tổng thể của công trình.



Hình 10. Phân loại dạng liên kết theo độ cứng, Eurocode 3 phần 1-8

So với nhà cao tầng truyền thống, phần trần và sàn của nhà LGMĐTK được tách rời do thuộc 2 mô đun đơn vị khác nhau (ở cùng một cao độ, phần sàn của mô đun trên liên kết với trần mô đun dưới tại các góc) [15]. Phần trần không được gán các phần tử tấm cứng, trong khi đó phần sàn phải được thiết kế đủ cứng để truyền tải trọng ngang và được gán là các phần tử tấm cứng riêng biệt. Tải trọng ngang được truyền tới lõi cứng qua sàn và liên kết giữa các mô đun (**Hình 11**).

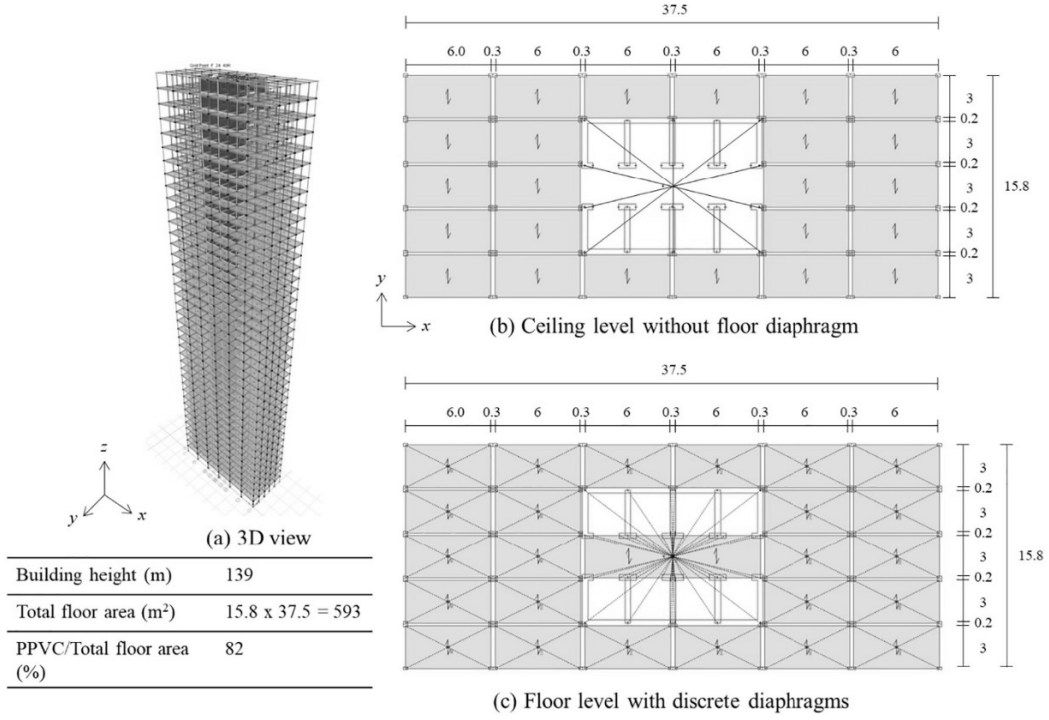
Việc tính toán các biến dạng co ngắn của cấu kiện chịu tải trọng đứng do từ biến, co ngót và tải trọng đứng cần được xem xét khi tính toán thiết kế để đảm bảo hạn chế các nội lực do chênh co giữa cột và lõi cứng [15].

2.4.2. Tính toán chống sụp đổ liên hoàn

Do tính chất không liên tục của các liên kết trong nhà cao tầng LGMĐTK, các tải trọng phá huỷ trong trường hợp tai nạn cần được xét tới [28,29]. Các mô hình tính toán cần xét tới trường hợp một mô đun đơn vị bị phá huỷ (đối với mô đun dạng vách chịu lực) hoặc một nhóm cột bị phá huỷ (đối với mô đun dạng cột chịu lực). Các nghiên cứu cho thấy, khả năng đáp ứng của nhà LGMĐTK với trường hợp tải trọng này. Kết quả tính toán cho thấy chuyển vị thẳng đứng lớn hơn khoảng 14% so với trường hợp xây dựng bằng phương pháp truyền thống với cùng một lượng vật liệu [29]. Tuy nhiên các hướng dẫn thiết kế đều khuyến nghị kiểm tra đối với trường hợp tải trọng sụp đổ liên hoàn khi thiết kế nhà cao tầng LGMĐTK.

2.4.3. Tính toán an toàn chịu lửa

Cần tính toán an toàn chịu lửa đối với từng mô đun. Cần đảm bảo các an toàn chịu lửa đối với các cấu kiện chịu lực và không chịu lực. Các mô đun đơn vị được xem như là các khoang cháy trong trường hợp xảy ra hoả hoạn. So với nhà truyền thống, an toàn chống cháy đối với nhà LGMĐTK cần chú ý tới việc ngăn lửa lọt qua tại các khe hở giữa các mô đun đơn vị. Do đó việc thiết kế phương án an toàn phòng cháy chữa cháy cần được chú ý từ khâu thiết kế để đảm bảo các điều kiện an toàn về phòng cháy chữa cháy cũng như việc lắp đặt hệ thống an toàn phòng cháy chữa cháy khi sản xuất các mô đun đơn vị và khi lắp ghép tại công trường.



Building height (m)	139
Total floor area (m²)	15.8 x 37.5 = 593
PPVC/Total floor area (%)	82

Hình 11. Mô hình hoá tổng thể nhà 40 tầng LGMĐTK
a) Mô hình tổng thể; b) Mô hình phần trần không có phần tử tấm cứng;
c) Mô hình phần sàn với phần tử tấm cứng riêng biệt.

2.5. Hệ thống MEP

Hệ thống MEP của nhà LGMĐTK cũng cần được thiết kế dạng mô đun và tích hợp với các mô đun đơn vị từ khi sản xuất. Do vậy, ngay từ khi thiết kế, quy trình thiết kế phối hợp giữa các bộ môn cần được quan tâm, sử dụng các công cụ như BIM để phát hiện, xử lý các va chạm. Ngoài ra, giải pháp MEP cũng cần được nhà thầu nghiên cứu để phù hợp với việc vận chuyển cẩu lắp đồng bộ với các mô đun đơn vị.

2.6. Sản xuất, vận chuyển và lắp dựng

Công tác sản xuất

Việc triển khai sản xuất các mô đun đơn vị được tiến hành đồng bộ cùng thời điểm với việc thi công phần ngầm và khối đế ngoài công trường. Việc sản xuất được tiến hành sớm cũng giúp đẩy nhanh tiến độ thi công. Tuy nhiên công tác nghiệm thu phần ngầm, khối đế cần được đặc biệt chú ý, có các phương án xử lý để đảm bảo độ tương thích và chính xác khi lắp đặt. Công tác sản xuất cần được lên quy trình cẩn thận, tránh xung đột va chạm, tối ưu hoá vật liệu. Các yêu cầu về sai số khắt khe hơn so với phương pháp thi công tại chỗ. Tuy nhiên, với sự tiến bộ của ngành tự động hoá, việc sản xuất trước sẽ là lợi thế lớn đối với các đơn vị áp dụng quy trình sản xuất tiên tiến đồng bộ, giúp tối ưu hoá chi phí. Đây cũng là lợi thế cạnh tranh lớn nhất của phương thức LGMĐTK khi công nghệ tự động hoá trong sản xuất được phổ cập.

Công tác vận chuyển, lắp dựng

Việc vận chuyển lắp dựng các mô đun đơn vị cũng cần có những công cụ quản lý hiện đại như BIM để đảm bảo quá trình vận chuyển từ nơi sản xuất đến công trường và quá trình lắp dựng diễn ra theo đúng tiến độ. Hiện nay, việc ứng dụng BIM và công nghệ 4.0 quản lý dữ liệu giúp cho công tác vận chuyển lắp dựng được diễn ra theo kế hoạch. Tại Việt Nam, công nghệ này cũng đã được triển khai áp dụng với các đơn vị thi công lắp ghép, tạo điều kiện thuận lợi cho việc triển khai công nghệ LGMĐTK.

3. KINH NGHIỆM TRIỂN KHAI PHƯƠNG THỨC XÂY DỰNG LGMĐTK

Qua khảo sát sự phát triển của phương thức xây dựng LGMĐTK trên thế giới, nhóm tác giả tổng hợp các kinh nghiệm để có thể triển khai nhanh, thành công và hiệu quả phương thức xây dựng LGMĐTK như sau:

- Cần có sự định hướng của các cơ quan quản lý nhà nước. Lợi ích của nhà LGMĐTK là tận dụng được ưu thế của phương thức sản xuất tự động hoá tiên tiến đang ngày càng phổ biến để giải quyết các vấn đề của ngành xây dựng nhằm đạt được các mục tiêu về xã hội như: giải quyết vấn đề thiếu hụt lực lượng lao động, đáp ứng nhu cầu nhà ở trong thời gian ngắn; đáp ứng nhu cầu nhà ở chất lượng cao; giải quyết vấn đề rác thải, ô nhiễm khi thi công; tối đa hiệu quả chi phí tạo động lực phát triển kinh tế.

- Cần có sự tham gia đầu tư mạnh mẽ của khu vực kinh tư nhân [1]. Đây là thành phần kinh tế năng động, dám chấp nhận đầu tư để vươn lên chiếm lĩnh thị trường, tạo ra sản phẩm mới, tạo lợi thế cạnh tranh thúc đẩy các giải pháp kỹ thuật ứng dụng vào thực tiễn.

- Sử dụng vốn đầu tư công, thông qua các chính sách về nhà ở tạo động lực cho thị trường nhà LGMĐTK phát triển [8].

- Đồng bộ hoá các tiêu chuẩn, hướng dẫn thiết kế, thi công và nghiệm thu nhà LGMĐTK [12].

- Tăng cường đào tạo, hợp tác nghiên cứu trong các cơ sở nghiên cứu, trường đại học, trường dạy nghề về phương thức LGMĐTK ở tất cả các bộ môn: kiến trúc, kết cấu, MEP, logistics, BIM. Bồi dưỡng đội ngũ cán bộ kỹ thuật có khả năng tiếp thu, triển khai công nghệ mới.

- Tăng cường truyền thông về những những ưu điểm của nhà LGMĐTK để tạo sự đồng thuận trong xã hội, tạo điều kiện để xã hội tiếp nhận ủng hộ phương thức xây dựng mới cũng như thu hút vốn đầu tư, tạo động lực cho nghiên cứu, triển khai và ứng dụng.

4. KẾT LUẬN

Nghiên cứu tổng quan về nhà LGMĐTK cho thấy đây là một phương thức xây dựng tiên tiến hiện đang được quan tâm đầu tư và phát triển trên thế giới. Việc phát triển nhà LGMĐTK trong thời điểm hiện nay gắn liền với tiến bộ của nền công nghiệp sản xuất tự động hoá và công nghệ thông tin 4.0. Có thể nói, những tiến bộ trong lĩnh vực công nghệ 4.0 là động lực chính thúc đẩy các quốc gia đầu tư vào phương thức LGMĐTK, các quốc gia như Anh, Úc, Singapore đều đặt mục tiêu biến những ưu thế về công nghệ trở thành ưu thế để phát triển đi đầu trong lĩnh vực xây dựng.

Việc triển khai nhà LGMĐTK chưa bắt đầu ở Việt Nam, nhưng qua kinh nghiệm của các nước trên thế giới, có thể thấy đây là công nghệ tiềm năng có thể giải quyết các vấn đề về nhà ở cũng như vấn đề xã hội chúng ta đang và sẽ gặp trong giai đoạn phát triển đến năm 2030. Hiện nay, Việt Nam cũng có các doanh nghiệp quan tâm đến công nghệ lắp ghép và đã ứng dụng các công nghệ tiên tiến trong sản xuất, vận chuyển, thi công lắp dựng. Đây là điều kiện thuận lợi để hợp tác, nghiên cứu và triển khai phương thức xây dựng LGMĐTK ở Việt Nam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Neal G. Bibeau et al (2020). *Prefabrication and Modular Construction 2020 SmarkMarket Report.* www.contruction.com/toolkit/reports

[2] Shuichi Matsumura, Tomoyuki Gondo, Kouichi Sato, Yoshiro Morita and Toru Eguchi (2018). *Technological developments of Japanese prefabricated housing in an early stage.* Journal of Architecture and Planning

[3] Thomas Linner, Thomas Bock (2012). *Evolution of large-scale industrialisation and service innovation in Japanese prefabrication industry*. Construction Innovation 12(2):156-17

[4] Stinson L. *The world's tallest modular building may teach cities to build cheaper housing*, from https://www.wired.com/2016/11/cities-can-learn-worlds-tallest-modularbuilding/; 2016

[5] Nick Bertram, Steffen Fuchs, Jan Mischke, Robert Palter, Gernot Strube, and Jonathan Woetzel (2019). *Modular construction: From projects to products.* McKinsey reports

[6] Lawson RM, Ogden RG, Bergin R. *Application of modular construction in high-rise buildings.* Journal of Architectural Engineering 2012;18:148-154

[7] Construction News. Croydon's modular tower: *'You don't take chances building a skyscraper',* from https://www.constructionnews.co.uk/buildings/project-reports/101-george-street-22-05-2019/

[8] www.gov.uk/bis, Industrial Strategy: government and industry in partnership, *Construction* 2025, Policy paper, Autumn Budget 2017, on 22th November 2017

[9] Generalova EM, Generalov VP, Kuznetsova AA. Modular buildings in modern construction. Procedia Engineering 2016;153:167-172

[10] Building and Construction Authority. Design for Manufacturing and Assembly (DfMA) Prefabricated Prefinished Volumetric Construction

[11] Dezeen. World's tallest modular tower is now Clement Canopy in Singapore, from https://www.dezeen.com/2019/07/02/clement-canopy-worlds-tallest-modular-towerbouygues/; 2019

[12] https://www1.bca.gov.sg/buildsg/productivity/design-for-manufacturing-and-assemblyfma/prefabricated-prefinished-volumetric-construction-ppvc

[13] McGowan S. Fabricating the future. Ecolibrium Magazine, from https://www.airah.org.au/Content_Files/EcoLibrium/2014/May14/05-14-Eco-003.pdf; 2014. p. 32-42

[14] James Wilson. The American Institute of Architects. *Design for modular construction: an introduction for architects*

[15] Liew JYR, Chua YS, Dai Z (2019). *Steel concrete composite systems for modular construction of high-rise buildings*. Structures 2019;21:135-149

[16] Built Offsite. New 29-storey modular build towers over London, from http://builtoffsite.com.au/issue-04/new-29-storey-modular-build-towers-london/; 2019

[17] Vectorbloc. Scalable precision modular construction system; 2016

[18] Yesterland. An urban legend about Disney's contemporary, from https://www.yesterland.com/contemporary.html; 2010

[19] H.T. Thai (2021). *Innovative composite structural systems for modular tall buildings.* 9th International conference on composite construction in steel and concrete. Stromberg, Germany, July 26-30

[20] Chen Z, Liu J, Yu Y(2017). *Experimental study on interior connections in modular steel buildings*. Eng Struct 2017;147(0):625-38

[21] Lee S, Park J, Kwak E, Shon S, Kang C, Choi H (2017). *Verification of the seismic performance of a rigidly connected modular system depending on the shape and size of the ceiling bracket*. Materials 2017;10(3):263-80

[22] Mao L. *Research on joint mechanical behavior of container architecture.* Shanghai, China: Tongji University; 2015. (Master's thesis)

[23] Deng EF, Yan JB, Ding Y, Zong L, Li ZX, Dai XM (2018). *Analytical and numerical studies on steel columns with novel connections in modular construction*. Int J Steel Struct

[24] Dai X-M, Zong L, Ding Y, Li Z-X (2019). *Experimental study on seismic behavior of a novel plug-in self-lock joint for modular steel construction*. Engineering Structures; 181:143-164

[25] EN1993-1-8. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints; 2005

[26] Chua Y, Liew JYR, Pang S (2018). *Robustness of prefabricated prefinished volumetric construction (PPVC) high-rise building.* Proceedings of the 12th international conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures - (ASCCS 2018) 2018:913-919

[27] Shan S, Looi D, Cai Y, Ma P, Chen M-T, Su R, et al (2019). Engineering modular integrated construction for high-rise building: a case study in Hong Kong. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering 2019;172:51-57

[28] Lawson PM, Byfield MP, Popo-Ola SO, Grubb PJ (2008). *Robustness of light steel frames and modular construction.* Proc Inst Civ Eng Struct Build;161(1):3-16

[29] Chua YS, Liew JYR, Pang SD. *Robustness of prefabricated prefinished volumetric construction (PPVC) high-rise building.* Proceedings of the 12th International Conference on Advances in Steel-concrete Composite Structures. ASCCS 2018 Editorial Universitat Politècnica de València; 2018, June. p. 913-9