

Tạp chí khoa học
**Kiến trúc
& Xây dựng**

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI

ISSN 1859-350X

Tổng biên tập

PGS.TS.KTS. Phạm Trọng Thuật

Tòa soạn

Phòng Khoa học & Công nghệ
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội
Km10, đường Nguyễn Trãi, Thanh Xuân, Hà Nội
ĐT: 024 3854 2521 Fax: 024 3854 1616
Email: tapchikientruchn@gmail.com

Giấy phép số 268/GP-BTTTT ngày 27.5.2022
của Bộ Thông tin và Truyền thông
Thiết kế mỹ thuật và chế bản tại Phòng Khoa học và
Công nghệ, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội
In tại Công ty CP Đầu tư và Hợp tác quốc tế
Nộp lưu chiếu: 8.2022

Hội đồng khoa học

PGS.TS. Lê Quân

Chủ tịch Hội đồng

PGS.TS. Phạm Trọng Thuật

GS.TS KOHATA YUKIHIRO

GS.TS. Nguyễn Việt Anh

PGS.TS. Nguyễn Tuấn Anh

TS. Ngô Thị Kim Dung

PGS.TS. Lê Anh Dũng

PGS.TS Vũ Hoàng Hiệp

TS. Lê Thị Minh Phương

Thường trực Hội đồng

Biên tập và Trị sự

TS. Nguyễn Công Giang

Trưởng ban biên tập

CN. Vũ Anh Tuấn

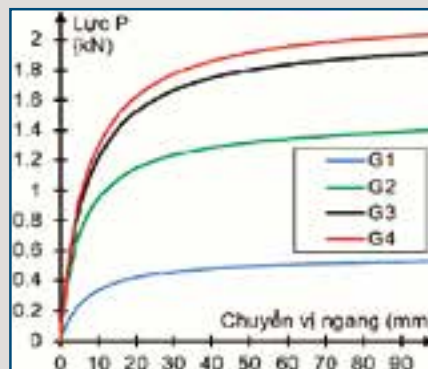
Trưởng ban trị sự

Trình bày - Chế bản

CN. Vũ Anh Tuấn

Mục lục

Số 45/2022 - Tạp chí Khoa học Kiến trúc - Xây dựng



Khoa học và công nghệ

- 4** Ảnh hưởng của giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo đến ổn định tổng thể của giàn thép phẳng
Vy Sơn Tùng, Nguyễn Như Hoàng
- 9** Giải pháp cho điểm kết nối nhà ga hồ Hoàn Kiếm và tuyến tàu điện ngầm số 2
Nguyễn Công Giang, Nguyễn Xuân Phúc
- 14** Thiết kế phương án quan trắc độ lún các nhà máy điện gió thực nghiệm quan trắc nhà máy điện gió Hòa Bình 5
Ngô Xuân Thế, Phạm Xuân Quyết
- 19** Mô hình 2D trong tính toán ổn định hố đào sâu cho dự án 6 tầng hầm tại trung tâm Hà Nội
Nguyễn Ngọc Thanh, Phạm Đức Quang
- 25** Ứng dụng ảnh viễn thám planet phục vụ công tác quan trắc hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ
Nguyễn Phương Dung, Nguyễn Quang Thanh
- 29** Vật liệu đắp nền đường và khả năng sử dụng cát nhiễm mặn để đắp nền đường ô tô tại Việt Nam
Văn Viết Thiên Ân, Nguyễn Việt Phương, Bùi Phú Doanh, Hoàng Tùng
- 34** Tính toán khả năng chịu lực của cột liên hợp thép-bê tông trong điều kiện cháy theo tiêu chuẩn châu Âu
Chu Thị Hoàng Anh, Chu Thị Bình
- 38** Phân tích nguyên nhân sự cố gãy, đổ cột điện bê tông ly tâm trong thiết kế
Vũ Hoàng Hiệp, Đỗ Việt Hà, Phạm Minh Hà
- 43** Đánh giá khả năng chịu động đất của khung bê tông cốt thép theo phương pháp hệ số chuyển vị
Nguyễn Anh Dũng, Nguyễn Vĩnh Sáng, Nguyễn Ngọc Thắng
- 48** Ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông đến ứng xử uốn của dầm bê tông cốt thép
Lê Phước Lành, Nguyễn Văn Quang, Nguyễn Trung Hiếu
- 52** Sự suy giảm cường độ của bê tông sử dụng cho vỏ hầm Hải Vân 2 sau khi chịu tác dụng của nhiệt độ cao
Nguyễn Tuấn Hiền, Nguyễn Hoàng Thanh Quý, Nguyễn Văn Thái
- 59** Khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép: Đánh giá một số mô hình dự báo
Đân Quốc Cường, Đặng Vũ Hiệp, Nguyễn Ngọc Phương
- 65** Một nghiên cứu thực nghiệm kiểm định và quan trắc cầu bằng thiết bị toàn đạc laser mặt đất
Vũ Ngọc Quang, Vũ Đình Chiều, Phạm Thị Thanh Hòa
- 70** Nghiên cứu xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông tường chắn theo tiêu chuẩn EN 13791:2020
TS. Lê Văn Mạnh
- 75** Tổng quan về QCVN 18:2021/BXD quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn trong thi công xây dựng
Phạm Minh Hà, Lê Trường Giang, Nguyễn Tuấn Ngọc Tú, Phan Phú Cường
- 80** Tổng quan về các tiêu chuẩn đánh giá kết cấu hiện hữu
Phạm Phú Tình, Phạm Minh Hà
- 84** Phân tích khung phẳng có nút liên kết nửa cứng bằng phương pháp phân tử hữu hạn
Trần Thị Thúy Vân, Nguyễn Hồng Cư, Trương Quang Tuấn
- 90** Hiệu quả nội bảo dưỡng vữa xi măng cường độ cao
Lê Thái Bình, Nguyễn Duy Hiếu
- 94** Đánh giá mức độ nguy hiểm của tòa nhà bê tông cốt thép hiện hữu theo TCVN 9381:2012
Phạm Phú Tình, Phạm Minh Hà
- 99** Ảnh hưởng của lỗ khoét đến khả năng chịu lực của tiết diện thép tạo hình nguội khi uốn
Phạm Ngọc Hiếu, Vũ Quốc Anh
- 103** Phương pháp thực hành khảo sát kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn
Vũ Hoàng Hiệp, Đặng Vũ Hiệp, Vũ Ngọc Anh
- 108** Dự báo khả năng chịu lực còn lại của dầm bê tông cốt thép bị ăn mòn dựa trên mô hình mạng nơ ron hồi quy tổng quát
Đặng Vũ Hiệp, Vũ Hoàng Hiệp, Nguyễn Ngọc Tân, Nguyễn Ngọc Phương
- 112** Ứng dụng cốt pha nhôm trong thi công xây dựng
Đào Minh Hiếu, Võ Văn Dân

Contents

Number 45/2022 - Science Journal of Architecture & Construction



Science and technology

- 4** Effects of lateral bracings at tension chord on the overall buckling of planar steel truss
Vy Sơn Tùng, Nguyễn Như Hoàng
- 9** Solution for the connection point of Hoan Kiem lake station and metro line No.02
Nguyễn Công Giang, Nguyễn Xuân Phúc
- 14** Design the procedure of settlement monitoring for wind power plants, experiment monitoring of Hoa Binh 5
Ngô Xuân Thế, Phạm Xuân Quyết
- 19** 2D numerical modelling for stabilizing deep excavation of 6-basement construction in the central area of Hanoi
Nguyễn Ngọc Thanh, Phạm Đức Quang
- 25** Application of Planet satellite imagery for monitoring medium-scale and small-scale reservoirs
Nguyễn Phương Dung, Nguyễn Quang Thanh
- 29** Roadbed materials and using sea sand for roadbed construction in Vietnam
Văn Viết Thiên Ân, Nguyễn Việt Phương, Bùi Phú Doanh, Hoàng Tùng
- 34** Calculation of load resistance of steel-concrete composite columns in fire condition according to Eurocode 4
Chu Thị Hoàng Anh, Chu Thị Bình
- 38** Analyse the causes of concrete centrifugal electric poles breakdown in design
Vũ Hoàng Hiệp, Đỗ Việt Hà, Phạm Minh Hà
- 43** Assessment of earthquake resistance of reinforced concrete frame by displacement coefficient method
Nguyễn Anh Dũng, Nguyễn Vĩnh Sáng, Nguyễn Ngọc Thắng
- 48** The effect of steel fiber percentage in concrete on the flexural behavior of the reinforced concrete beam
Lê Phước Lành, Nguyễn Văn Quang, Nguyễn Trung Hiếu
- 52** The strength reduction of concrete in Hai Van 2 tunnel lining after being affected by high temperature
Nguyễn Tuấn Hiền, Nguyễn Hoàng Thanh Quý, Nguyễn Văn Thái
- 59** Torsional resistance of reinforced concrete beams: The assessment of predictive models
Dần Quốc Cường, Đặng Vũ Hiệp, Nguyễn Ngọc Phương
- 65** An experiment study of inspection and monitoring bridge using ground laser scanner total station
Vũ Ngọc Quang, Vũ Đình Chiêu, Phạm Thị Thanh Hòa
- 70** Research method evaluation of the compressive strength of concrete retaining wall as standard EN 13791:2020
TS. Lê Văn Mạnh
- 75** Overview of the national technical regulations on safety in construction QCVN 18:2021/BXD
Phạm Minh Hà, Lê Trường Giang, Nguyễn Tuấn Ngọc Tú, Phan Phú Cường
- 80** Overview on codes and standards for the assessment of existing structures
Phạm Phú Tình, Phạm Minh Hà
- 84** Analysis for plane frames with semi-rigid connections using finite element method
Trần Thị Thúy Vân, Nguyễn Hồng Cư, Trương Quang Tuấn
- 90** Effect of internal curing of high-strength cement mortar
Lê Thái Bình, Nguyễn Duy Hiếu
- 94** Assessment of existing reinforced concrete buildings according to TCVN 9381:2012
Phạm Phú Tình, Phạm Minh Hà
- 99** Influence of web holes on the sectional capacities of cold-formed steel channel sections under bending
Phạm Ngọc Hiếu, Vũ Quốc Anh
- 103** Practical Methods to Investigate Corroded Reinforced Concrete Structures
Vũ Hoàng Hiệp, Đặng Vũ Hiệp, Vũ Ngọc Anh
- 108** Prediction of the residual strength capacity of corroded reinforced concrete beams based on generalized regression neural network (GMN) model
Đặng Vũ Hiệp, Vũ Hoàng Hiệp, Nguyễn Ngọc Tân, Nguyễn Ngọc Phương
- 112** Application of aluminum formwork in construction execution
Đào Minh Hiếu, Võ Văn Dân

Ảnh hưởng của giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo đến ổn định tổng thể của giàn thép phẳng

Effects of lateral bracings at tension chord on the overall buckling of planar steel truss

Vy Sơn Tùng⁽¹⁾, Nguyễn Như Hoàng⁽²⁾

Tóm tắt

Giàn thép phẳng chịu uốn được ứng dụng trong nhiều công trình nhà dân dụng, công nghiệp và công trình giao thông. Hiện nay, có ít nghiên cứu được thực hiện về khả năng chống mất ổn định tổng thể của giàn thép phẳng chịu uốn. Trong nghiên cứu này, các mô hình phần tử hữu hạn ổn định tuyến tính và phân tích phi tuyến (sử dụng phần tử thanh) của giàn thép phẳng chịu các lực tập trung tại các nút giàn được lập. Các mô hình này có thể xác định giá trị của lực tác dụng tới hạn (P_{cr}) và quan hệ lực - biến dạng của giàn thép. Để kiểm chứng độ tin cậy của các mô hình này, kết quả thu được từ chúng được so sánh với kết quả thu được từ các thí nghiệm trong một nghiên cứu đã được công bố trước đây về khả năng chống mất ổn định tổng thể của giàn thép phẳng sử dụng thanh giàn tiết diện hộp vuông rỗng (SHS). Cuối cùng, dựa trên các mô hình phần tử hữu hạn đã lập, nghiên cứu này chỉ ra rằng các giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo có thể ảnh hưởng đáng kể đến khả năng chống mất ổn định tổng thể của giàn thép phẳng.

Từ khóa: Giàn thép phẳng, Ổn định tổng thể, Lực tới hạn, Giằng ngang

Abstract

Planar steel trusses have been used for many civil and industrial buildings, as well as transportation infrastructures. Currently, few research studies have been conducted on the bending resistance for the overall buckling of planar steel trusses. In this research, finite element models for linear buckling and nonlinear analysis (based on the beam element) of planar steel trusses subjecting to concentrated loads at their nodes were developed. These models could be used to determine the critical loads (P_{cr}) and the load-displacement relations of the trusses. To verify the reliability of these models, their predicted results were compared with the results obtained from a test series of planar steel trusses made of square hollow sections (SHS) in an earlier publicized research study. Finally, based on the developed finite element models, this research indicates that the effects of lateral bracings at tension chords on the overall buckling of planar steel trusses could be considerable.

Key words: Planar steel truss, Overall buckling, Critical load, Lateral bracings

(1) ThS, Giảng viên, Khoa XDDD&CN,
Trường Đại Học Xây Dựng Hà Nội,
Email: <tungvs@huce.edu.vn>

(2) ThS, Giảng viên, Khoa XDDD&CN,
Trường Đại Học Xây Dựng Hà Nội,
Email: <hoangnn@huce.edu.vn>

Ngày nhận bài: 24/03/2022

Ngày sửa bài: 14/04/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

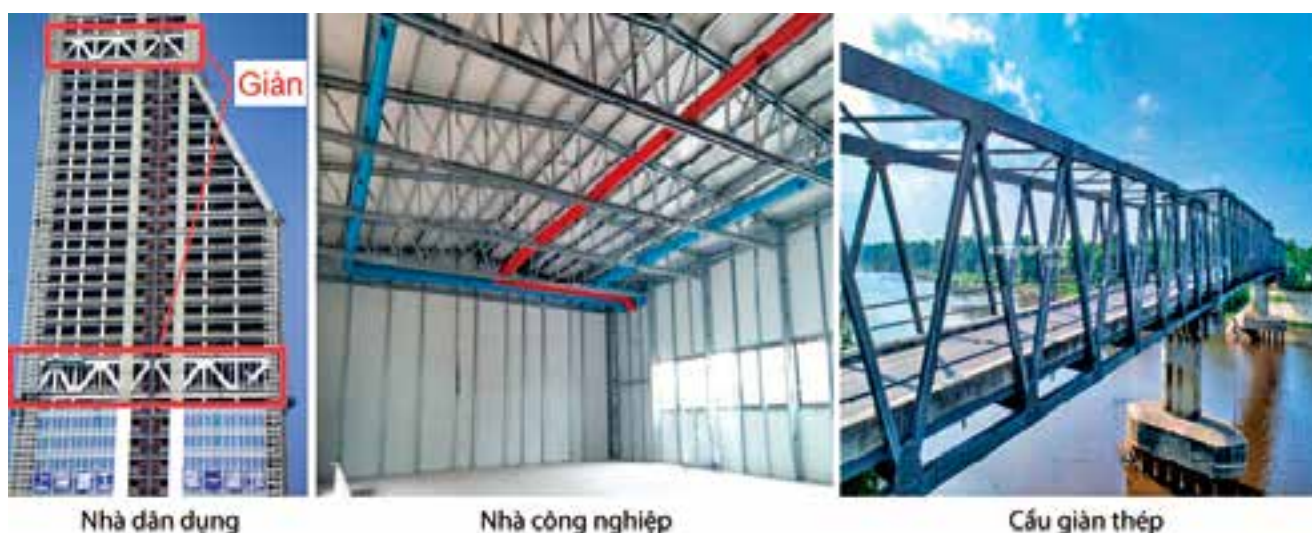
1. Giới thiệu

Với nhiều ưu điểm như khối lượng kết cấu nhẹ, thi công nhanh và có thể vượt nhịp lớn, giàn thép phẳng được sử dụng phổ biến cho nhà dân dụng, công nghiệp và công trình giao thông. Hình 1 trình bày một số ví dụ về ứng dụng của giàn thép phẳng. Các tiết diện được dùng phổ biến cho các thanh của giàn thép phẳng là tiết diện cán nóng hoặc tổ hợp hàn dạng chữ H, hộp rỗng và góc. Ngoài ra, trong những năm gần đây, tiết diện cán nguội dạng chữ U và C cũng được sử dụng để làm giàn thép phẳng đỡ mái.

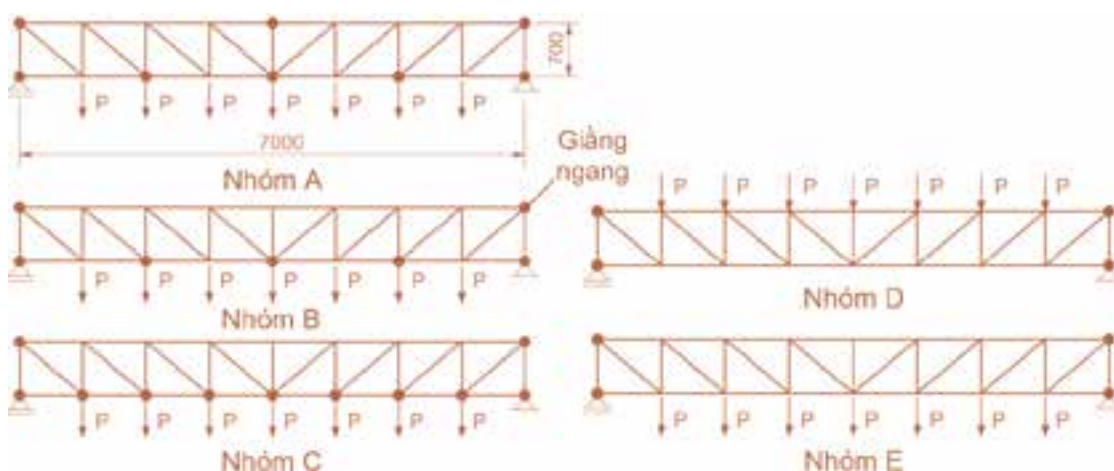
Khi bố trí khoảng cách giữa các giằng ngang không hợp lý, giàn thép phẳng nhịp lớn có thể bị phá hoại do mất ổn định tổng thể trước khi vật liệu của giàn thép đạt tới giá trị cường độ chảy dẻo. Điều này có thể gây ra lãng phí vật liệu trong thiết kế giàn thép phẳng. Trong các hướng dẫn thiết kế ở Việt Nam [1-3], khi thiết kế giàn thép phẳng, điều kiện ổn định tổng thể của giàn được đảm bảo thông qua kiểm tra điều kiện ổn định tổng thể của thanh cánh chịu nén. Phương pháp này thiên về an toàn, tuy nhiên, không kể đến sự đóng góp của các thanh bụng, cũng như các giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo đến khả năng chống mất ổn định tổng thể của giàn thép phẳng. Ngoài ra, chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng của thanh cánh chịu nén được lấy bằng khoảng cách giữa các điểm giằng ngang, và chiều dài tính toán trong mặt phẳng của thanh cánh này được lấy bằng khoảng cách giữa các nút giàn. Giá trị của các chiều dài tính toán này được lấy thiên về an toàn và có thể không đúng với giá trị thật của chúng.

Số lượng các nghiên cứu về ổn định tổng thể của giàn thép phẳng còn khá hạn chế. Jankowska-Sandberg và Kolodziej [4] đã tiến hành các thí nghiệm đối với các giàn thép phẳng sử dụng tiết diện hộp vuông rỗng (SHS) bị mất ổn định tổng thể khi chịu uốn. Các kết quả thí nghiệm được đối chiếu với kết quả dự đoán từ mô hình phần tử hữu hạn được xây dựng trước đó trong nghiên cứu [5]. Dựa vào kết quả thí nghiệm, Jankowska-Sandberg và Kolodziej [4] kết luận rằng ổn định của giàn thép phẳng phụ thuộc vào vị trí đặt lực, khoảng cách và độ cứng của các giằng ngang và độ cứng của thanh bụng. Ngoài ra, với các giàn thép phẳng được thí nghiệm, chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng của thanh cánh chịu nén nhỏ hơn khoảng cách giằng ngang 30-80% [4]. Krajewski và Iwicki [6] đã khảo sát ảnh hưởng của độ cứng của giằng ngang đến ổn định tổng thể của giàn thép phẳng. Sau đó, từ kết quả chạy mô hình phần tử hữu hạn, Krajewski và Iwicki [7] đã cho thấy ảnh hưởng đáng kể của độ cứng của giằng ngang tại các nút của thanh cánh trên (chịu kéo) đến ổn định tổng thể của giàn thép phẳng chịu tải trọng gió bốc. Tại Việt Nam, ngoài một số tài liệu thiết kế [1-3], cho đến hiện tại, chưa có nghiên cứu nào được thực hiện về ổn định tổng thể của giàn thép phẳng.

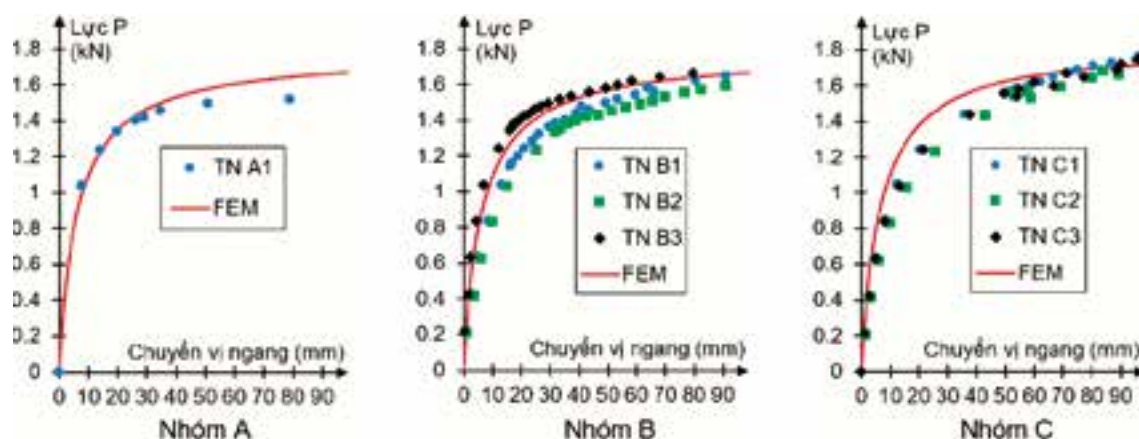
Nghiên cứu này khảo sát về ổn định tổng thể của giàn thép phẳng có kể đến ảnh hưởng của việc bố trí giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo. Đầu tiên, nội dung của các thí nghiệm về ổn định tổng thể của giàn thép phẳng thực hiện ở [4] được trình bày ngắn gọn. Dựa trên các thí nghiệm này, mô hình phần tử hữu hạn (FEM) ổn định tuyến tính (linear buckling) và phân tích



Hình 1: Một số ứng dụng của giàn thép phẳng



Hình 2: Sơ đồ thí nghiệm của Jankowska-Sandberg và Kołodziej [4]

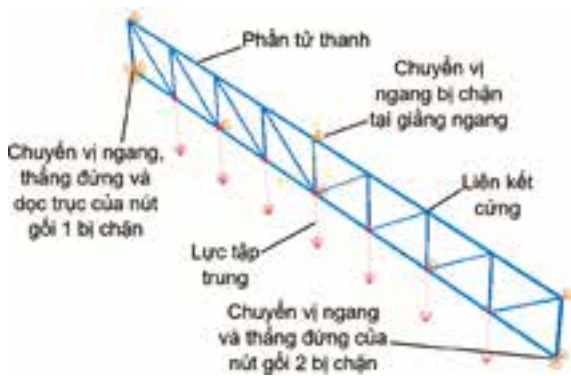


Hình 3: Đường cong P-δ của một số thí nghiệm [4]

phi tuyến (nonlinear analysis) được lập. Độ tin cậy của các mô hình này được xác nhận bằng cách so sánh kết quả mô phỏng với kết quả thu được từ các thí nghiệm. Sau đó, các mô hình này được sử dụng để đánh giá ổn định tổng thể của một giàn thép phẳng được thiết kế theo các trường hợp: không có giằng ngang, có giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo, có giằng ngang tại thanh cánh chịu nén, và có giằng ngang tại cả thanh cánh chịu kéo và thanh cánh chịu nén.

2. Thí nghiệm về ổn định tổng thể của giàn thép phẳng [4]

Jankowska-Sandberg và Kołodziej [4] đã tiến hành 14 thí nghiệm với các giàn thép phẳng nhịp 7m. Thiết kế của các giàn thép phẳng này được thể hiện như Hình 2. Các thí nghiệm được chia thành 5 nhóm (A, B, C, D và E) và được phân biệt dựa theo cách bố trí giằng ngang và tải trọng. Tiết



Hình 4: Mô hình phần tử hữu hạn của giàn thép phẳng A1

diện của thanh cánh trên, thanh cánh dưới và thanh bụng đầu giàn là SHS 25×25×2 (chiều dày $t = 2,259\text{mm}$, mô-đun đàn hồi khi chịu kéo $E = 208,07\text{ GPa}$ và mô-đun đàn hồi khi chịu cắt $G = 80,02\text{ GPa}$), trong khi đó, tiết diện của các thanh bụng còn lại là SHS 20×20×2 ($t = 2,315\text{mm}$, $E = 210,83\text{ GPa}$ và $G = 81,09\text{ GPa}$). Do các thí nghiệm được tiến hành đến trước thời điểm giàn thép phẳng bị phá hoại, nên giá trị cường độ chảy dẻo fy của vật liệu không có nhiều ý nghĩa. Giá trị lực tác dụng tới hạn $P_{cr,TN}$ được xác định thông qua quan hệ giữa lực tác dụng P và biến dạng ngang lớn nhất δ (phương pháp Southwell). Quan hệ P - δ và giá trị của $P_{cr,TN}$ thu được từ các thí nghiệm (TN) được thể hiện trong Hình 3 và Bảng 1.

3. Các mô hình phần tử hữu hạn

3.1. Mô hình phần tử hữu hạn ổn định tuyến tính

Mô hình phần tử hữu hạn ổn định tuyến tính của giàn thép phẳng được lập dựa trên phần mềm Abaqus/CAE [8] và được mô tả như Hình 4. Do các thanh giàn trong các thí nghiệm của Jankowska-Sandberg và Kołodziej [4] không bị mất ổn định cục bộ, phần tử thanh (beam element) được sử dụng để mô phỏng các thanh giàn để giảm thời gian chạy mô hình. Liên kết giữa các thanh giàn là liên kết hàn, do vậy, liên kết giữa chúng trong mô hình được mô tả là liên kết cứng. Để mô phỏng các gối tựa và giằng ngang của giàn

Bảng 1: Giá trị lực tác dụng tới hạn thu được từ thí nghiệm và mô phỏng

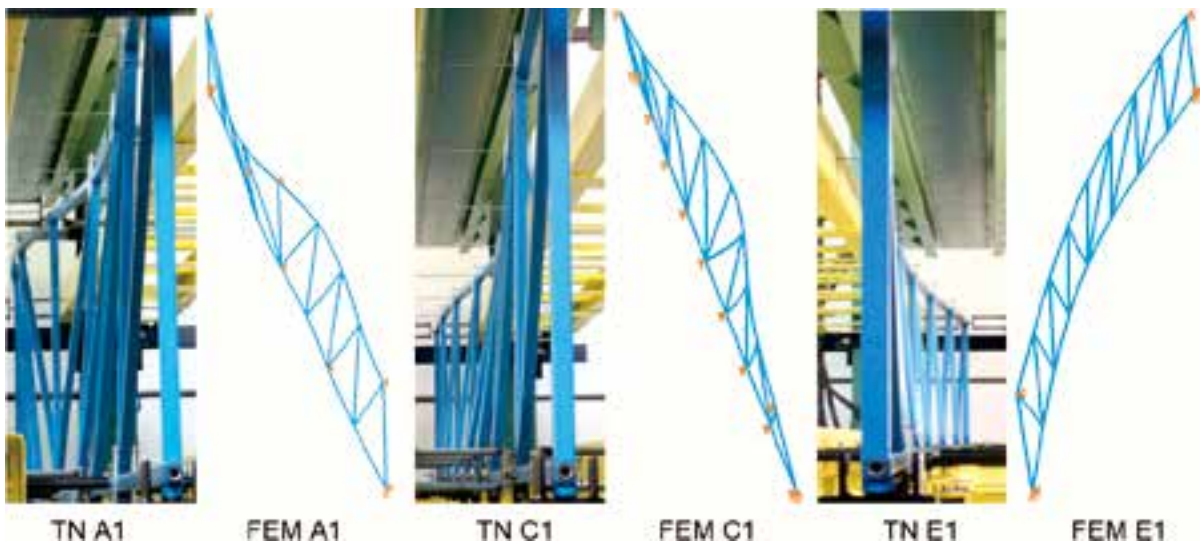
Nhóm thí nghiệm	Giàn thép	$P_{cr,TN}$ (kN)	$P_{cr,FEM}$ (kN)	$P_{cr,FEM} / P_{cr,TN}$
A	A1	1,56	1,77	1,13
	A2	1,60	1,77	1,11
	A3	1,60	1,77	1,11
B	B1	1,80	1,77	0,98
	B2	1,78	1,77	0,99
	B3	1,74	1,77	1,02
C	C1	1,92	1,86	0,97
	C2	1,90	1,86	0,98
	C3	1,89	1,86	0,99
D	D1	0,48	0,54	1,12
	D2	0,48	0,54	1,12
	D3	0,48	0,54	1,12
E	E1	0,56	0,63	1,12
	E2	0,61	0,63	1,03
Trung bình				1,06
Hệ số biến thiên				0,06

thép phẳng, các chuyển vị của các nút giàn tương ứng được khai báo bị ngăn cản như Hình 4. Ngoài ra, các lực tập trung $P = 1\text{ kN}$ cũng được đặt tại các nút giàn tương ứng với tải trọng của mỗi nhóm giàn được mô tả trong Hình 2. Tiết diện các thanh giàn, các giá trị E và G mô tả trong Mục 2 được dùng để thiết lập các mô hình. Để tìm ra giá trị lực tác dụng tới hạn $P_{cr,FEM}$, thuật giải Buckle được sử dụng.

Để xác định giá trị lực tác dụng tới hạn $P_{cr,FEM}$ trong Bảng 1, giá trị của trị riêng (Eigenvalue) dương đầu tiên của mô hình ổn định tuyến tính (xác định bởi phần mềm Abaqus/CAE) được nhân với $P = 1\text{ kN}$. Biến dạng của giàn tương ứng với trị riêng này chính là dạng mất ổn định tổng thể của giàn.

3.2. Mô hình phần tử hữu hạn dùng cho phân tích phi tuyến

Phân tích phi tuyến (nonlinear analysis) là loại phân tích mà quan hệ phi tuyến giữa lực tác dụng và chuyển vị của kết



Hình 5: Biến dạng do mất ổn định tổng thể của giàn thép phẳng A1, C1 và E1

cấu được xét. Phân tích phi tuyến thường kể đến phi tuyến hình học, phi tuyến vật liệu và tương tác giữa các phần tử trong kết cấu. Mô hình phần tử hữu hạn dùng cho phân tích phi tuyến (gọi tắt là mô hình phân tích phi tuyến) cũng được lập trong nghiên cứu này để dự đoán đường cong P- δ của các giàn thép phẳng (Hình 3). Các đường cong P- δ này có thể dùng để kiểm tra lại giá trị $P_{cr,FEM}$ như đã nói ở Mục 2. Nếu khai báo thêm giá trị cường độ chảy dẻo f_y của vật liệu, mô hình này có thể xác định khả năng chịu lực tối đa P_{max} của giàn thép phẳng. Mô hình này cũng được lập như Mục 3.1, tuy nhiên, thuật giải Static, Riks và phi tuyến hình học (NLGeom) được sử dụng. Khuyết tật hình học tổng thể (global imperfection) được thêm vào mô hình phân tích phi tuyến dựa theo biến dạng của giàn tại trị riêng dương nhỏ nhất, và có giá trị bằng nhịp giàn/ 1000 = 7mm.

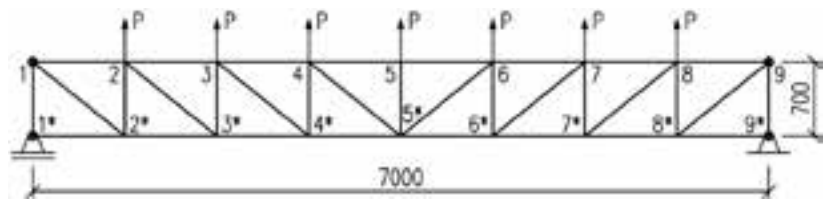
3.3. Kiểm tra độ tin cậy của các mô hình

Hình 5 cho thấy biến dạng của các giàn thép phẳng nhóm A, C và E thu được từ thí nghiệm và mô hình phân tích phi tuyến có sự tương đồng cao. Ngoài ra, sự tương đồng cao giữa các giá trị $P_{cr,TN}$ và $P_{cr,FEM}$ và giữa các đường cong P- δ thu được từ thí nghiệm và các mô hình (ổn định tuyến tính và phân tích phi tuyến) cũng được thể hiện trong Bảng 1 và Hình 3. Kết luận, các mô hình được lập trong nghiên cứu này là đáng tin cậy để dự đoán sự mất ổn định tổng thể trong giai đoạn đàn hồi (elastic buckling) của giàn thép phẳng.

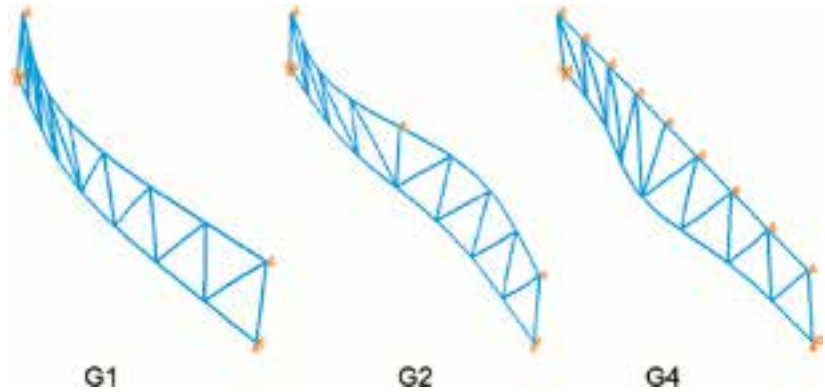
4. Khảo sát ảnh hưởng của giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo đến ổn định tổng thể của giàn thép phẳng

Các mô hình được lập trong Mục 3 được sử dụng để khảo sát một giàn thép phẳng chịu tải trọng gió bắc (Hình 6). Các tiết diện thanh giàn và điều kiện biên tại nút gối được lấy theo mô tả trong Mục 2. Ngoài ra, chuyển vị ngang của các nút giàn 1 và 9 được ngăn cản vì có các giằng ngang. Đầu tiên, giá trị lực tác dụng tới hạn ($P_{cr,FEM}$) của trường hợp giàn thép đang xét không có thêm giằng ngang sẽ được so sánh với $P_{cr,FEM}$ của trường hợp giàn thép đang xét có thêm giằng ngang tại nút 5, hoặc các nút 3, 5 và 7, hoặc các nút 2-8 của thanh cánh trên (chịu kéo). Sau đó, $P_{cr,FEM}$ của trường hợp giàn thép đang xét có thêm giằng ngang tại nút 5*, hoặc các nút 3*, 5* và 7*, hoặc các nút 2*-8* trên thanh cánh dưới (chịu nén) sẽ được so sánh lần lượt với $P_{cr,FEM}$ của trường hợp giàn thép đang xét có thêm giằng ngang tại các nút 5 và 5*, hoặc các nút 3, 5, 7, 3*, 5* và 7*, hoặc các nút 2-8 và 2*-8* của cả thanh cánh chịu kéo và thanh cánh chịu nén.

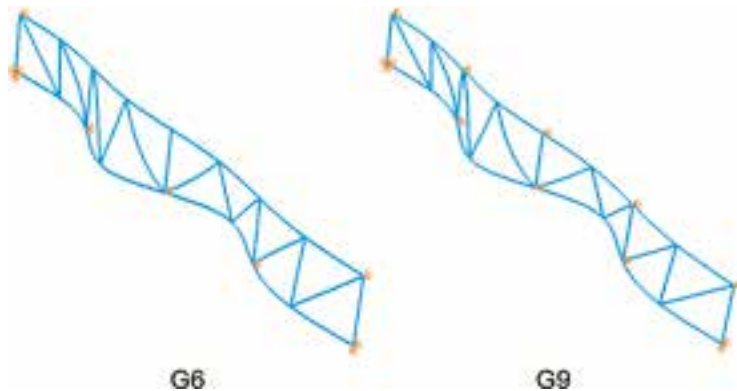
Hình 7 thể hiện dạng mất ổn định tổng thể của các trường hợp giàn thép phẳng không có giằng ngang tại thanh cánh dưới (chịu nén). Hình 7 cũng cho thấy sự bổ sung giằng ngang tại các nút của thanh cánh trên (chịu kéo) làm thay đổi dạng mất ổn định thể của giàn thép phẳng đang xét. Ngược lại, theo Hình 8, sự bổ sung giằng ngang tại các nút của thanh cánh trên không làm thay đổi dạng mất ổn định tổng



Hình 6: Sơ đồ thanh và điều kiện biên tại gối của giàn thép được khảo sát



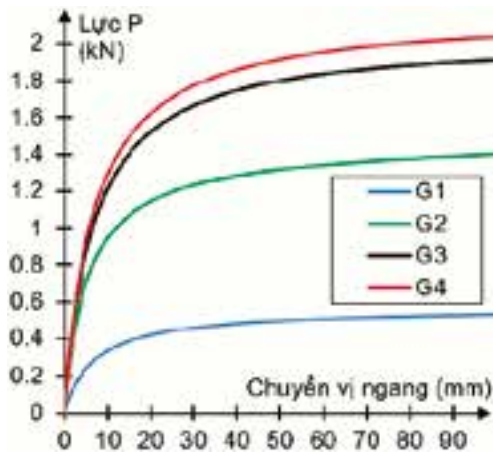
Hình 7: Dạng mất ổn định của giàn thép trong các trường hợp G1, G2 và G4



Hình 8: Dạng mất ổn định của giàn thép trong các trường hợp G6 và G9

thể của giàn thép phẳng đã được bố trí giằng ngang tại các nút tương ứng của thanh cánh dưới.

Bảng 2 cho thấy khi số lượng nút giàn được bố trí giằng ngang tăng lên, giá trị lực tác dụng tới hạn ($P_{cr,FEM}$) của giàn thép phẳng đang xét cũng được tăng lên. Khi bố trí giằng ngang như các trường hợp G2-G4, giá trị $P_{cr,FEM}$ của giàn thép phẳng này tăng rõ rệt từ 156 đến 287% so với khi bố trí giằng ngang như trường hợp G1. Bên cạnh đó, Hình 9 cho thấy với cách bố trí giằng ngang như các trường hợp G2-G4, độ cứng tổng thể của giàn thép này cũng được tăng đáng kể so với trường hợp G1. Bảng 2 cũng cho thấy, khi bố trí giằng ngang tại thanh cánh chịu nén (các trường hợp G6-G7), giá trị $P_{cr,FEM}$ tăng từ 41 đến 218% khi so với các trường hợp G3-G4. Ngoài ra, khi giàn thép phẳng đã được bố trí giằng ngang tại thanh cánh chịu nén (trường hợp G5-G7), việc bố trí thêm giằng ngang tại thanh cánh chịu kéo (trường hợp G8-G10) không có hiệu quả đáng kể (nhỏ hơn 2%). Trường hợp G2, G5 và G8 cho giá trị $P_{cr,FEM}$ gần giống nhau. Điều này cho thấy đối với giàn thép phẳng đang xét, giằng ngang tại nút giàn giữa nhịp của thanh cánh chịu kéo có hiệu quả gần giống với giằng ngang tại nút giàn giữa nhịp của thanh cánh chịu nén.



Hình 9: Đường cong P- δ của các trường hợp G1-G4 thu được từ mô hình phân tích phi tuyến

5. Kết luận

Nghiên cứu này trình bày tóm tắt các thí nghiệm của Jankowska-Sandberg và Kołodziej [4] về ổn định tổng thể của giàn thép phẳng. Dựa trên bố trí và kết quả của các thí nghiệm này, các mô hình phân tử hữu hạn ổn định tuyến tính và phân tích phi tuyến được lập và kiểm chứng độ tin cậy. Sử dụng các mô hình này, một số khảo sát về ảnh hưởng của giằng ngang đến ổn định tổng thể của giàn thép phẳng đã được thực hiện. Kết quả khảo sát cho thấy giằng ngang tại các nút giàn của thanh cánh chịu kéo có ảnh hưởng đáng

Bảng 2: Khảo sát ảnh hưởng của giằng ngang đến $P_{cr,FEM}$

Trường hợp	Nút giàn có thêm giằng ngang	$P_{cr,FEM}$ (kN)
G1	-	0,567
G2	5	1,450
G3	3, 5 và 7	2,057
G4	2-8	2,193
G5	5*	1,450
G6	3*, 5* và 7*	2,897
G7	2*-8*	6,982
G8	5 và 5*	1,450
G9	3, 5, 7, 3*, 5* và 7*	2,905
G10	2-8 và 2*-8*	7,128

kể đến ổn định tổng thể của giàn thép phẳng khi không bố trí giằng ngang tại các nút giàn của thanh cánh chịu nén. Tuy nhiên, ảnh hưởng của giằng ngang tại các nút giàn của thanh cánh chịu kéo là không đáng kể khi các nút giàn tương ứng của thanh cánh chịu nén đã được bố trí giằng ngang. Từ nghiên cứu này, nhóm tác giả sẽ xây dựng phương pháp tính toán về khả năng chịu lực của giàn thép không sử dụng hệ số chiều dài tính toán của các thanh giàn, và đề xuất cách bố trí hợp lý cho hệ giằng ngang của giàn thép phẳng trong các nghiên cứu tiếp theo./

Tài liệu tham khảo

1. P. V. Hội, N. Q. Viên, P. V. Tư và L. V. Tường. Kết cấu thép - Cấu kiện cơ bản. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, 2006.
2. P. V. Hội, N. Q. Viên, P. V. Tư, Đ. N. Tranh và H. V. Quang. Kết cấu thép - Công trình dân dụng và công nghiệp. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, 1998.
3. Đ. Đ. Kiến, P. V. Tư và N. Q. Viên. Thiết kế kết cấu thép nhà công nghiệp. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, 2005.
4. J. Jankowska-Sandberg and J. Kołodziej. Experimental study of steel truss lateral-torsional buckling. *Engineering Structures*, Vol. 46, 165-172, 2013.
5. J. Jankowska-Sandberg. Analysis of elastic lateral buckling of steel truss with consideration of stiffness lateral braces of compression chord (In Polish). *Inżynieria i Budownictwo*, Vol. 5, 264-266, 2006.
6. M. Krajewski and P. Iwicki. Analysis of brace stiffness influence on stability of the truss. *International Journal of Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 20, 97-108, 2015.
7. M. Krajewski and P. Iwicki. Stability of a truss under upward wind loading. *Recent Progress in Steel and Composite Structures - Proceedings of the 13th International Conference on Metal Structures*, 417-424, 2016.
8. ABAQUS 2019. Dassault Systèmes, Providence, RI, USA, 2019.

Tính toán khả năng chịu lực của cột liên hợp thép- bê tông...

(tiếp theo trang 37)

Với giá trị trong bảng hoàn toàn có thể xây dựng biểu đồ quan hệ giữa khả năng chịu lực (lực dọc giới hạn) của cột sau một thời gian cháy nhất định như Hình 4.

Kiểm tra lực tác dụng $N_{fi,Ed} = 1747,2kN$ có thể thấy các cột cao từ 2,7 đến 3,6 m chỉ chịu được thời gian cháy đến khoảng 70-78 phút. Từ thời gian 80 đến 120 phút cột đã không đủ khả năng chịu lực (khả năng chịu lực – chữ nghiêng màu đỏ trong bảng nhỏ hơn lực tác dụng).

4. Nhận xét và kiến nghị

Bài báo giới thiệu cách xác định khả năng chịu lực của cột liên hợp thép- bê tông trong điều kiện cháy theo phương pháp đơn giản hóa được đề cập trong tiêu chuẩn EC4.

Với phương pháp này hoàn toàn có thể khảo sát ảnh hưởng của chiều dài (độ mảnh cột) cũng như thời gian cháy đến lực dọc giới hạn của cột. Từ đó có thể kiểm tra khả năng chịu lực của cột tại một thời điểm cháy nhất định. Đồng thời

cũng có thể chọn lựa tiết diện thích hợp với yêu cầu thiết kế chịu lửa nhất định./

Tài liệu tham khảo

1. EN 1993-1-1, "Design of steel structures," in Part 1-1: General rules and rules for buildings, European committee for Standardization, 2005
2. EN 1994-1-1, "Design of composite steel and concrete structures," in Part 1-1: General rules and rules for buildings, European committee for standardizations, 2004.
3. EN 1994-1-2, "Design of composite steel and concrete structures," in Part 1-2: General rules- structural fire design, European committee for Standardization, 2005.
4. Franssen J.M., "SAFIR. A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire", *Engineering Journal*, A.I.S.C., Vol 42. (3), 2005.
5. ISO 834-1:1999. Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements.

Giải pháp cho điểm kết nối nhà ga hồ Hoàn Kiếm và tuyến tàu điện ngầm số 2

Solution for the connection point of Hoan Kiem lake station and metro line No.02

Nguyễn Công Giang⁽¹⁾, Nguyễn Xuân Phúc⁽²⁾

Tóm tắt

Nghiên cứu giải pháp cho điểm kết nối giữa nhà ga và tuyến tàu điện ngầm, nhằm đảm bảo an toàn và giảm thiểu thiệt hại cũng như thời gian và chi phí xây dựng. Thông thường, tường vây thường làm bằng bê tông cốt thép, khi sử dụng công nghệ thi công bằng máy khiên đào (TBM) cắt trực tiếp qua sẽ tiềm ẩn nguy cơ làm hư hỏng TBM. Nếu tạo lỗ mở trên tường vây trước khi TBM đi qua sẽ gây ra nhiều rủi ro khác, do công trình nằm trong lớp đất dính, có hệ số thấm nhỏ nhưng mực nước ngầm cao, đất bão hoà nước, nên có thể gây ngập cục bộ trong nhà ga. Bài báo này giới thiệu về phương án bê tông cốt sợi thủy tinh cho tấm tường vây nhà ga, TBM xuyên qua tường vây bằng cách cắt cốt thép GFRP (một dạng của vật liệu composite) và nghiền bê tông. Đây là giải pháp nhằm đẩy nhanh tiến độ, đơn giản và an toàn nhất để tạo lối mở giữa đường hầm và nhà ga.

Từ khóa: mắt mềm, cốt sợi thủy tinh GFRP, máy đào hầm TBM, ứng suất

Abstract

The paper investigates solutions for the connection point between the station and the subway line to ensure safety and minimize damage and construction costs. Typically, the diaphragm wall is usually made of reinforced concrete, when using construction technology by Tunnel Boring Machine (TBM) cutting directly through, poses potential risks of damage to TBM. Creating an opening in the diaphragm wall before the TBM passes through will cause many other threats. It deals with that the structure is usually located in the cohesive soil layer and has a small permeability coefficient, but the groundwater level is high, and the soil is saturated with water so it can cause local flooding in the station. This paper introduces the option of glass fiber reinforced concrete for the station diaphragm, TBM penetrates the diaphragm wall by cutting GFRP reinforcement (a form of composite material) and crushing the concrete. This is the solution to speed up construction, the simplest and safest way to create an opening between the tunnel and the station.

Key words: soft-eye, glass fiber reinforced polyme bar, tunnel boring machine, stress

(1)TS, Giảng viên, khoa Xây Dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội,
Email: gianglientca@gmail.com

(2)Kỹ sư, Công ty cổ phần đầu tư Blue Crystal,
Email: phucnguyen@bcinvest.vn

Ngày nhận bài: 23/04/2022
Ngày sửa bài: 14/05/2022
Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Đặt vấn đề

Thực tế xây dựng nhà ga Hồ Hoàn Kiếm tại trung tâm thành phố Hà Nội, nơi có mực nước ngầm cao và công trình nằm cạnh rất nhiều di tích lịch sử của Thủ đô cũng như các công trình quan trọng khác. Nên đòi hỏi ngoài đảm bảo an toàn cho nhà ga Hồ Hoàn Kiếm, thì chúng ta cũng cần đảm bảo cho các công trình lân cận. Điểm kết nối giữa nhà ga và tuyến tàu điện ngầm có ý nghĩa vô cùng quan trọng, vì nó trực tiếp ảnh hưởng tới kết cấu nhà ga, cũng như chuyển vị tường vây.

Bài báo giới thiệu phương pháp sử dụng bê tông cốt sợi thủy tinh cho khu vực “mắt mềm” - điểm kết nối nhà ga và tuyến để giải quyết những khó khăn trên.

2. Đặc điểm và vị trí của công trình

Ngày 23/03/2022, theo chỉ đạo của Thủ tướng chính phủ về vị trí nhà ga ngầm C9 Hồ Hoàn Kiếm, Ủy ban nhân dân thành phố Hà Nội đã quyết định đề xuất phương án 1 để làm cơ sở hoàn chỉnh hồ sơ điều chỉnh chủ trương đầu tư dự án tuyến đường sắt metro Hà Nội (tuyến số 2). Vị trí nhà ga nằm bên dưới đường Đinh Tiên Hoàng, phía trước Tổng công ty Điện lực Hà Nội và trụ sở Hội đồng nhân dân - Ủy ban nhân dân thành phố Hà Nội.

Nhà ga gồm 4 tầng ngầm. Chiều dài 202.4m, rộng 15m. Tường vây dày 1.2m, chiều dài 37m được cấu tạo bằng bê tông B25 và cốt thép CB400-V. Nhà ga gồm 2 đường hầm nằm ngang song song với nhau đi xuyên qua, đỉnh đường hầm ở cao độ -12.7m, đường hầm có đường kính ngoài 5.9m, nằm hoàn toàn trong lớp đất dính (lớp 4: Sét - Sét pha).

3. Sự khác biệt giữa cốt sợi thủy tinh và cốt thép

GFRP có độ bền kéo gấp đôi thép; tuy nhiên cường độ uốn lại thấp hơn, giới hạn chảy thấp hơn và mô đun đàn hồi thấp hơn. Có nghĩa là GFRP có thể chịu được mức tải trọng tác động lớn hơn trong các trường hợp chịu kéo như làm cốt chịu lực phía dưới của dầm chịu uốn đơn giản hoặc là cốt chịu lực phía trên của dầm console. Tuy nhiên, Thép vẫn thông thường sẽ chịu được mức độ võng đàn hồi lớn hơn GFRP trước khi xuất hiện biến dạng đàn hồi hoặc biến dạng vĩnh cửu.

Bảng 1. Thông số vật liệu thép thông thường và thép polymer

	GFRP	Thanh thép vằn
Độ bền kéo (MPa)	>1000	450
Mô đun đàn hồi (Suất đàn hồi) (GPa)	>60	190 to 200
Độ bền cắt ngang (MPa)	220	300
Cường độ liên kết với bê tông (MPa)	>20	>12
Biến dạng tới hạn %	1.5-2%	15%
Khối lượng riêng (Kg/m ³)	2100	7800

Thép được đặc trưng bởi độ dẻo cao, có nghĩa là nó sẽ biến dạng dẻo trước khi đứt. So với thép, GFRP có đặc tính đàn hồi

và không dễ uốn, có nghĩa là nó sẽ có giới hạn đứt gãy trước giới hạn chảy. Khi này TBM có thể dễ dàng cắt qua GFRP

4. Mô hình hoá máy khiên đào đi qua tường vây

Để nghiên cứu độ ổn định và an toàn của tường vây khi máy khiên đào đi qua nhà ga, mô phỏng là cách tiếp cận đơn giản và hiệu quả.

4.1. Mô hình số

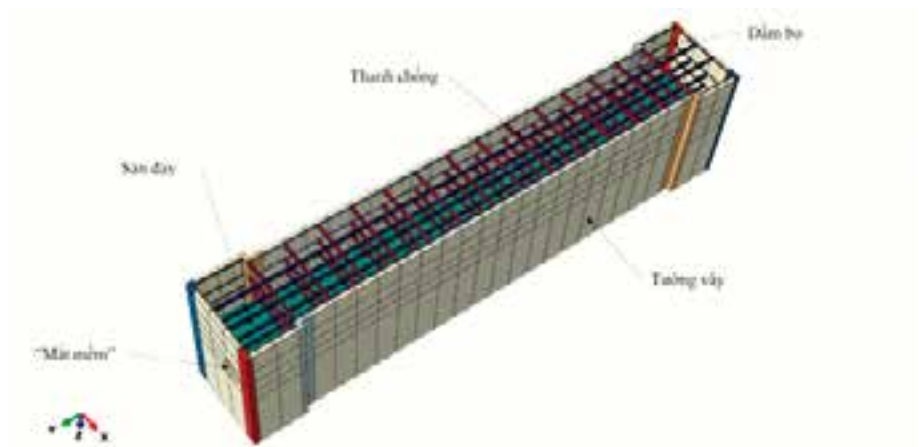
4.1.1. Mô hình tường vây nhà ga

Khi thiết lập mô hình phân tích cho tường vây, mô hình cấu trúc địa chất thường được sử dụng để phân tích sự biến dạng của đất nền và sự tương tác của đất nền đến kết cấu chống đỡ. Hơn nữa, nếu tập trung vào kết cấu tường vây, thì mô hình kết cấu chịu tải thường được sử dụng để phân tích lực/ ứng suất và biến dạng trong tường vây. Trong nghiên cứu này, trọng tâm là xem xét việc khiên đào xuyên qua tường vây. Nền đất bên ngoài tường vây có thể được bỏ qua và tương tác giữa đất nền và kết cấu có thể được đơn giản hoá bằng cách sử dụng phần tử lò xo để liên kết đất nền với kết cấu. Bằng cách này, mô phỏng số tốn ít thời gian hơn. Mô hình số được phát triển bằng phần mềm ABAQUS.

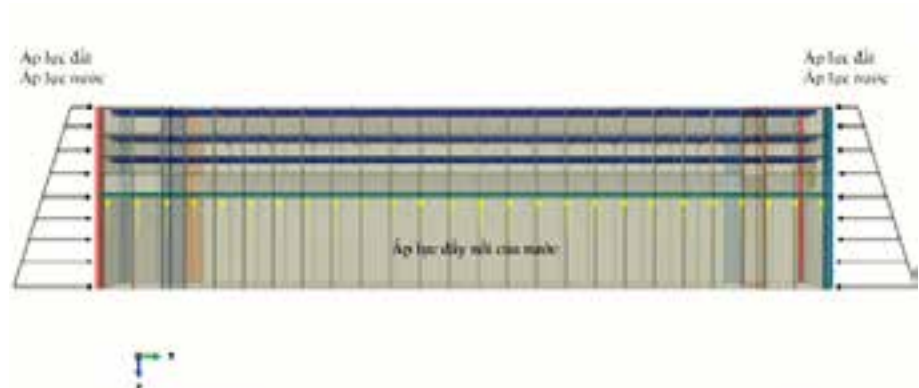
Trong mô hình này, tường vây có 60 tấm, và các khớp nối giữa các tấm, và bản đáy, được mô phỏng bằng cách sử dụng phần tử tấm 3D. Các thành phần này của tường vây nhà ga sẽ được thể hiện trong Hình 1. Để mô hình hoá các khớp nối các tấm tường vây, và việc TBM xuyên qua tường vây.

4.1.2. Điều kiện biên

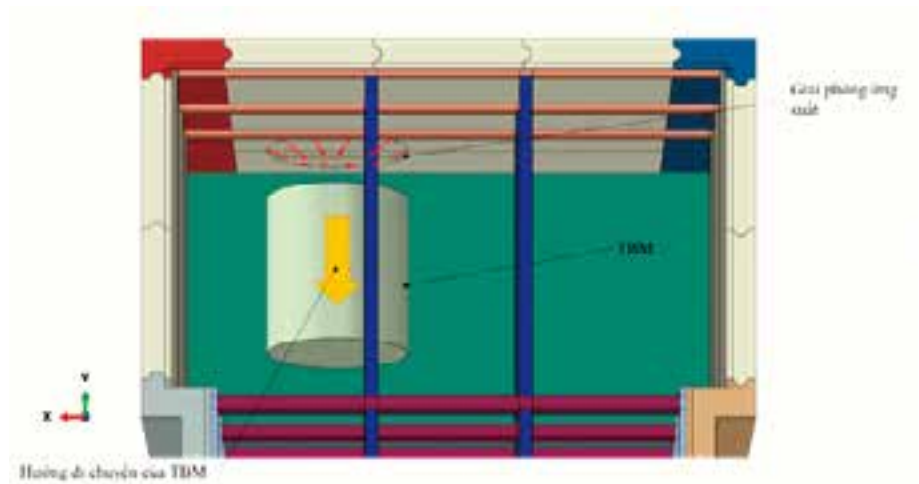
Ngoại trừ các bề mặt bên ngoài của tường vây được hạn chế bởi các lò xo nối đất thông thường, mép dưới của tường vây được cố định theo phương thẳng đứng và áp lực đất tác dụng và áp lực nước bên ngoài tác dụng lên bề mặt của tường vây (Hình 2). Ngoài ra, do sự tồn tại của bản đáy (Nằm ở cao độ -19.45 như thể hiện trong Hình 1), áp lực nước đẩy lên bề mặt bên ngoài của bản đáy, như trong hình 2. Hệ số kháng đàn hồi đơn vị của lò xo đất được gán giá trị 1.5×10^7 N/m. Các lò xo nối đất này được gọi là một loại lò xo kháng, chỉ có thể chịu lực nén, và không phải lực kéo.



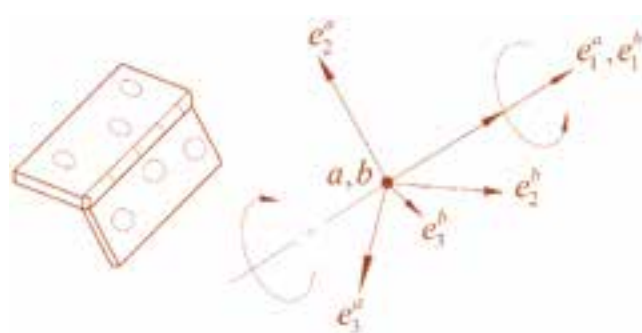
Hình 1. Mô hình của trạm được mô phỏng bằng phần mềm ABAQUS



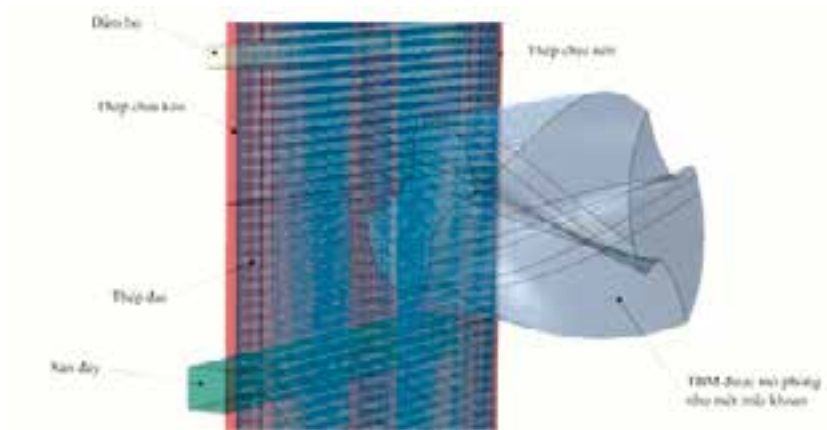
Hình 2. Sơ đồ của Ga C9 với các điều kiện biên



Hình 3. Sự giải phóng ứng suất của tường vây khi TBM đi qua



Hình 4. Kiểu kết nối HINGE và hệ tọa độ trục cục bộ



Hình 5. Mô hình hóa bê tông và thép cây trước khi TBM đi qua

4.1.3. Thông số mô hình

Bảng 2. Các thông số được sử dụng để mô hình hóa bê tông, thép cây và GFRP

Vật liệu	Dung trọng ρ (kN/m ³)	Mô đun đàn hồi E (GPa)	Hệ số Poisson μ
Bê tông	24	30	0.2
Thép cây	78.5	200	0.3
GFRP (Aslan)	21	52.5	0.33
TBM	76	200	0.3

Trong mô hình này, tường vây và bản đáy cũng như các dầm sàn và thanh chống được mô phỏng như 1 loại vật liệu bê tông cốt thép. Các thông số mô hình của bê tông, cốt thép được thể hiện trong Bảng 2.

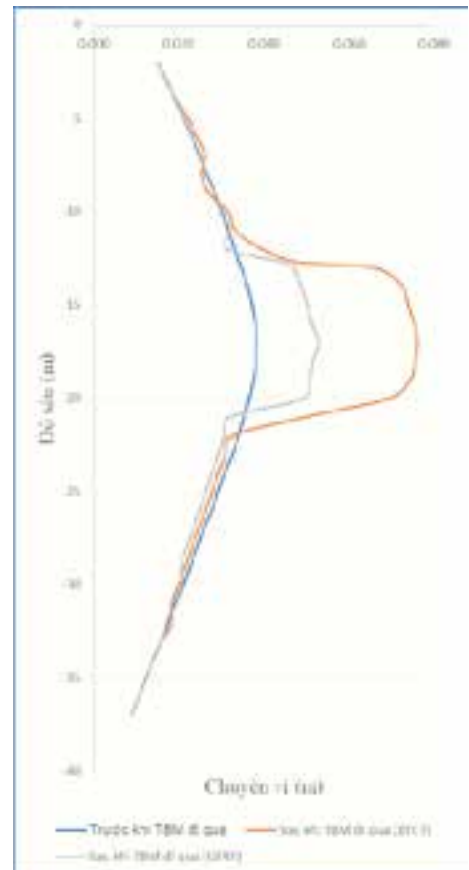
4.2. Phương pháp mô hình hoá máy khiên đào đi qua tường vây

Để mô phỏng khiên đào đi qua tường vây, ta mô phỏng khiên đào như một mũi khoan có đường kính 5.9m, có chuyển động quay tròn và tịnh tiến sẽ nghiền bê tông và cắt cốt thép gia cường tại khu vực “Mắt mềm” và từ đó đi qua tấm tường vây.

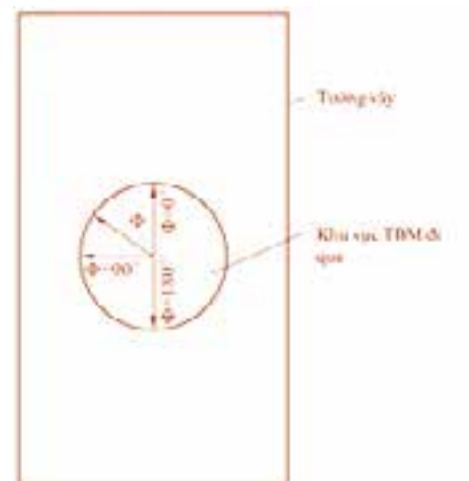
Để mô hình hoá máy khiên đào đi qua tường vây (bao gồm cả khu vực trong và ngoài khiên), ngoài các phần tử bê tông được đào, các lò xo đất ở cả 2 mặt bên của bê tông được đào tương ứng với phần trong và ngoài khiên đào đều được loại bỏ, do đó nhận ra tác động của sự phát triển ứng suất và biến dạng của tường vây như được minh hoạ trong Hình 3. Phương pháp mô hình hoá này không chỉ cung cấp một mô hình tương đương của khiên đào đi qua tường vây, mà còn cung cấp một mô hình ít tốn kém hơn mà không cần mô phỏng đất xung quanh.

4.3. Phương pháp mô hình hoá cho các mối nối tường vây

Tường vây bao gồm các tấm cũng như các mối nối giữa các tấm, như trong Hình 4. Mặc dù người ta biết rằng các mối nối giữa các tấm có thể ảnh hưởng đáng kể đến độ ổn định của tường vây, nhưng có rất ít nghiên cứu về ảnh hưởng của mô hình độ cứng mối nối tường vây đến biến dạng và ứng suất của tường vây. Trong bài báo này, chế độ HINGE của các mối nối trong ABAQUS đã được sử dụng để mô hình hoá các mối nối tường vây. Có như vậy mô hình mới sát với tình hình thực tiễn.



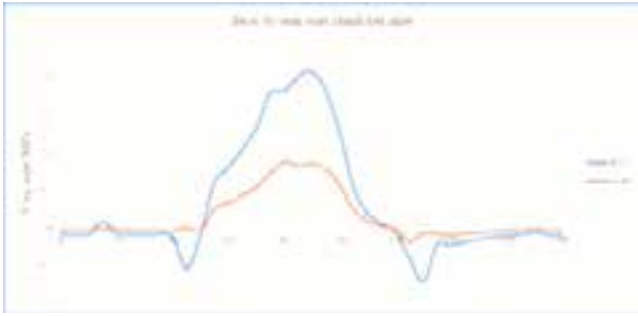
Hình 6. Biểu đồ dịch chuyển của tường D khi TBM đi qua



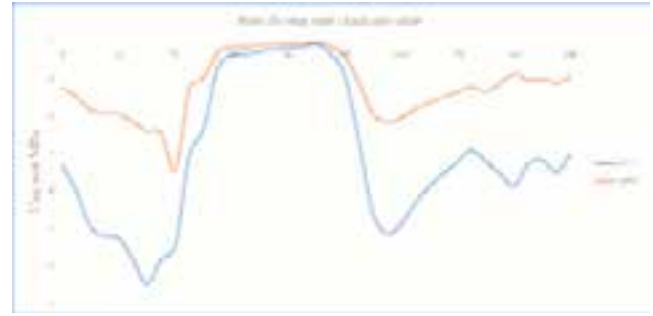
Hình 7. Ø tăng ngược chiều kim đồng hồ theo chu vi của “mắt mềm”

4.3.1. Mô hình hoá mối nối tường vây bên ngoài khu vực khiên đào đi qua

Các mối nối bên ngoài khu vực khiên đào đi qua được mô phỏng với phần tử kết nối HINGE trong ABAQUS. Phần tử HINGE được sử dụng để nối các vị trí của 2 nút (a và b, như trong Hình 4) và để giới hạn vòng quay giữa các bậc tự do quay của chúng. Kiểu kết nối HINGE áp đặt các ràng buộc về động học và sử dụng các định nghĩa về hướng cục bộ, Ma sát dạng Mohr – Coulomb được xác định trước trong kết nối HINGE về mối liên hệ giữa các lực và mômen hạn chế động học trong đầu nối với mômen ma sát trong chuyển động quay quanh trục HINGE.



Hình 8. Sự phân bố ứng suất chính lớn nhất dọc theo chu vi của đường hầm che chắn



Hình 9. Phân bố ứng suất chính nhỏ nhất dọc theo chu vi của đường hầm che chắn

Chuyển động quay về 1 hướng gần như là duy nhất có thể chuyển động trong kết nối, hiệu ứng ma sát là các thời điểm được tạo ra bởi các đường tiếp tuyến và các mômen do các lực tiếp xúc tạo ra.

Trong mô hình này, yêu cầu xác định một hệ tọa độ trực cục bộ và thiết lập hành vi của đầu nối và trình kết nối cho mỗi phần tử HINGE. Khi độ cứng đàn hồi của đầu nối được đưa ra, sự phân bố biến dạng và ứng suất của các tấm của tường vây có thể được suy ra thông qua mô phỏng số. Đối với nhà ga C9, độ cứng đàn hồi của đầu nối đã được đặt thành 1.7×10^8 N/m.

4.3.2. Mô hình hoá mối nối tường vây bên trong khu vực khiên đào đi qua

Đối với các mối nối trong vùng khiên đào đi qua, các phần tử mô hình HINGE hoạt động trước khi khiên đào đi qua. Khi khiên đào đi qua, các phần tử HINGE ngừng hoạt động bằng cách thiết lập từ khóa “thay đổi mô hình, loại bỏ” trong ABAQUS để loại bỏ và ngăn chúng tham gia vào quá trình tính toán.

5. Phân tích kết quả tính toán

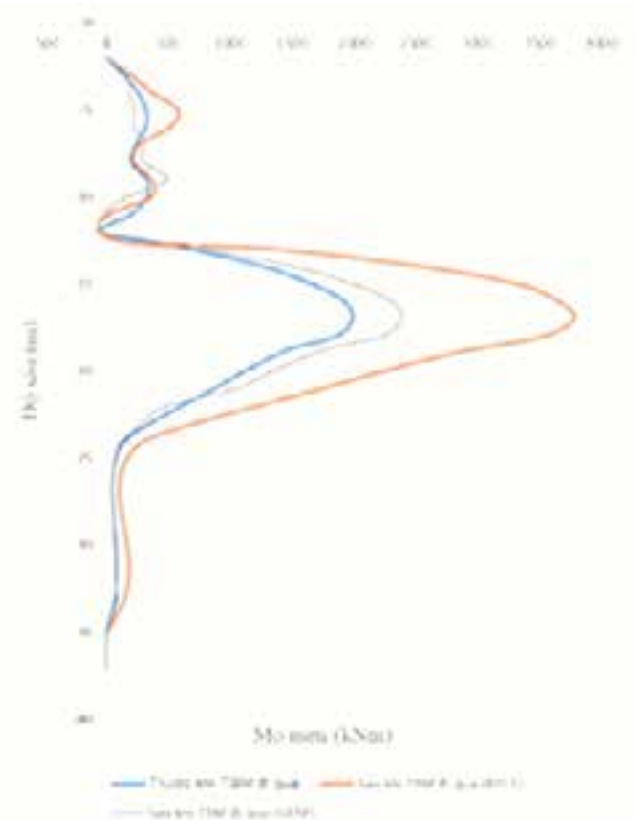
5.1. Chuyển vị của tường vây

Bảng 3. Chuyển vị của tường vây theo từng loại vật liệu

	Chuyển vị (mm)	Chênh lệch (%)
Trước khi TBM đi qua	38.3	0
Sau khi TBM đi qua (RC)	76	98.433
Sau khi TBM đi qua (GFRP)	53	38.381

Chuyển vị lớn nhất xảy ra tại thời điểm khi TBM đi qua tường vây, tại khu vực “mắt mềm” (khu vực cho phép TBM đi qua) cho thấy chuyển vị ở đây là rất lớn. Hình 6 cho thấy các đường cong chuyển vị theo hướng độ sâu từ đỉnh của tường vây trước và sau khi TBM đi qua. Do TBM cắt ngang tường vây nên vùng “mắt mềm” có biến dạng thay đổi lớn, biến dạng lớn nhất là 0.076 (Cốt thép) và 0.053mm (GFRP), nằm ở độ sâu khoảng 15.7 m tính từ đỉnh tường vây. Để so sánh, sự chuyển vị theo độ sâu trước khi TBM đi qua cũng được đưa ra. Chuyển vị giảm dần đến 0 ở chân tường vây. Đây là dấu hiệu cho thấy vật liệu làm “mắt mềm” có ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị của tường vây.

Từ kết quả trên ta thấy với vật liệu cốt sợi thủy tinh polymer tại khu vực “mắt mềm” cho chuyển vị bằng nhỏ hơn 30% so với vật liệu là cốt thép thông thường.



Hình 10. Mômen uốn dọc trong tường vây dọc theo chiều sâu cách mặt bên của hầm chôn 1m

5.2. Ứng suất trong tường vây

Do sự giải phóng ứng suất gây ra bởi khiên đào khi đi qua, có những thay đổi lớn về ứng suất trong tường vây, đặc biệt là ở khu vực mắt mềm. Hình 8 cho thấy sự phân bố ứng suất chính lớn nhất dọc theo chu vi của đường hầm giao với tường vây, sau khi khiên đào xuyên qua. Ứng suất chính cực đại dương là khoảng 60–120°, và ứng suất lớn nhất là 1,99 MPa, nằm xung quanh 90°. Điều này có nghĩa là ứng suất dương (kéo) tương đối lớn được phân bố ở cả hai mặt bên của đường hầm. Hình 9 cho thấy sự phân bố ứng suất chính nhỏ nhất dọc theo chu vi của đường hầm giao với tường vây sau khi khiên đào xuyên qua. Ứng suất chính tối đa và tối thiểu (theo độ lớn) chủ yếu nằm ở khoảng 30° và 120°. Điều này có nghĩa là chúng được phân bố ở vùng trên và vùng dưới của cả hai mặt bên của đường hầm.

Bảng 4 tóm tắt ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất trong tường vây sau khi khiên đào đi qua đối với 2 loại vật liệu làm tường vây. So với ứng suất sau khi khiên đào đi qua “mắt

mềm” với vật liệu bê tông cốt sợi thủy tinh polymer, ứng suất sau khi khiên đào đi qua “mắt mềm” làm bằng vật liệu bê tông cốt thép đã tăng lần lượt là 137.46% và 87.53% đối với ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất. Điều này cho thấy khi khiên đào đi qua tường vây sẽ gây ra những thay đổi lớn đối với ứng suất trong tường vây, đặc biệt đối với ứng suất kéo xung quanh đường hầm, điều này gây bất lợi cho tường vây. Nhưng đối với vật liệu bê tông cốt sợi thủy tinh polymer sẽ cho ứng suất kéo xung quanh đường hầm nhỏ hơn, từ đó an toàn hơn.

Bảng 4. Ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất trong tường vây

	Ứng suất chính lớn nhất (MPa)	Ứng suất chính nhỏ nhất (MPa)
Sau khi TBM đi qua (RC)	2.092	6.509
Sau khi TBM đi qua (GFRP)	0.881	3.471
Sự gia tăng	137.46%	87.53%

5.3. Mô men trong tường vây

Bảng 5. Mômen uốn dọc lớn nhất trong tường vây

	Mômen uốn dọc (kNm)		Chênh lệch (%)	
	Mô men dương	Mô men âm	Mô men dương	Mô men âm
Trước khi TBM đi qua	1990	-43	0%	0%
Sau khi TBM đi qua (RC)	3648	-67	92%	56%
Sau khi TBM đi qua (GFRP)	2447	-50	23%	17%

Để so sánh, Bảng 5 tóm tắt các mômen uốn lớn nhất trong tường vây trước và sau khi TBM vượt qua tường vây với từng loại vật liệu. Đối với mô men uốn dọc, so với mô men uốn trước khi TBM đi qua, mô men uốn sau khi TBM đi

qua tường vây làm bằng bê tông cốt thép đã tăng lần lượt là 92% và 56% đối với mô men uốn dọc cực đại dương và âm. Đối với tường vây làm bằng bê tông cốt sợi thủy tinh polymer, mô men uốn trước khi TBM đi qua, mô men uốn sau khi TBM đi qua đã tăng lần lượt là 23% và 17% đối với mô men uốn dọc cực đại dương và âm. Kết quả chỉ ra rằng TBM đi qua tường vây gây ra những thay đổi lớn về mômen uốn trong tường vây, gây bất lợi cho tường vây.

6. Kết luận và kiến nghị

6.1. Kết luận

Để xác định được chính xác về chuyển vị, mô men, ứng suất trong tường vây trước và sau khi TBM đi qua, tác giả đưa ra mô hình 3D và phương pháp đặc biệt để đưa ra biểu đồ và bảng biểu so sánh khi sử dụng các loại vật liệu khác nhau ở khu vực “mắt mềm”. Các mối nối tường vây được mô phỏng bằng kết nối HINGE, tường vây tương tác với đất đá xung quanh được mô phỏng với các lò xo đất. TBM được mô phỏng như một mũi khoan, sẽ nghiền bê tông và cắt cốt thép và từ đó đi qua tường vây.

Theo kết quả phân tích, mômen uốn, ứng suất chính và chuyển vị là những thay đổi lớn nhất trên tường vây khi TBM đi qua, nhưng với vật liệu bê tông cốt thép thông thường sẽ cho các giá trị lớn hơn so với vật liệu bê tông cốt sợi thủy tinh, từ đó sẽ gây nguy hiểm và bất lợi cho kết cấu tường vây hơn.

6.2. Kiến nghị

Do đó, tại khu vực “mắt mềm” ta thay thế cốt thép thông thường bằng cốt sợi thủy tinh polymer để TBM có thể dễ dàng đi qua tường vây, đảm bảo an toàn cho tường vây hơn. Thép thông thường sẽ được kết nối với thép polymer bằng phương pháp nối buộc.

Nếu để tích kiệm chi phí, nhà đầu tư vẫn muốn dùng cốt thép thông thường thì trước khi TBM tiến hành khoan vào tường vây, ta sẽ sử dụng máy móc để đục bê tông và cắt cốt thép tại khu vực “mắt mềm” để TBM có thể dễ dàng đi qua. Tuy nhiên cách này sẽ làm tăng tổng thời gian thi công nhà ga và đường hầm./.

Tài liệu tham khảo

- Guojun Wu, Shanpo Jia, Weizhong Chen, Jianping Yang, Jingqiang Yuan., 2018, *Modelling analysis of the influence of shield crossing on deformation and force in a large diaphragm wall*, pp. 154 – 161.
- Bruce, D.A., Chan, P.H.C., Tamaro, G.J., 1992. *Design, construction and performance of a deep circular diaphragm wall*. In: *Symposium on Slurry Walls: Design, Construction, and Quality Control*. ASTM Special Technical Publication. American Society for Testing and Materials Special Technical Publication, Atlantic City, NJ, pp. 391–402.
- Demoor, E.K., 1994. *An analysis of bored pile diaphragm wall installation effects*. *Geotechnique* 44 (2), 341–347.
- Comodromos, E.M., Papadopolou, M.C., Konstantinidis, G.K., 2013. *Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings*. *Comput. Geotech.* 53, 106–121.
- Goto, S., et al., 1995. *Ground movement, earth and water pressures due to shaft excavations*. In: *International Symposium on Underground Construction in Soft Ground*, New Delhi, India, pp. 151–154.
- Schafer, R., Triantafyllidis, T., 2004. *Modelling of earth and water pressure development during diaphragm wall construction in soft clay*. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 28 (13), 1305–1326.
- Wei, G., 2012. *Numerical simulation of shield tunnel crossing masonry structure building with various degrees*. In: *4th International Conference on Technology of Architecture and Structure*. *Advanced Materials Research*, Xian, pp. 889–893.
- Yamaguchi, I., Yamazaki, I., Kiritani, Y., 1998. *Study of ground-tunnel interactions of four shield tunnels driven in close proximity, in relation to design and construction of parallel shield tunnels*. *Tunn. Undergr. Sp. Tech.* 13 (3), 289–304.
- ACI 440.1R-06, 2006, *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars* Carvelli, V., Pisani, M.A., Poggi, C., 2010, *Fatigue behaviour of concrete bridge deck slabs reinforced with GFRP bars*, Elsevier Ltd.
- European Standard EN1538, 2000, *Execution of special geotechnical works – Diaphragm walls*.

Thiết kế phương án quan trắc độ lún các nhà máy điện gió thực nghiệm quan trắc nhà máy điện gió Hòa Bình 5

Design the procedure of settlement monitoring for wind power plants, experiment monitoring of Hoa Binh 5

Ngô Xuân Thế⁽¹⁾, Phạm Xuân Quyết⁽²⁾

Tóm tắt

Bài báo có nội dung trình bày giải pháp thiết kế, phương án xây dựng hệ thống mốc chuẩn và mốc quan trắc độ lún cho các trụ tua bin dự án nhà máy điện gió. Phần thực nghiệm báo cáo kết quả quan trắc độ lún cho nhà máy điện gió Hòa Bình 5 tại huyện Hòa Bình, tỉnh Bạc Liêu.

Từ khóa: Quan trắc lún, thủy bình độ chính xác cao

Abstract

The paper presents design solution, building method of the base benchmarks and settlement marks for monitoring the settlement tubing of the wind power project. Empirical Report the result of settlement monitoring of Hoa Binh 5 wind power project in Hoa Binh district, Bac Lieu province.

Key words: Settlement monitoring, High tolerant leveling

1. Tổng quan

Việt Nam đang phải đối mặt với tình trạng thiếu hụt năng lượng, đặc biệt là ở miền Nam, nơi có nhu cầu về năng lượng và tốc độ tăng trưởng cao, trong khi các nguồn thủy điện lớn đã khai thác hết, các thủy điện nhỏ không đảm bảo lợi ích mang lại so với thiệt hại môi trường mà nó gây ra. Bên cạnh đó, trước sự biến động của giá dầu thế giới, sự cạn kiệt của nhiên liệu hóa thạch, thì điện gió được xem là nguồn tài nguyên dồi dào ở miền Nam với nhiều ưu điểm và có thể triển khai nhanh chóng. Là một trong những quốc gia chịu tác động nghiêm trọng từ biến đổi khí hậu. Trong mười năm trở lại đây, Việt Nam đã quan tâm đầu tư sản xuất điện gió nhằm đáp ứng nhu cầu năng lượng trong nước đang tăng vọt, giảm lượng khí thải gây hiệu ứng nhà kính. Tính đến thời điểm này tại Việt Nam đã có khoảng hơn 100 dự án điện gió và khoảng hơn 80 dự án đã đưa vào sử dụng.

Trong quá trình sử dụng, hoạt động của các trụ điện gió luôn ở trạng thái động, rung lắc mạnh do vậy công tác quan trắc biến dạng (lún và chuyển dịch ngang) cần phải được quan tâm để theo dõi biến động của nền móng công trình cảnh báo cho Chủ đầu tư tránh gây các sự cố đáng tiếc có thể xảy ra. Bài báo này đưa ra phương án thiết kế chung công tác quan trắc lún và chuyển dịch ngang cho các dự án điện gió và báo cáo kết quả thực nghiệm quan trắc cho dự án điện gió Hòa Bình 5.

2. Thiết kế phương án quan trắc cho các trụ điện gió

2.1. Đặc điểm của các trụ điện gió

Các dự án điện gió nói chung đều có dạng tuyến các trụ cách nhau từ 300 đến 400m, trải dài hàng cây số hoặc có thể hàng chục cây số.

Kết cấu móng các trụ điện gió là kết cấu móng bê tông cốt thép hình trụ côn móng cọc đóng hoặc ép

2.2. Thiết kế hệ thống mốc chuẩn quan trắc

Căn cứ vào đặc điểm về mặt bằng và kết cấu móng của các trụ điện gió, căn cứ vào mục 6.1.2 và 6.1.4 của Tiêu chuẩn Việt nam 9360:2012 thì đối với công trình điện gió thì hệ thống mốc chuẩn phải được thiết kế theo kết cấu mốc chuẩn loại A với chiều sâu ít nhất là bằng chiều sâu móng cọc thiết kế.

Về mật độ mốc chuẩn theo TCVN 9360:2012 thì số lượng mốc chuẩn ít nhất là 3 mốc và khoảng cách từ mốc chuẩn đến Trụ từ 50 đến 100m. Tuy nhiên với đặc điểm vị trí của các trụ điện như đã nói ở phần trên thì như thế sẽ không bảo đảm được khoảng cách nếu chỉ dùng 03 mốc chuẩn, ngược lại với khoảng cách 100m từ mốc chuẩn đến công trình thì như vậy với số lượng trụ điện càng nhiều càng dài trải nhiều km thì khối lượng mốc chuẩn phải xây dựng mốc chuẩn rất nhiều rất tốn kém về kinh tế.

Tổng hợp từ các vấn đề nêu trên, Tác giả đề xuất phương án xây dựng hệ thống mốc chuẩn như sau:

- Kết cấu mốc chuẩn là mốc loại A với chiều sâu mốc tương đương với chiều sâu cọc thiết kế cho móng.
- Khối lượng mốc chuẩn sẽ được xây dựng theo từng cụm mốc chuẩn 3 mốc.

2.3. Thiết kế hệ thống mốc quan trắc

Theo mục 6.2.12. trong tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9360:2012 “Đối với các công trình loại ống khói, si lô, lò luyện gang, công trình dạng tháp, máy nâng, kho thóc... mốc được đặt tối thiểu bốn chiếc theo chu vi...”.

Với các Tuabin trụ gió có kết cấu móng thường có dạng hình tròn đường kính trung bình khoảng 6-8m phương án tối ưu nhất là gắn 4 mốc tại 4 vị trí theo đúng hướng Đông, Tây, Nam Bắc, với cách bố trí này có thể tính toán được độ nghiêng

(1) ThS, Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Email: <ngothebst@gmail.com>

(2) KS, Công ty CP Khảo sát và thiết kế Việt Nam, Email: <pxquyet82@gmail.com>



Hình 1. Hình ảnh một số nhà máy điện gió

của kết cấu móng trụ nếu trường hợp xảy ra lún lệch. Kết cấu móc quan trắc lún thường được làm bằng thép đường kính 18-20mm được mạ kẽm chống gỉ (Hình 5)

2.4. Phương án quan trắc

Phương pháp xác định độ cao của các móc đo lún là phương pháp thủy chuẩn hình học tia ngắm ngắn theo tiêu chuẩn TCVN 9360:2012 “Quy trình kỹ thuật xác định độ lún công trình dân dụng và công nghiệp bằng phương pháp đo cao hình học”. Quá trình quan trắc lún tiến hành theo các chu kỳ, mỗi chu kỳ đo được tiến hành theo 2 bước:

Bước 1 - Đo lưới chuẩn: Lưới chuẩn là lưới nối các móc chuẩn với nhau. Mục đích của việc đo lưới chuẩn là kiểm tra độ ổn định của các móc chuẩn. Việc đo lưới chuẩn được đo bằng thủy chuẩn hình học chính xác theo hai chiều đo thuận và đo ngược.

Trong quá trình đo đặc lưới cơ sở tuân thủ các hạn sai do tiêu chuẩn quy định đối với đo lún hạng I.

Sai số khép vòng:

$$(fh)_{gh} = \pm 0.3 \sqrt{n(mm)}, \quad n \text{ số trạm máy (1)}$$

Sai số trung phương trạm máy:

$$m_h \leq 0.15mm / \text{trạm (2)}$$

Bước 2 - Dẫn độ cao từ các móc chuẩn vào các móc đo lún: Mục đích của việc dẫn độ cao vào các móc đo lún là để xác định độ cao thực tế của các móc trong chu kỳ hiện tại. Việc dẫn độ cao vào các móc đo lún được thực hiện bằng thủy chuẩn hình học chính xác theo một chiều.

Trong quá trình đo đặc cần tuân thủ các hạn sai do qui phạm quy định đối với đo lún hạng II với một số chỉ tiêu kỹ thuật chủ yếu như sau:

Chiều dài tia ngắm không vượt quá 30m.

Chênh lệch khoảng cách từ máy đến mia trước và mia sau không được vượt quá 1m.

Chênh lệch về chênh cao trên một trạm máy xác định theo thang chính và thang phụ của mia Invar (hoặc theo 2 lần đọc số) không được vượt quá 0.3 mm.



Hình 2. Mặt bằng nhà máy điện gió 7A tỉnh Ninh Thuận

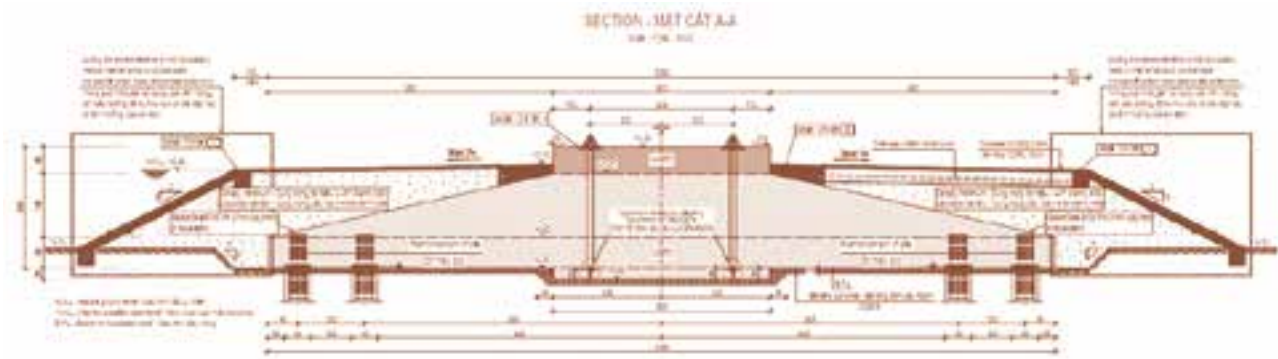
Sai số khép vòng:

$$(fh)_{gh} = \pm 0.5 \sqrt{n(mm)}, \quad n \text{ số trạm máy (3)}$$

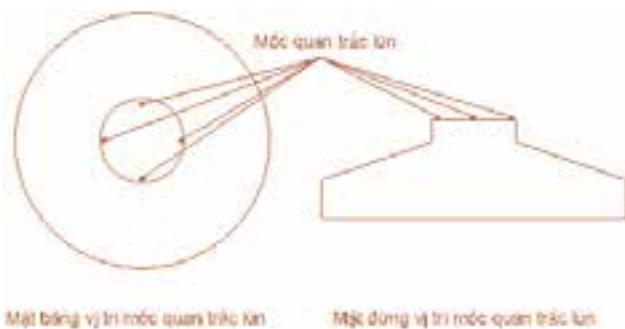
Sai số trung phương trạm máy:

$$m_h \leq 0.25mm / \text{trạm (4)}$$

Với hệ thống trụ tua bin riêng lẻ nên sơ đồ quan trắc sẽ bố trí theo



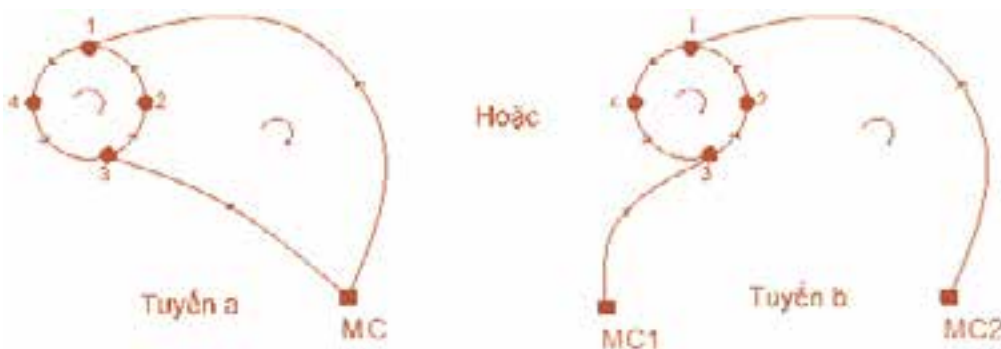
Hình 3. Mặt bằng thông thường kết cấu móng trụ điện gió



Hình 4. Bố trí mốc quan trắc lún



Hình 5. Hình ảnh mốc quan trắc lún



Hình 6. Sơ đồ thiết kế bố trí tuyến quan trắc

đồ hình từng trụ riêng biệt với 1 chiều đi và về từ mốc chuẩn đến mốc quan trắc (hình 6).

2.6. Ước tính độ chính xác theo phương án quan trắc

Với thiết kế hệ thống mốc chuẩn, mốc quan trắc và sơ đồ quan trắc như trên và sử dụng phần mềm HHMAP 2019 để ước tính sai số trung phương độ cao cho điểm yếu nhất sau đó tính toán sai số tính toán độ lún theo công thức 5

$$m_h = \sqrt{(m_{h1}^2 + m_{h2}^2)} \quad (5)$$

Trong đó: m_h là sai số tính toán độ lún

m_{h1}^2, m_{h2}^2 là sai số độ cao của điểm cần tính độ lún giữa 2 chu kỳ

Sử dụng phần mềm HHMAP 2019 ước tính sai số độ cao của điểm yếu nhất với sơ đồ lưới tuyến a hình 6, giả định với trường hợp mốc chuẩn ở xa nhất cách trụ 500 dẫn đến công trình tức là 10 trạm máy. Với chiều dài dẫn từ mốc chuẩn đến mốc quan trắc 10 trạm, ta tính được sai số độ cao điểm yếu nhất là 0.59mm. Từ đó tính được sai số độ lún m_h .

$$m_h = \sqrt{(0.6^2 + 0.6^2)} = 0.84\text{mm} < 1\text{mm}$$

Với kết quả ước tính như trên thì phương án thiết kế đảm bảo được độ chính xác theo yêu cầu quan trắc lún cấp 2 cho hệ thống trụ điện gió theo TCVN 9360:2012.

3. Thực nghiệm quan trắc lún cho nhà máy điện gió Hòa Bình 5 – Giai đoạn 1

3.1. Tổng quan về nhà máy điện gió Hòa Bình 5

Dự án Nhà máy Điện Gió Hòa Bình 5 - giai đoạn 1, là một trong những dự án điện gió trong đất liền; được phê duyệt chủ trương đầu tư tại Quyết định số 298/QĐ-UBND ngày 17/9/2020 của Ủy ban nhân dân tỉnh, do Công ty Cổ phần Năng lượng Hacom Bạc Liêu làm chủ đầu tư; Quy mô công suất 80 MW với 26 tua bin gió của hãng Envision - Trung Quốc (gồm 06 tua bin gió có công suất 3,3MW/tua bin và 20 tua bin gió có công suất 3,0MW/tua bin). Một số thông tin về dự án:

- Tên dự án: Nhà máy điện gió Hòa Bình 5 – Giai đoạn 1
- Chủ đầu tư: Công ty CP Năng lượng Hacom Bạc Liêu
- Vị trí xã Vĩnh Thịnh và xã Vĩnh Hậu, huyện Hòa Bình,

tỉnh Bạc Liêu

- Diện tích: 27,7 ha
- Quy mô công suất: 80MW
- Sản lượng điện: 280.000 MWh/năm
- Tổng vốn đầu tư: Khoảng 3.700 tỷ đồng
- Ngày vận hành COD: 31/10/2021

3.2. Phương án quan trắc lún nhà máy điện gió Hòa Bình 5

Dựa trên các tiêu chuẩn hiện hành và yêu cầu của Chủ đầu tư, công tác quan trắc lún các trụ tuabin nhà máy điện gió Hòa Bình 5 – Giai đoạn 1 đang được thực hiện. Nội dung các công tác thực hiện quan trắc lún như sau:

3.2.1. Hệ thống mốc chuẩn

Với thiết kế tổng thể gồm 26 trụ tua bin gió được dàn trải theo dạng tuyến. Hệ thống mốc chuẩn được bố trí gồm 11 mốc chuẩn ký hiệu từ MC1 cho đến MC11 chạy dọc theo tuyến thi công. Chiều sâu các mốc chuẩn được xây dựng tương đương với chiều sâu cọc đóng của trụ tua bin gần mốc nhất. Sau đây là bảng tổng hợp chiều sâu các mốc chuẩn đã được xây dựng.

3.2.2. Hệ thống mốc quan trắc lún

Tổng thể 26 trụ tua bin được lắp đặt mỗi trụ 4 mốc tổng gồm 104 mốc. Vị trí lắp đặt các mốc trên mỗi trụ đúng hướng Đông Tây, Nam, Bắc.

3.3. Kết quả quan trắc lún nhà máy điện gió Hòa Bình 5

Nhà máy điện gió Hòa Bình 5 Chính thức vận hành vào ngày 31 tháng 10 năm 2021. Đến nay theo phương án quan trắc đã thực hiện đến chu kỳ 04. Các công tác quan trắc lún đã được thực hiện theo đúng yêu cầu của phương án kỹ thuật và các tiêu chuẩn hiện hành. Sau đây là bảng tổng hợp kết quả quan trắc đến chu kỳ 04. Do thời lượng bài báo có hạn nên Tác giả chỉ đưa ra kết quả quan trắc của một số trụ đặc trưng. (Bảng 2)

Nhận xét về kết quả quan trắc lún sau chu kỳ 04: Sau kết quả quan trắc lún 26 trụ chu kỳ



Hình 7. Hình ảnh tổng thể nhà máy điện gió Hòa Bình 5



Hình 8. Mặt bằng tổng thể bố trí hệ thống mốc chuẩn

4 nhận thấy:

- Quá trình quan trắc lún đã được thực hiện đúng Quy phạm và tiêu chuẩn kỹ thuật hiện hành.
- Giá trị độ lún các trụ nhỏ, dao động trong khoảng từ 1-10mm tùy thuộc từng trụ.

Bảng 1. Bảng thống kê khối lượng mốc chuẩn đã thực hiện

STT	Tên mốc chuẩn	Chiều sâu khoan	Cao độ miệng hố khoan	Trụ tuabin gần nhất	Lớp địa chất
1	MC1	48,0	1,44	WT6	Sét trạng thái dẻo cứng
2	MC2	48,0	0,79	Giữa WT3,4	Sét dẻo cứng đến nửa cứng
3	MC3	54,0	1,12	Giữa WT1,2	Sét dẻo cứng
4	MC4	48,0	1,50	WT9	Sét dẻo cứng đến nửa cứng
5	MC5	48,0	0,90	WT12	Sét dẻo cứng
6	MC6	48,0	1,11	Giữa WT14,15	Sét dẻo cứng đến nửa cứng
7	MC7	54,0	0,50	WT17	Sét dẻo cứng đến nửa cứng
8	MC8	54,0	0,83	Giữa WT19,20	Sét dẻo cứng đến nửa cứng
9	MC9	48,0	1,19	Giữa WT21,22	Cát chặt vừa hoặc sét dẻo cứng
10	MC10	42,0	0,60	Giữa WT24, 25	Sét dẻo cứng hoặc cát rất chặt
11	MC11	54,0	1,08	Giữa WT23, 26	Sét dẻo cứng đến nửa cứng

Bảng 2. Thống kê kết quả quan trắc lún 1 số trụ nhà máy điện gió Hòa Bình 5

Trụ WT-01								
Tên điểm	Chu kỳ 1		Chu kỳ 2		Chu kỳ 3		Chu kỳ 4	
	26-08-2021		04-10-2021		03-12-2021		14-02-2022	
	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)
MWT01-1	3,30007	0,00	3,29432	-5,75	3,28692	-13,15	3,28052	-19,55
MWT01-2	3,30589	0,00	3,30025	-5,64	3,29235	-13,54	3,28807	-17,82
MWT01-3	3,29445	0,00	3,28935	-5,10	3,27985	-14,60	3,27536	-19,09
MWT01-4	3,30255	0,00	3,29727	-5,28	3,28802	-14,53	3,28097	-21,58

Trụ WT-04								
Tên điểm	Chu kỳ 1		Chu kỳ 2		Chu kỳ 3		Chu kỳ 4	
	20-08-2021		01-10-2021		03-12-2021		14-02-2022	
	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)
MWT04-1	3,34987	0,00	3,34880	-1,07	3,34744	-2,43	3,34693	-2,94
MWT04-2	3,39986	0,00	3,39898	-0,88	3,39784	-2,02	3,39871	-1,15
MWT04-3	3,38414	0,00	3,38317	-0,97	3,38179	-2,35	3,38186	-2,28
MWT04-4	3,33240	0,00	3,33128	-1,12	3,32951	-2,89	3,32803	-4,37

Trụ WT-09								
Tên điểm	Chu kỳ 1		Chu kỳ 2		Chu kỳ 3		Chu kỳ 4	
	12-09-2021		21-10-2021		04-12-2021		15-02-2022	
	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)
MWT09-1	3,36879	0,00	3,36757	-1,22	3,36753	-1,26	3,36599	-2,80
MWT09-2	3,36841	0,00	3,36700	-1,41	3,36691	-1,50	3,36609	-2,32
MWT09-3	3,37380	0,00	3,37236	-1,44	3,37204	-1,76	3,37178	-2,02
MWT09-4	3,38016	0,00	3,37881	-1,35	3,37784	-2,32	3,37514	-5,02

Trụ WT-13								
Tên điểm	Chu kỳ 1		Chu kỳ 2		Chu kỳ 3		Chu kỳ 4	
	04-10-2021		30-10-2021		05-12-2021		16-02-2022	
	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)
MWT13-1	3,39133	0,00	3,39023	-1,10	3,38876	-2,57	3,38733	-4,00
MWT13-2	3,37870	0,00	3,37697	-1,73	3,37616	-2,54	3,37559	-3,11
MWT13-3	3,36152	0,00	3,36004	-1,48	3,35917	-2,35	3,35884	-2,68
MWT13-4	3,39511	0,00	3,39394	-1,17	3,39177	-3,34	3,39072	-4,39

Trụ WT-18								
Tên điểm	Chu kỳ 1		Chu kỳ 2		Chu kỳ 3		Chu kỳ 4	
	01-10-2021		30-10-2021		06-12-2021		17-02-2022	
	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)
MWT18-1	3,29469	0,00	3,29433	-0,36	3,29063	-4,06	3,28693	-7,76
MWT18-2	3,28506	0,00	3,28452	-0,54	3,28133	-3,73	3,27846	-6,60
MWT18-3	3,30394	0,00	3,30358	-0,36	3,29984	-4,10	3,29688	-7,06
MWT18-4	3,31467	0,00	3,31436	-0,31	3,30981	-4,86	3,30583	-8,84

(xem tiếp trang 24)

Mô hình 2D trong tính toán ổn định hố đào sâu cho dự án 6 tầng hầm tại trung tâm Hà Nội

2D numerical modelling for stabilizing deep excavation of 6-basement construction in the central area of Hanoi

Nguyễn Ngọc Thanh⁽¹⁾, Phạm Đức Quang⁽²⁾

Tóm tắt

Bài báo này tập trung giới thiệu mô hình 2D tính toán ổn định hố đào sâu khi xây dựng tầng hầm trong điều kiện xây chen tại khu vực trung tâm thủ đô Hà Nội. Các phân tích bàn luận về lựa chọn thông số đầu vào, mô hình đất nền và so sánh kết quả dự tính chuyển vị ngang và lún mặt nền từ mô hình tính toán với kết quả quan trắc dịch chuyển trong quá trình thi công cho một công trình có chiều sâu hố đào lớn nhất Hà Nội tính tới thời điểm hiện tại (với 06 tầng hầm và hàng trăm công trình lân cận xung quanh tại Hàng Bài, Hoàn Kiếm) sẽ được giới thiệu.

Từ khóa: Hố đào sâu, mô hình, xây chen, trung tâm Hà Nội

Abstract

This paper focuses on introducing 2D numerical modeling for stabilizing deep excavation for basement construction in high-rise adjoined buildings conditions in the area central to the Hanoi capital. Discusses, analysis for the selection of input parameters, and soil model and compare the estimated results of horizontal displacement and ground settlement from the numerical modeling with the results of monitoring during construction for a project with the largest excavation depth in Hanoi up to now (with 06 basements and about hundred mid-high rise building around in Hang Bai, Hoan Kiem) will be introduced.

Key words: Deep excavation, Numerical modeling, adjoined building, Central area of Hanoi

1. Đặt vấn đề

Hiện nay các công trình nhà cao tầng có từ 1 đến 3 tầng hầm khá phổ biến tại Hà Nội và các thành phố lớn trong cả nước, được các kỹ sư của chúng ta giải quyết tương đối thành công. Trong các khu vực trung tâm Hà Nội, do quy hoạch và giới hạn chiều cao công trình nên việc tăng cường sử dụng không gian ngầm là một trong những giải pháp để tăng diện tích sử dụng, vì thế ta thường thấy số lượng tầng hầm cho các công trình tại trung tâm thường nhiều, có thể tới 5-6 tầng hầm. Tuy nhiên, đối với những khu vực này ta luôn gặp nhiều vấn đề bất lợi như mật độ các công trình xây chen hiện hữu lớn, lại thêm chịu ảnh hưởng của mực nước ngầm, thi công trong điều kiện chật hẹp...vì thế việc lựa chọn giải pháp ổn định và thi công hầm sâu luôn là một thách thức không nhỏ đối với các kỹ sư. Đối với các công trình này, ngoài các vấn đề kinh nghiệm thiết kế và thi công chưa nhiều do các kỹ sư chưa được thực hành nhiều, đa phần vẫn là kinh nghiệm đưa giải pháp cho từ 1 tới 3 tầng hầm. Để có được một giải pháp hữu hiệu, ít ảnh hưởng nhất tới các công trình hiện hữu xung quanh ta cần hết sức chú ý đến vấn đề an toàn, ổn định hố đào theo từng bước thi công. Điều đó chỉ có thể thành công khi ta cần phân tích lựa chọn mô hình nền đất, các thông số đầu vào và phân tích trường ứng suất và chuyển vị trong đất một cách tỉ mỉ và thận trọng nhất. Không những thế, việc thi công cũng cần phải tuân thủ nghiêm ngặt biện pháp cũng như quy trình hạ thấp mực nước dưới đất. Bài báo sẽ tập trung giới thiệu các bàn luận và phân tích về mô hình tính toán tại một công trình có chiều sâu tầng hầm được xem là một trong những công trình có độ sâu lớn nhất Hà Nội nói riêng và cả nước nói chung tính tới thời điểm hiện nay, tại dự án “Công trình hỗn hợp thương mại văn phòng và nhà ở bán” ở địa điểm số 22-24 Hàng Bài, Quận Hoàn Kiếm. Đây là khu vực trung tâm thủ đô Hà Nội, xung quanh công trình có hàng trăm nhà hiện hữu nằm trong bán kính 50m từ mép hố đào và giáp 2 mặt đường Hàng Bài và Hai Bà Trưng. Phần ngầm công trình được xây dựng trên khu đất rộng khoảng 4072.9m² (khoảng 103.9m x 34.56m). Công trình có 6 tầng hầm: cốt sàn tầng hầm 1 là -3.60 m, cốt sàn tầng hầm 2 -9.9m, cốt sàn tầng hầm 3 là -13.1m, cốt sàn tầng hầm 4 là -16.5m, cốt sàn tầng hầm 5 cách mặt đất tự nhiên là -19.8m, cốt sàn tầng hầm 6 là -23.1m, độ sâu lớn nhất của hố đào lên tới -26.2m. Công trình được thi công bằng phương pháp semi top down, sử dụng hệ tường vây bê tông cốt thép dày 1000mm chiều dài 45m kết hợp với hệ sàn chống là sàn bê tông cốt thép của tầng hầm dày 200mm để giữ thành hố đào trong suốt quá trình thi công.

2. Cơ sở lựa chọn giải pháp thi công hầm

Nhìn chung, các giải pháp thi công tầng hầm thường được lựa chọn trên cơ sở phân tích ưu nhược điểm của 3 phương pháp sau [1].

- Phương pháp thi công từ dưới lên (bottom up)
- Phương pháp thi công từ trên xuống (top down)
- Phương pháp thi công semi top down

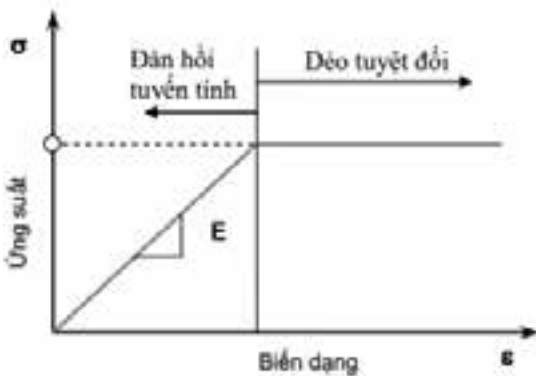
Trong đó thi công tầng hầm theo phương pháp semi top down là phương pháp kết hợp của 2 phương pháp từ dưới lên và từ trên xuống sẽ khá phù hợp trong điều kiện thi công chật hẹp tại các khu vực có nhiều công trình lân cận hiện hữu. Theo phương pháp này, phần xung quanh mặt bằng tầng hầm (thường là 1 bước cột) được thi công theo phương pháp từ trên xuống và được thi công trước. Phần còn lại phía trong được thi công theo phương pháp từ dưới lên và được thi công sau. Phần tầng hầm thi công từ trên xuống cùng với tường vây tạo thành hệ kết cấu đủ khả năng chống lại sự dịch chuyển của đất nền xung quanh hố đào, đảm bảo an toàn cho các công trình lân cận. Ưu điểm chính của phương pháp này là đã khắc phục được một số nhược điểm

(1) TS, Giảng viên, khoa Xây dựng,
Trường đại học Kiến trúc Hà Nội,
Email: <thanhn@hau.edu.vn>

(2) Công ty TNHH Tư vấn Đại học Xây Dựng,
Email: <phamducquang1990@gmail.com>



Hình 1. Hình ảnh thi công hố đào tại 22-24 Hàng Bài



Hình 2. Sự làm việc mô hình Mohr Coulomb

của phương pháp thi công Top down và Bottom up: thời gian thi công được rút ngắn hơn, an toàn cho các công trình lân cận, khá phù hợp với công trình có từ 03 tầng hầm trở lên, mặt bằng thi công trung bình và lớn. Trong khi đó nhược điểm là yêu cầu máy móc thi công hiện đại, đặc biệt là công tác đào đất. Quá trình thi công không liên tục, toàn khối từ dưới lên trên mà phải chia tách phân đoạn nên khó đảm bảo được kích thước hình học cũng như chất lượng cấu kiện, không an toàn khi chiều sâu hố đào quá lớn. Hệ vắng chống chính là sàn bê tông cốt thép của công trình nên mặt bằng thi công tầng phía dưới chật hẹp, điều kiện làm việc một số khu vực thiếu ánh sáng và không khí. Thực tế tại các dự án đã triển khai tại Hà Nội trong điều kiện nhiều tầng hầm 4-5 tầng hầm thì đa phần là lựa chọn giải pháp sử dụng tường liên tục trong đất kết hợp với hệ thống chống đỡ là chính kết cấu dầm sàn hoặc kết hợp thêm chống để phục vụ thi công hầm. Ta có thể kể tới các công trình đã áp dụng thành công phương án này như Lotte Center, Royal City, Metropolis - 29 Liễu Giai, 56 Nguyễn Chí Thanh, Hanoi Aqua Central - 44 Yên Phụ,... Chính vì có những ưu điểm và đã ứng dụng thành công ở nhiều dự án nêu trên, nên giải pháp thi công semi top down là gợi ý đầu tiên khi ta lựa chọn các biện pháp thi công hầm trong điều kiện hố đào có chiều sâu 20 -30m và với điều kiện địa chất của Hà Nội ta có thể lựa chọn kích thước của tường vây bê tông cốt thép có chiều dày từ 0.8-1.2m và độ sâu từ 30-45m. Đối với các công trình xây dựng trong điều kiện xây chen trong khu trung tâm thành phố Hà Nội nơi tập trung rất

nhều các công trình hiện hữu có tuổi thọ công trình cao, kết cấu yếu, nhiều công trình sử dụng móng nông, chứa đựng nhiều yếu tố rủi ro thì các yêu cầu về không chế chuyển vị là bắt buộc và ta nên lựa chọn chuyển vị ngang lớn nhất là $H/350$ (khoảng giữa $H/200 \div H/500$ trong đó H là độ sâu hố đào) nhằm giảm ảnh hưởng tới các công trình lân cận hiện hữu. Để kiểm soát rủi ro cho hố đào, ta thiết lập hệ thống quan trắc biến dạng cho công trình xây dựng bao gồm quan trắc dọc thân tường bằng Inclinomater, quan trắc đỉnh tường vây bằng toàn đạc, quan trắc lún của nền xung quanh hố đào, quan trắc lún và quan trắc nghiêng cho các công trình lân cận để làm cơ sở so sánh đối chiếu với các kết quả tính toán mô hình.

3. Mô hình 2D tính toán ổn định hố đào sâu

Việc tính toán thiết kế biện pháp ổn định hố đào sâu trong thi công tầng hầm nhà cao tầng luôn đòi hỏi năng lực và kinh nghiệm của các kỹ sư với việc vận dụng nhiều phương pháp tính toán khác nhau như phân tích tính toán lý thuyết, phương pháp kinh nghiệm / bán kinh nghiệm kết hợp với mô hình tính toán. Theo Strom và Ebeling [5], các phương pháp chính thường được sử dụng để tính toán, phân tích ứng xử của hệ tường chắn, bao gồm:

Phương pháp RIGID (Dầm tựa trên gối cứng): Tường được giả sử như một phần tử đàn hồi liên tục (EI là hằng số) trên các gối đỡ cố định tại các vị trí neo hoặc chống trong đất. Áp lực đất được xác định trước và không phụ thuộc vào chuyển vị của tường. Vì vậy, phương pháp RIGID không xét sự phân bố lại áp lực đất do chuyển vị của tường. Tải trọng đất tác dụng vào tường có thể theo biểu đồ hình thang hoặc phân bố theo biểu đồ hình tam giác thông thường. Đất nền phía trước tường được giả thiết tác dụng lên tường như một gối giả tại điểm có tổng áp lực đất tác dụng vào tường bằng 0 nhằm khống chế chuyển vị của tường.

Phương pháp WINKLER (Dầm tựa trên gối đàn hồi) là phương pháp dầm tựa trên nền đàn hồi. Phương pháp này dựa vào phần tử hữu hạn một chiều đại diện cho hệ thống tường/đất. Tường chắn được xem như phần tử dẻo liên tục có độ cứng EI và được mô hình như những phần tử dầm-cột đàn hồi phi tuyến có độ cứng K , phân bố gần sát nhau để mô hình cho đất nền.

Phương pháp phần tử hữu hạn: Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) là phương pháp được sử dụng để phân tích

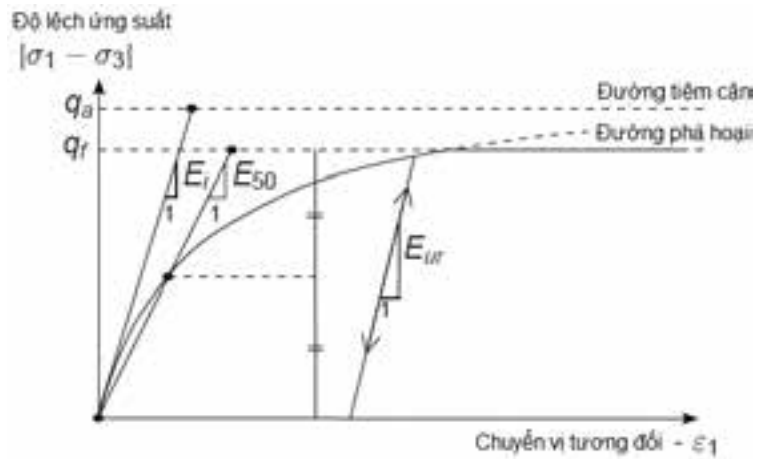
sự tương tác phức tạp, xảy ra giữa đất và kết cấu. Phương pháp FEM cần nhiều thông số đầu vào để đạt được ứng xử chính xác của đất lên bề mặt kết cấu. Loại phân tích này gọi là phân tích tương tác đất-kết cấu (SSI). Trong phân tích FEM SSI, đất và tường được mô hình như là các phần tử hữu hạn tuân theo quan hệ giữa ứng suất và biến dạng phù hợp. SSI có thể sử dụng để mô hình quá trình thi công thực tế. Các giai đoạn thi công trong suốt quá trình phân tích được mô hình gia tăng dần ứng với các bước thi công. Quá trình này để mô phỏng ứng xử ứng suất-biến dạng xảy ra trong mỗi chu kỳ tác dụng tải.

Một đặc điểm quan trọng nữa của phân tích FEM SSI là nó cho phép phân tích được ứng xử giữa đất và kết cấu bằng cách sử dụng phần tử tiếp xúc. Đặc điểm này cho phép tính toán chính xác áp lực và ứng suất tiếp tác dụng vào kết cấu tường chắn. Không giống như các phương pháp cân bằng giới hạn thông thường, phương pháp SSI không yêu cầu xác định trước biểu đồ áp lực đất tác dụng vào kết cấu nhưng cho phép tính chuyển vị dựa vào sự tương tác giữa đất-kết cấu trong suốt quá trình thi công. Sau đây, ta sẽ phân tích 2 mô hình thông dụng nhất là mô hình Mohr Coulomb và Hardening Soil thường được sử dụng trong tính toán phân tích hố đào.

3.1. Mô hình Mohr – Coulomb

Mô hình Mohr-Coulomb (MC) là một mô hình đàn hồi - thuần dẻo, biến dạng và tốc độ biến dạng được phân tích thành hai thành phần: phần đàn hồi (ϵ_e) và phần thuần dẻo (ϵ_p). Định luật Hooke được sử dụng để thể hiện mối quan hệ giữa gia tăng ứng suất và biến dạng. Khi trạng thái đất đã vượt ra giai đoạn làm việc đàn hồi này thì xem như đất bị phá hoại hoàn toàn, tức là biến dạng phát triển lớn đến vô cùng trong khi ứng suất không tăng [4].

Mô hình này biểu thị trạng thái ứng suất phẳng của một điểm, vòng tròn ứng suất của điểm đó chưa vượt ra khỏi



Hình 3. Sự làm việc mô hình Hardening Soil

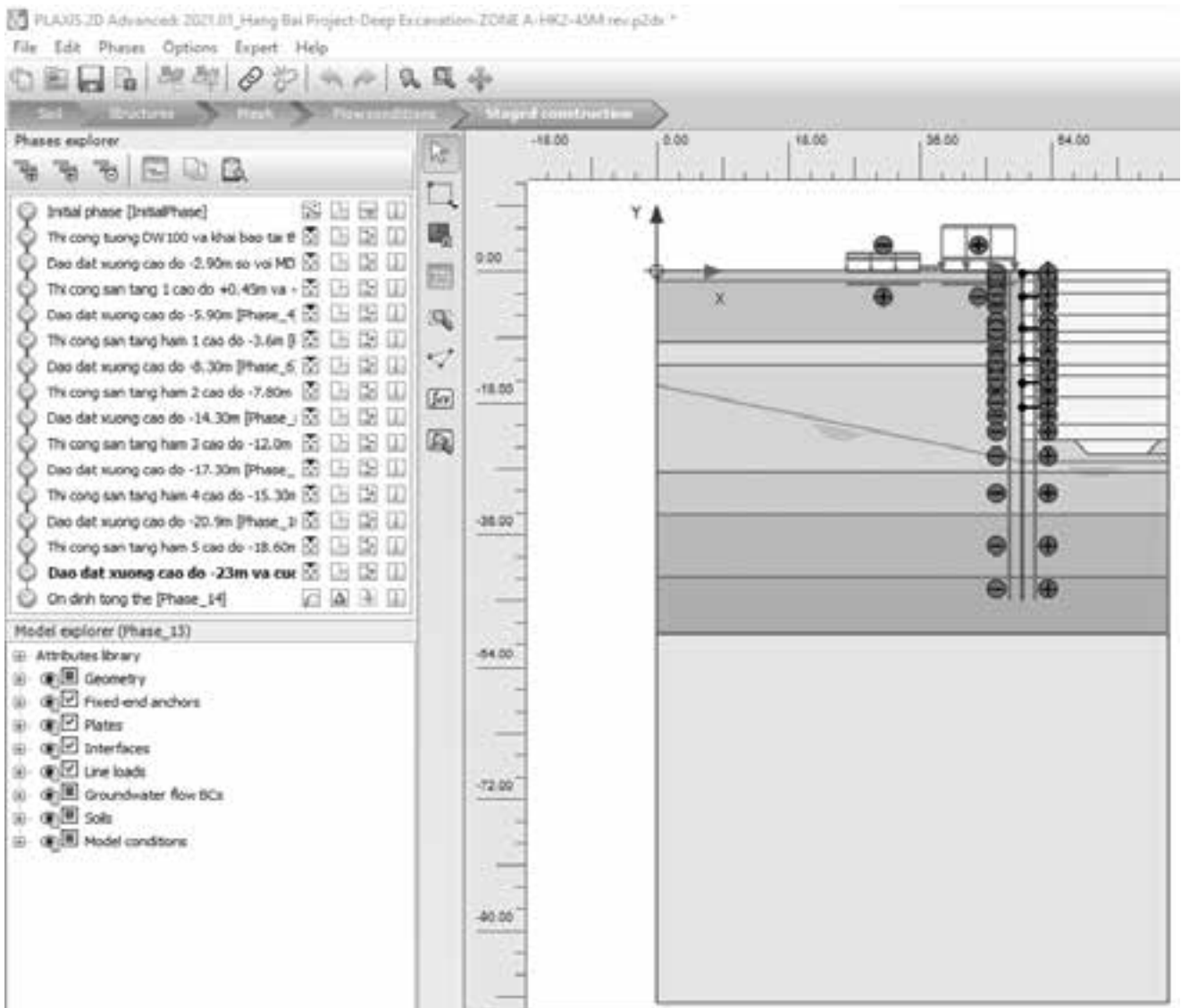
đường bao phá hoại thì vật làm việc đàn hồi [2]. Sự phá hủy của vật liệu chỉ xuất hiện khi vòng tròn ứng suất tại một điểm bất kỳ trong vật liệu tiếp tuyến với đường bao phá hoại. Trong không gian ứng suất, mặt phá hoại MC phát triển tới vô cùng, và bất kì điểm nào có trạng thái ứng suất nằm trong không gian này thì theo tiêu chuẩn phá hoại tương ứng sẽ làm việc đàn hồi (Hình 2). Các tham số cho mô hình nền MC gồm các thông số chính sau: E_{ref} Mô đun Young; E_{oed} Mô đun tiếp tuyến lấy từ thí nghiệm nén 1 trục; c' Lực dính hữu hiệu; φ' : Góc ma sát trong; s_u (c_u): Sức kháng cắt không thoát nước; ψ Góc giãn nở; μ Hệ số Poisson.

3.2. Mô hình Hardening Soil

Đây là mô hình đất hyperbol nâng cao được xây dựng trong khuôn khổ của độ dẻo cứng. Sự khác biệt chính với mô hình MC là cách tiếp cận độ cứng của nền đất (Hình 3). Ứng xử của đất là ứng xử không phục hồi được, có hiện tượng chảy dẻo và giãn nở khi chịu trượt. Đây là mô hình số

Bảng 1. Thông số các lớp đất khi sử dụng HSM và MC

Thông số	Kí hiệu	1. Đất lấp	2.Sét pha đẻo mềm	3.Sét pha đẻo mềm	4.Sét pha đẻo mềm	5.Cát pha đẻo	6.Cát vừa chất vừa	7.Sỏi cuội chất	8.Sỏi sạn rất chất	Đơn vị
Mô hình nền	Mô hình	HSM	HSM	HSM	HSM	MC	MC	MC	MC	-
Loại ứng xử	Loại	Thoát nước	Không t n	Không t n	Không t n	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	-
Dung trọng tự nhiên	γ_{nat}	18.0	18.0	17.9	17.5	18.2	18.0	18.0	18.0	kN/m ³
Dung trọng bão hòa	γ_{sat}	18.5	18.1	18.2	17.7	19.8	18.5	18.5	18.5	kN/m ³
Hệ số thấm phương x	k_x	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Hệ số thấm phương y	k_y	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Mô đun Young	E_{co}^{ref}	10000	9375	13125	15000	32000	54000	100000	100000	kN/m ²
Mô đun Oedometer	E_{oed}^{ref}	10000	9375	13125	15000	-	-	-	-	m/d
Mô đun đàn hồi	E_{ur}^{ref}	30000	28125	39375	45000	-	-	-	-	kN/m ²
Hệ số mũ	m	0.5	0.7	0.72	0.72	0.5	0.5	0.5	0.5	-
Hệ số Poisson	ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-
Ứng suất tham chiếu	P_{ref}	100	100	100	100	100	100	100	100	kN/m ²
Lực dính	c	10.0	31.25	37.5	37.5	1.0	1.0	1.0	1.0	kN/m ²
Góc ma sát trong	φ	15	7.26	16.1	17.39	30	33	35	35	°
Góc trương nở	Ψ	0	0	0	0	0	3	5	5	°
Hệ số tiếp xúc	R_{inter}	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	-
K_0^{nc}	$K_0=1-sin\varphi$	0.741	0.874	0.723	0.701	0.500	0.455	0.426	0.426	-



Hình 4. Mô hình 2D với từng bước đào thi công

cho phép mô tả ứng xử không đàn hồi phức tạp và các điều kiện tiếp xúc khác nhau, ứng với các điều kiện địa chất và các đặc tính khác nhau của đất. Hardening Soil (HSM) là mô hình đa mặt dẻo, cụ thể là đó là một mô hình hai mặt dẻo kết hợp, mặt dẻo trượt và mặt dẻo hình chóp mũ. Sự tăng bền phụ thuộc vào cả biến dạng dẻo và biến dạng thể tích. Khác với mô hình đàn hồi dẻo lý tưởng, mặt chảy dẻo của mô hình HSM không cố định trong không gian ứng suất chính mà nó giãn ra do biến dạng dẻo. Có thể phân ra thành hai loại tăng bền là tăng bền trượt và tăng bền nén. Tăng bền trượt được dùng để mô phỏng biến dạng không phục hồi do ứng suất lệch gây ra được đặc trưng bởi mô đun biến dạng trong thí nghiệm ba trục và được mô hình bằng mặt dẻo trượt. Trong khi đó tăng bền nén được dùng để mô phỏng biến dạng không phục hồi do ứng suất nén đẳng hướng gây ra được đặc trưng bởi mô đun biến dạng trong thí nghiệm nén Oedometer và được mô hình bằng mặt dẻo hình chóp mũ [3]. Mặt dẻo trượt sử dụng quy luật chảy dẻo không tích hợp và mặt dẻo chóp mũ sử dụng quy luật chảy dẻo tích hợp [2]; [4]. Trong mô hình HSM, không phải chỉ có một độ cứng như các mô hình MC mà nó có xét đến độ cứng của lần đầu chất tải, sự khác nhau giữa độ cứng dỡ tải và tái chất tải. Các thông

số đầu vào của mô hình HSM bao gồm c: lực dính (có hiệu), ϕ : góc ma sát trong; ψ : góc trương nở. Các thông số cơ bản cho độ cứng của đất:

- E_{50}^{ref} : độ cứng cát tuyến trong thí nghiệm ba trục;
- E_{oed}^{ref} : độ cứng tiếp tuyến trong thí nghiệm oedometer;
- m: số mũ biểu thị quan hệ ứng suất - độ cứng;
- E_{ur}^{ref} : độ cứng dỡ tải/ chất tải (mặc định $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$);
- p^{ref} : ứng suất chọn để tính độ cứng (mặc định $p^{ref} = 100$ kPa);
- K_0^{nc} : giá trị trong nén cổ kết thường (mặc định $K_0^{nc} \approx 1 - \sin \phi$);

3.3. Khảo sát mô hình 2D cho dự án 22-24 Hàng Bài

Để thực hiện tính toán hố đào sâu ta thực hiện mô hình theo từng bước thi công đào trình tự thi công chia làm 7 bước kết hợp với thi công 7 hệ kết cấu chống ngang ở 6 cao độ để chắn giữ thành hố đào (Hình 4): (i) Đào đất từ cốt $\pm 0.00m$ đến cốt $-2.9m$, bước đào $2.90m$, thi công sàn tầng 1 tại cao độ $+0.45m$ (ngoài nhà) và $+0.30m$ (trong nhà); (ii) Đào đất từ cốt $-2.90m$ đến cốt $-5.90m$, bước đào $3.0m$, thi công sàn hầm 1 tại cao độ $-3.60m$; (iii) Đào đất từ cốt $-5.90m$ đến

Bảng 2: Thông số cơ lý của các lớp đất khi sử dụng MC

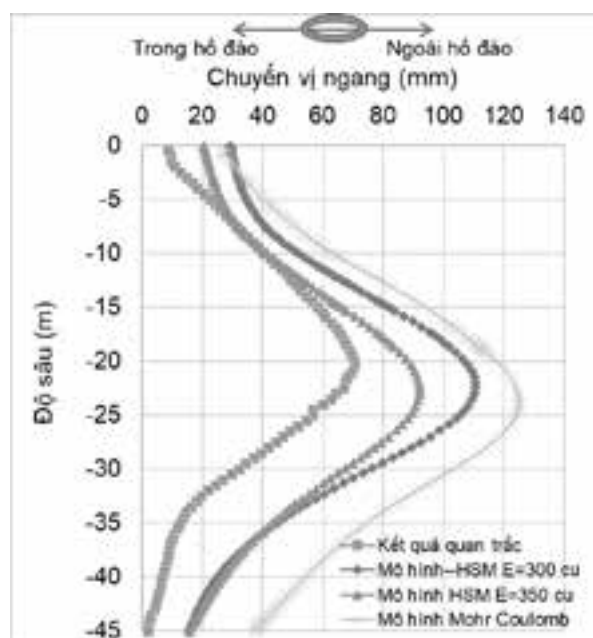
Thông số	Kí hiệu	1 Đất lấp	2 Sét pha dẻo mềm	3 Sét pha dẻo mềm	4 Sét pha dẻo mềm	5 Cát pha dẻo	6 Cát vừa chặt vừa	7 Sỏi cuội chặt	8 Sỏi sạn rất chặt	Đơn vị
Mô hình nền	Mô hình	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	-
Loại ứng xử	Loại	Thoát nước	Không t.n	Không t.n	Không t.n	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	-
Dung trọng tự nhiên	γ_{nat}	18.0	18.0	17.9	17.5	18.2	18.0	18.0	18.0	kN/m ³
Dung trọng bão hòa	γ_{sat}	18.5	18.1	18.2	17.7	19.8	18.5	18.5	18.5	kN/m ³
Hệ số thấm phương x	k_x	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Hệ số thấm phương y	k_y	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Mô đun Young	E	10000	9375	13125	15000	32000	54000	100000	100000	kN/m ²
Hệ số Poisson	ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-
Lực dính	c	10	31.25	37.5	37.5	1	1	1	1	kN/m ²
Góc ma sát trong	ϕ	15	7.26	16.1	17.39	30	33	35	35	°
Góc trương nở	ψ	0	0	0	0	0	3	5	5	°
Hệ số tiếp xúc	R_{inter}	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	-

cốt -10.40m, bước đào 4.5m, thi công sàn hầm 2 tại cao độ -9.90m; (iv) Đào đất từ cốt -10.40m đến cốt -13.60m, bước đào 3.2m, thi công sàn hầm 3 tại cao độ -13.10m; (v) Đào đất từ cốt -13.60m đến cốt -17.00m, bước đào 3.4m, thi công sàn tầng hầm 4 cao độ -16.50m; (vi) Đào đất từ cao độ -17.00m đến cao độ -22.10m, bước đào 5.1m, thi công sàn tầng hầm 5 cao độ -19.80m; (vii) Đào đất từ cao độ -22.10m đến cao độ -24.20m và cục bộ đến đáy dài 26.20m, bước đào 4.1m, thi công sàn tầng hầm 6 cao độ -23.10m khi thi công đào đất xong, tiến hành thi công kết cấu đài giằng, sàn tầng hầm 6 và đài thang máy; Sử dụng phần mềm Plaxis 2D 2020, ta sẽ khảo sát bài toán với mô hình đất nền là MC và HSM để đánh giá trường ứng suất – biến dạng trong đất.

Mô hình tường và mô hình sàn chống được sử dụng với mô hình đàn hồi tuyến tính. Phần tử tiếp xúc được sử dụng với giả định $R_{inter} = 0,85$ (tương ứng đất / bê tông). Các tải công trình lân cận được mô hình đầy đủ tùy thuộc vào số tầng, kích thước và mật độ, với công trình này ta sử dụng các loại tải xung quanh hố đào lần lượt là 50 kPa (tải trọng do các công trình lân cận 4-5 tầng) và 20 kPa (hoạt tải thi công). Mức nước ngầm trong khảo sát là -16m và được giả thuyết sẽ được hạ thấp theo từng bước thi công bước đào. Để khảo sát ảnh hưởng của việc lựa chọn mô hình nền đất và các thông số địa kỹ thuật ta thực hiện mô hình với giả thuyết các lớp đất phía trên trong phạm vi hố đào (ngoại trừ lớp đất lấp phía trên) được sử dụng với mô hình HSM hoặc dùng mô hình MC. Với mô hình Hardening Soil ta lại lựa chọn mô hình đất nền không thoát nước với các giá trị E_{50} lần lượt nhận giá trị là $300c_u$ và $350c_u$ (cu là lực dính không thoát nước của đất). Thông số chỉ tiêu cơ lý của đất nền theo mô hình HSM được thể hiện ở bảng 1 và MC được thể hiện ở bảng 2.

4. So sánh kết quả tính toán từ mô hình 2D với kết quả quan trắc

Kết quả tính toán phân tích từ mô hình cho phép ta so sánh với kết quả chuyển vị ngang của tường vây theo từng bước đào từ kết quả quan trắc từ inclinometer (thí nghiệm cho phép đo chuyển vị của tường vây). Các kết quả thu được cho thấy chuyển vị ngang của tường vây khi tính toán phân tích sử dụng mô hình HS và mô hình MC đều cho dạng chuyển vị cơ bản phù hợp với dạng chuyển vị từ kết quả quan trắc, tuy vị trí đạt giá trị lớn nhất chuyển vị của tường vây có sự khác biệt về vị trí và giá trị khi so sánh tính toán từ mô hình và kết quả quan trắc. Tuy nhiên, điều này có thể



Hình 5. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường vây ở bước đào lớn nhất

giải thích là ta đang xét bài toán là bài toán phẳng 2D (Hình 5). Theo kết quả phân tích này ta thấy rằng khi sử dụng mô hình HSM với giả thuyết $E_{50} = 350c_u$ thì kết quả chuyển vị tường vây là sát nhất với kết quả quan trắc. Trong khi đó kết quả từ mô hình MC thì cho ta kết quả khác biệt lớn hơn. Vấn đề này có thể được hiểu là do mô hình HSM có kể đến quá trình dỡ tải, quan hệ ứng suất – biến dạng là quan hệ phi tuyến, đường hyperbol nên khá phù hợp với các bước đào. Điều này cũng khá phù hợp với nhiều nghiên cứu của các nhà khoa học khác là khi sử dụng tường vây và phương án Semi top-down, thì chuyển vị ngang của tường vây khi quan trắc thường nhỏ hơn các giá trị dự tính từ tính toán lý thuyết hoặc mô hình hóa. Lý giải về sự khác biệt này có thể do một số nguyên như sau: (i) độ cứng của kết cấu chống đỡ thực tế lớn hơn độ cứng trong mô hình; (ii) các lớp đất lấp ở trên đã được cố kết, có cường độ và mô đun biến dạng lớn hơn so với các thông số trong mô hình; (iii) nền đất ở khu vực chân tường vây có độ cứng lớn hơn nhiều so với các thông số; (iv)

do chưa kể tới ảnh hưởng của các cọc hiện hữu đã thi công trước; (v) điều kiện mực nước dưới đất ở thời điểm thi công không quá bất lợi như trong mô hình tính toán.

Một vấn đề khác mà ta quan tâm là lún bề mặt trong tính toán mô hình 2D là 5.0 cm, chuyển vị này có xu hướng tăng dần khi đi ra xa hố đào trong phạm vi 30m. Các quan trắc lún bề mặt và lún công trình lân cận cho thấy giá trị lún lớn nhất là 4.0 cm. Hệ số ổn định tổng thể từ tính toán $Msf = 1.68 > 1.5$ nên hố đào được xem là ổn định và phù hợp với yêu cầu của dự án.

5. Kết luận

Với các hố đào có độ sâu rất lớn lên tới 6 tầng hầm trong điều kiện xây chen tại trung tâm thành phố Hà Nội có mặt bằng xây dựng thường không quá lớn, xung quanh lại nhiều các công trình thấp tầng được xây dựng từ lâu, có kết cấu yếu thì phương án semi top-down là một trong những gợi ý tốt về giải pháp thi công hầm sâu.

Kết quả khảo sát bằng mô hình hóa trong Plaxis 2D để tính toán ổn định hố đào sâu tại dự án 22-24 Hàng Bài cho kết quả chuyển vị ngang của tường vây cơ bản phù hợp với các kết quả quan trắc trên công trường nhất là khi sử dụng

mô hình Hardening Model và đặc biệt là khi ta sử dụng mô đun $E_{50} = 350 c_u / I$.

Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Bá Kế (2012), *Thiết kế và thi công hố móng sâu. Nhà xuất bản xây dựng*
2. Brinkgreve R. B. J. (2005), *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE;*
3. Janbu N., (1963) *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden; 1963. p. 19-25;*
4. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. and Brinkgreve R. B. J. (1999), *Hardening Soil Model: Formulation and Verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, pp. 281-290;*
5. Strom, R. W., Ebeling, R. M. (2001) *State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls. Technical Report ERDC/ITL TR-01-1, U.S. Army Corps of Engineers.*

Thiết kế phương án quan trắc độ lún các nhà máy điện gió...

(tiếp theo trang 18)

Trụ WT-23								
Tên điểm	Chu kỳ 1		Chu kỳ 2		Chu kỳ 3		Chu kỳ 4	
	11-07-2021		12-09-2021		07-12-2021		18-02-2022	
	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)
MWT23-1	3,43091	0,00	3,42939	-1,52	3,42878	-2,13	3,42833	-2,58
MWT23-2	3,43097	0,00	3,42940	-1,57	3,42860	-2,37	3,42863	-2,34
MWT23-3	3,43547	0,00	3,43443	-1,04	3,43241	-3,06	3,43254	-2,93
MWT23-4	3,45085	0,00	3,44957	-1,28	3,44772	-3,13	3,44652	-4,33

- Trong 1 trụ độ lún lệch nhỏ dao động nhiều nhất là khoảng 3mm.

Tuy nhiên từ khi vận hành đến giờ mới được 06 tháng nên khả năng chưa đánh giá hết được giá trị độ lún tổng thể nên cần phải quan trắc thêm theo đúng đề cương và quy trình bảo trì theo thiết kế.

4. Kết luận

Đối với các công trình điện gió thì công tác quan trắc độ lún trong quá trình vận hành là yêu cầu bắt buộc, thời gian quan trắc ít nhất là 5 năm (Tham khảo quy định bảo trì của một số nhà máy).

Hệ thống mốc chuẩn nên được xây dựng theo mật độ ít nhất 03 mốc trên 1 cụm, khoảng cách tối đa từ mốc chuẩn đến trụ quan trắc xa nhất là 300 để đảm bảo độ chính xác quan trắc cấp 2 theo TCVN 9360:2012.

Hệ thống mốc quan trắc được gắn mỗi trụ 04 mốc theo đúng hướng Đông, Tây, Nam, Bắc sẽ dễ dàng cho việc đánh giá và tính toán độ nghiêng nếu có.

Do đặc điểm của công trình điện gió nên hệ thống mốc chuẩn nhiều khi phải xây dựng rất nhiều dẫn đến tốn kém về mặt kinh tế, vì vậy tùy thuộc vào từng dự án, từng mặt bằng vị trí các trụ tua bin mà thiết kế, bố trí hệ thống mốc chuẩn cho hợp lý nhất.

Tài liệu tham khảo

1. *Bài giảng quan trắc công trình xây dựng theo phương pháp Trắc địa*, Nhà xuất bản xây dựng, 2016
2. TCVN 9398: 2012 “*Công tác trắc địa trong xây dựng – Yêu cầu chung*”
3. TCVN 9360:2012 “*Quy trình kỹ thuật quan trắc lún nhà và công trình công nghiệp bằng phương pháp đo cao hình học*”
4. <https://tapchicongthuong.vn/bai-viet/dien-gio-tai-viet-nam-nhan-dien-thach-thuc-va-de-xuat-giai-phap-phat-trien-86192.htm>
5. http://gizenergy.org.vn/media/app/media/Bao%20cao%20nghien%20cuu/Status_of_wind_power_development_and_financing_of_these_projects_in_Vietnam_VN_09042012.pdf
6. <http://www.hacomholdings.vn/vi/du-an/nha-may-dien-gio-hoa-binh-5-giai-doan-1>

Ứng dụng ảnh viễn thám planet phục vụ công tác quan trắc hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ

Application of Planet satellite imagery for monitoring medium-scale and small-scale reservoirs

Nguyễn Phương Dung⁽¹⁾, Nguyễn Quang Thanh⁽²⁾

Tóm tắt

Nghiên cứu sử dụng ảnh viễn thám có độ phân giải cao để trích xuất số liệu phục vụ cho quan trắc hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ tại Việt Nam. Trong nghiên cứu này tác giả đưa ra những ưu điểm của ảnh Planet trong tính toán mặt nước cũng như để xuất ngưỡng giá trị NDWI khi dùng ảnh vệ tinh Planet tính toán mặt nước của hồ Sông Tranh. Qua đó đặt ra mối liên hệ cho việc áp dụng tương tự tại các hồ chứa vừa và nhỏ (ví dụ Đám Thìn). Việc dùng ảnh vệ tinh độ phân giải cao, miễn phí để lập số liệu quan trắc trong đánh giá an toàn hồ đập là một hướng đi mới nhưng hoàn toàn có căn cứ và có thể áp dụng được. Việc ứng dụng này chỉ là bước đầu trong quá trình hoàn thiện các thông số quan trắc hồ chứa vừa và nhỏ, nhưng sẽ rất cần thiết trong điều kiện không đủ số liệu quan trắc theo thời gian.

Từ khóa: quan trắc hồ chứa, hồ vừa và nhỏ, Planet's image collection, Google Earth Engine

Abstract

The study uses high-resolution remote sensing images to extract data for monitoring small and medium-sized reservoirs in our country. Within this study, the advantages of using Planet's high-resolution satellite image in water surface calculation, as well as praa have been mentioned. Thereby making a connection to similar applications for small and medium reservoirs (e.g., Dam Thin reservoir). The use of free, high-resolution satellite images to establish monitoring data in the dam safety assessment is a new direction, but completely grounded and applicable. This application is only the first step in the process of collecting the monitoring parameters for small and medium-sized reservoirs, but at the same time, it is very necessary for the condition of insufficient monitoring data over time.

Key words: reservoir monitoring, small and medium reservoirs, remote sensing, GEE

(1) TS, Giảng viên, khoa Công trình, ĐH Thủy Lợi,
Email: <nguyenphuongdungn@tlu.edu.vn>

(2) ThS, Kỹ sư, Viện Thủy Công,
Email: <thanhnq13@wru.vn>

Ngày nhận bài: 31/03/2022
Ngày sửa bài: 21/04/2022
Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Đặt vấn đề

Theo thống kê từ Tổng cục Thủy lợi, hiện nay ở Việt Nam có 6750 hồ chứa thủy lợi các loại [1]. Trong đó các hồ chứa vừa và nhỏ lại chiếm đến khoảng 87% (5858 hồ), phân bố trên cả nước. Qua khảo sát thì đa phần các đập tạo hồ chứa thủy lợi đều là đập đất, xây dựng từ những năm 80 của thế kỷ trước. Các vấn đề an toàn hồ chứa dù được quan tâm và đặt đầu bài từ rất sớm nhưng do hạn chế về kỹ thuật và vốn đầu tư nên kết quả đang rất hạn chế và tiềm ẩn nguy cơ xảy ra sự cố. Đặc biệt trong vấn đề quan trắc hồ chứa vừa và nhỏ thì lại càng ít được quan tâm, dù đây là đối tượng chịu nhiều tổn thương sau nhiều năm hoạt động.

Hồ chứa vừa và nhỏ [2] theo nghị định 114/2018/NĐ-CP của chính phủ là những hồ chứa có chiều cao nhỏ hơn 15m, và có dung tích toàn bộ dưới 3.000.000 m³. Nhiệm vụ quan trắc hồ chứa nhỏ ở Việt Nam hiện nay nói chung còn nhiều tồn tại cả ở khâu thiết kế, thi công lắp đặt và quản lý vận hành, bảo trì. Đa phần với các hồ chứa vừa và nhỏ ở Việt Nam đều nằm trong tình trạng rất hạn chế về số lượng thiết bị quan trắc, thu thập số liệu quan trắc và đánh giá an toàn hồ đập. Công tác quan trắc đa phần là thủ công và việc cập nhật số liệu cũng là thủ công. Điều này dẫn tới việc đánh giá an toàn có thể không cập nhật và dẫn tới các sự cố về hồ đập.

Hiện nay với sự phát triển của khoa học trái đất, kỹ thuật viễn thám đã được ứng dụng trong công tác giám sát môi trường đất, nước. Có rất nhiều các kết quả nghiên cứu ứng dụng ảnh viễn thám để quan trắc tài nguyên (rừng, nước mặt, ngập do lũ, ngập ven biển ...). Các ảnh viễn thám chất lượng tốt thường là tài liệu có tính phí và chúng phụ thuộc rất nhiều vào nguồn ảnh viễn thám cũng như chu kỳ cung cấp ảnh. Nghiên cứu này muốn nhấn mạnh việc sử dụng ảnh viễn thám sẵn có trong công tác quan trắc các hồ chứa vừa và nhỏ tại Việt Nam. Đây là các đối tượng có diện tích bề mặt không lớn nên có thể dẫn tới sai số trong việc lấy kết quả phục vụ cho công tác quan trắc khi ảnh viễn thám có độ phân giải không cao. Ảnh viễn thám từ Planet có độ phân giải cao, đang là nguồn dữ liệu miễn phí đối với một vài khu vực ở Châu Á (trong đó có Việt Nam). Việc có thể tận dụng tài liệu này trong đánh giá tài nguyên nước của hồ chứa thủy lợi là rất khả quan, từ kết quả đó có thể so sánh với các số liệu quan trắc thực tế để phục vụ công tác đánh giá an toàn hồ đập. Với nhiệm vụ đảm bảo độ thông tin quan trắc trong đánh giá an toàn hồ đập, bài viết sẽ hướng tới so sánh kết quả trích xuất mặt nước theo thời gian của hồ chứa vừa và nhỏ. Kết quả này cùng với các thông số quan trắc khác sẽ được sử dụng trong đánh giá an toàn đầu mối công trình thủy, và sẽ được đề cập cụ thể hơn ở nghiên cứu sau. Bài viết, do đó, sẽ không đặt nặng về kỹ thuật phân tích ảnh viễn thám mà tập trung đánh giá kết quả phân tích ảnh viễn thám để lấy được thông số cho công tác quan trắc hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ.

Phạm vi nghiên cứu sẽ tập trung vào việc trích xuất thông số mặt nước đối với hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ. Tuy vậy, một trường hợp đối sánh được thực hiện với hồ Sông Tranh 2 nhằm kiểm định kết quả, và sẽ trình bày ở phần sau.

2. Phương pháp nghiên cứu

Ảnh viễn thám là và công cụ điện toán đám mây đã phát triển và trở nên phổ biến hiện nay, nó cho phép người dùng thực hiện công việc của mình trên đám mây, nhằm tiết kiệm thời gian tính toán, xử lý số liệu và dung lượng bộ nhớ. Trong các công nghệ điện toán đám mây được phát triển, công cụ Google Earth Engine (GEE) của Google là một trong những công cụ lưu trữ và tính toán dữ liệu viễn thám và thông tin địa lý được sử dụng rộng rãi [3]. Công cụ cho phép sử dụng, tính toán và trích xuất dữ liệu cho

khu vực nghiên cứu từ bộ cơ sở dữ liệu ảnh vệ tinh được lưu trữ trên hệ thống máy chủ, do vậy tiết kiệm được nhiều tài nguyên và thời gian tính toán so với các phương pháp tính toán truyền thống.

Tùy vào mục đích sử dụng ảnh vệ tinh, yêu cầu chất lượng ảnh và tần số để theo dõi và phân tích được những thay đổi về bề mặt hoặc môi trường theo không gian và thời gian. Với hồ chứa vừa và nhỏ, rõ ràng việc có được ảnh chất lượng tốt trong việc trích xuất kết quả mặt nước là rất cần thiết nhưng cũng kèm theo điều kiện hạn chế về chi phí dành cho công việc này. Các ảnh viễn thám có sẵn và kèm theo chất lượng tốt thường chỉ được thu thập ở một số thời điểm nhất định chứ không đảm bảo chuỗi thời gian đủ dài trong đánh giá. Việc này dẫn tới những khó khăn nhất định trong đánh giá quan trắc hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ.

2.1. Ảnh viễn thám

Về ảnh viễn thám, có 2 nhóm ảnh quang học và ảnh radar đã được sử dụng trong nhiều nghiên cứu ứng dụng. Ở nghiên cứu này, nhóm ảnh quang học bao gồm ảnh vệ tinh Sentinel-2A, Landsat 8 và Planet [4] được sử dụng để thực hiện tính toán.

Các dữ liệu vệ tinh của Planet [4] được chụp dưới dạng một dải hình ảnh khung đơn liên tục (cảnh). Mỗi vệ tinh của PlanetScope là một hệ số dạng CubeSat 3U(10x10x30) cm [4]. Chùm vệ tinh hoàn chỉnh bao gồm 130 vệ tinh có thể hình ảnh toàn bộ bề mặt đất của trái đất mỗi ngày.

Planet cung cấp ba dạng hình ảnh: (1) Basic Scene, (2) Ortho Scene, và (3) Ortho Tile. [4] Ảnh viễn thám từ Planet là ảnh cơ bản được điều chỉnh bằng cảm biến Top of Atmosphere Radiance cho phép người dùng xử lý hình ảnh và hiệu chỉnh hình học. Trong bài viết này, ảnh được sử dụng là ảnh Basic Scene có kích thước phân giải 4,77x4,77m, hiện chỉ có 4 dải phổ. Ảnh được sử dụng miễn phí ở một số nước châu Á trong đó có Việt Nam.

Để đảm bảo độ chính xác cho nghiên cứu, các ảnh có độ che phủ của mây dưới 20% sẽ được sử dụng.

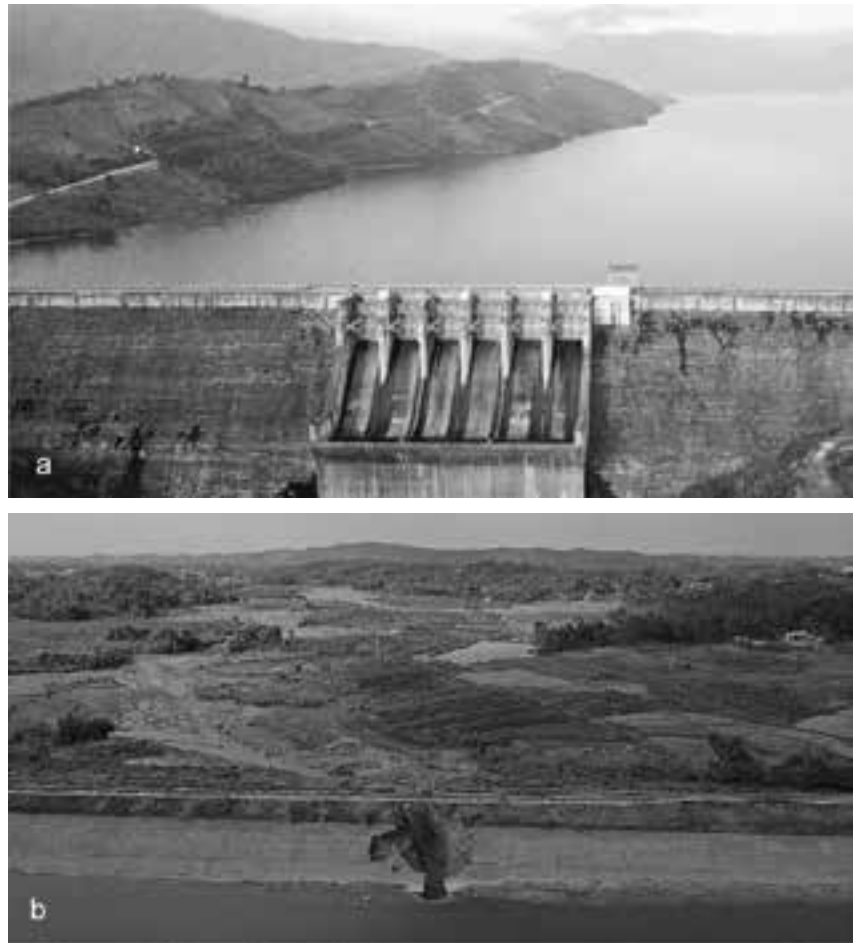
2.2. Chỉ số NDWI

Chỉ số NDWI đối với ảnh vệ tinh Planet sử dụng dải màu xanh lá và cận hồng ngoại (NIR). Công thức chung tính toán chỉ số NDWI được biểu diễn dưới đây:

$$NDWI = (Green - NIR)/(Green + NIR) \quad (1)$$

Giá trị của chỉ số NDWI nằm trong khoảng từ -1 đến 1 [6,7] và ngưỡng đề xuất để cho kết quả diện tích bề mặt nước là lớn hơn -0,2.

Ảnh vệ tinh từ Landsat8 [9] và Sentinel-2A có độ phân giải của các dải phổ lần lượt là 30m và 10m. Để trích xuất được mặt nước của hồ chứa, chỉ số NDWI được hiệu chỉnh để có được kết quả diện tích mặt nước phù hợp với thực tế quan trắc (số liệu trích xuất diện tích mặt nước hồ Sông Tranh từ ảnh vệ tinh Sentinel-2A và Landsat8 được so sánh với diện tích có được khi quan trắc mực nước trong hồ và



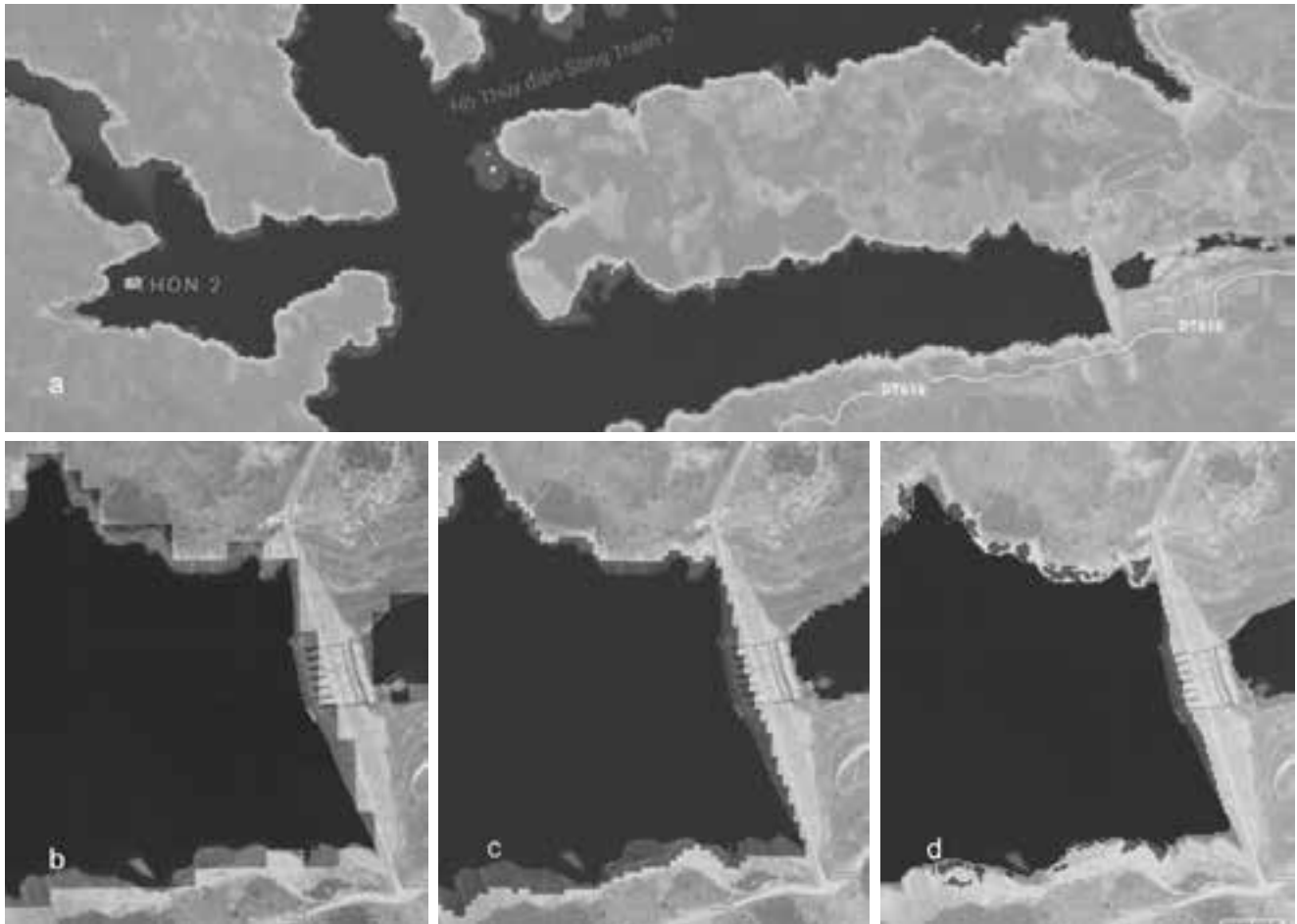
Hình 1. Hồ Sông Tranh (a) và Đầm Thèn (b) năm 2020.

đường đặc tính quan hệ lòng hồ). Với các hồ chứa lớn, việc dùng ảnh có độ phân giải 30m hoặc 10m cũng có thể cho kết quả chấp nhận được, tuy nhiên với hồ chứa thủy lợi nhỏ, dùng ảnh vệ tinh với độ phân giải tốt hơn sẽ giảm đi sai số trích xuất diện tích mặt nước. Trong phạm vi nghiên cứu, các tác giả nhập thủ công và đưa ra một giá trị ngưỡng phù hợp để tính toán diện tích mặt nước đối với hồ chứa vừa và nhỏ ở Việt Nam. Với ảnh Planet, độ phân giải của các dải phổ là 4,77m – chỉ số NDWI do đó cũng cần được thay đổi để đảm bảo kết quả phù hợp. Kết quả hiệu chỉnh đối với hồ chứa nước Sông Tranh sẽ được thể hiện chi tiết trong phần sau nhằm kiểm định và so sánh với các kết quả trước đó. Bảng thống kê dưới đây cho thấy sự khác nhau của các dải phổ, bước sóng và độ phân giải của chúng (bảng 1).

Bảng 1: Nguồn ảnh vệ tinh và các đặc tính của chúng

Nguồn ảnh vệ tinh	Tần số dải màu xanh lá (nm)	Tần số dải cận hồng ngoại (nm)	Độ phân giải (m)
Landsat8	530-590	850-880	30
Sentinel-2A	560	835,1	10
Planet	500-590	780-860	4,77

Khi có được thông số diện tích mặt nước của hồ chứa từ việc điều chỉnh chỉ số NDWI, bước tiếp theo là so sánh với cơ sở dữ liệu quan trắc từ Hệ thống giám sát thiên tai Việt Nam (VNDMS – [5]) – nơi có tập hợp bộ cơ sở dữ liệu về các hồ chứa. Tuy nhiên với các hồ chứa vừa và nhỏ, thông



Hình 2. Kết quả trích xuất mặt nước hồ Sông Tranh từ ảnh vệ tinh tháng 5/2020.
(a) tổng thể mặt nước; (b) mặt nước gần đập dâng từ ảnh Landsat8; (c) ảnh Sentinel-2A; (d) ảnh Planet.

số quan trắc mực nước (là thông số quan trắc được dùng trong đánh giá an toàn hồ đập) lại không được theo dõi và cập nhật theo thời gian thường xuyên và tự động. Vì thế việc sử dụng ảnh vệ tinh và các dữ liệu của nó để tính toán đặc trưng hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ là rất cần thiết. Trong phạm vi nghiên cứu của bài viết, diện tích mặt hồ chứa sẽ là đối tượng được so sánh giữa các nguồn ảnh khác nhau, từ đó đề xuất ngưỡng chỉ số NDWI phù hợp. Việc ứng dụng ảnh viễn thám Planet với độ phân giải 4,77m là phù hợp với việc đánh giá thông số này.

3. Quan trắc hồ chứa thủy lợi

Những nghiên cứu trước đây về hồ chứa thủy lợi ở Việt Nam đã khẳng định việc ứng dụng ảnh viễn thám trong việc xác lập các thông số quan trắc hồ chứa theo thời gian. Trường hợp được khảo sát ở đây là hồ Sông Tranh 2 – đây là hồ chứa lớn có đủ số liệu quan trắc và đã được nghiên cứu trước đây. Nghiên cứu sử dụng kết quả trích xuất diện tích mặt nước từ ảnh Landsat8 [9], so sánh với kết quả tính toán chỉ số NDWI từ nguồn ảnh Sentinel-2A và Planet ở cùng mốc thời gian so sánh. Nhiệm vụ của việc khảo sát này là khẳng định mức độ chính xác của kết quả khi dùng các ảnh vệ tinh từ các nguồn khác nhau. Nghiên cứu tiếp theo là áp dụng quy trình tính toán và khoảng giá trị NDWI khi dùng ảnh vệ tinh Planet với hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ.

3.1. Giới thiệu công trình điển hình

Công trình hồ chứa thủy điện Sông Tranh 2 xây dựng năm 2006 và đưa vào phát điện năm 2010 nằm trên dòng

chính sông Tranh, thuộc huyện Bắc Trà My và Nam Trà My tỉnh Quảng Nam. Công trình có nhiệm vụ phát điện là chính và góp phần cấp nước và đẩy mặn cho vùng hạ du sông Vũ Gia – Thu Bồn (Hình 1a).

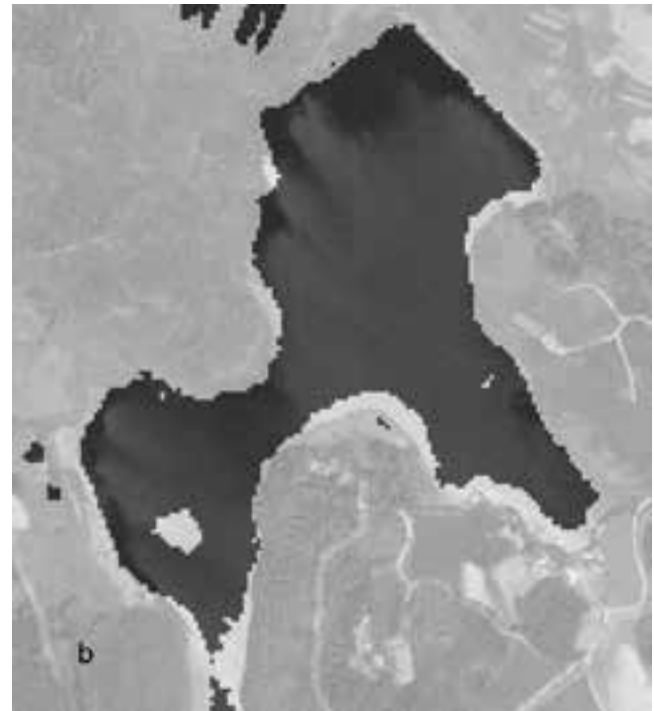
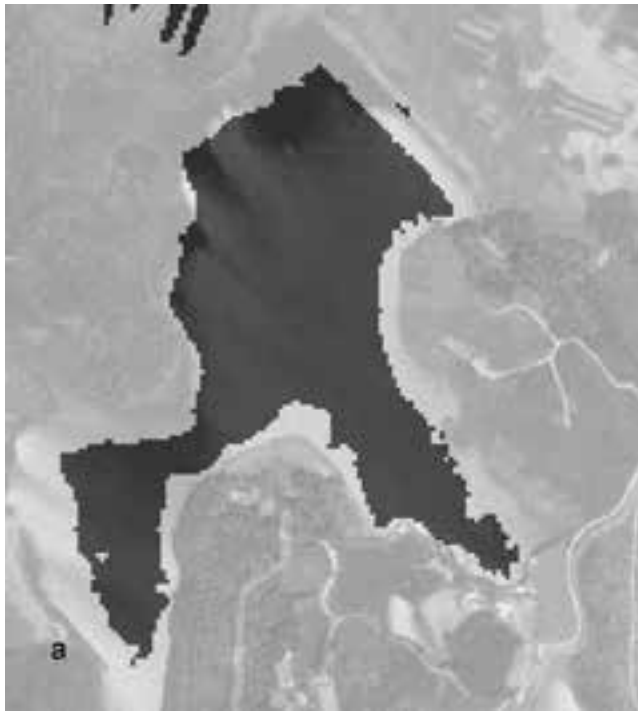
Hồ chứa thủy lợi Đầm Thìn được sửa chữa năm 2008, đưa vào sử dụng và khai thác 2010, có dung tích khoảng 600.000m³. Đây là hồ chứa thuộc loại vừa theo phân cấp hồ chứa. Hồ Đầm Thìn có diện tích hơn 15 ha mặt nước với mực nước thường xuyên +35,35, đảm bảo cấp nước cho khoảng 200ha đất nông nghiệp ở xã Cấp Dẫn, huyện Cẩm Khê, tỉnh Phú Thọ (Hình 1b).

3.2. Nghiên cứu so sánh kết quả

3.2.1. Kết quả tính toán đối với hồ Sông Tranh

Kết quả trích xuất diện tích mặt nước hồ Sông Tranh được lấy vào tháng 5 năm 2020 từ nguồn ảnh Landsat8. Việc tính toán tiến hành với ảnh vệ tinh từ nguồn ảnh Sentinel-2A và Planet nhằm mục đích so sánh. Hình 2 cho thấy sự khác biệt trong kết quả đường mặt nước từ 3 nguồn ảnh khác nhau. Điều này có thể được giải thích bởi độ phân giải khác nhau của các ảnh vệ tinh. Bảng 2 cũng đồng thời tổng hợp một số kết quả có được khi phân tích ảnh vệ tinh. Sự khác biệt chỉ số NDWI được hiệu chỉnh thủ công trên số liệu quan trắc đã có (chỉ có với các hồ chứa lớn).

Kết quả quan trắc hồ Sông Tranh sở dĩ có sự cập nhật liên tục và số liệu được lấy để so sánh ở đây có độ tin cậy cao, bởi đây là hồ chứa được xếp vào loại lớn lại nằm ở vùng thường xuyên xảy ra địa chấn. Lịch sử khai thác công trình



Hình 3. Kết quả trích xuất mặt nước hồ Đàm Thìn từ ảnh Planet.
(a) tháng 5/2021; (b) tháng 1/2022.

đã nhiều lần ghi nhận các trận địa chấn, dù độ lớn động đất tương đối nhỏ nhưng lại xảy ra khá thường xuyên. Với đặc điểm này hồ chứa nhận được sự quan tâm và được quan trắc, đánh giá an toàn định kỳ [8].

Bảng 2: Kết quả phân tích ảnh vệ tinh hồ Sông Tranh

	Landsat8	Sentinel-2A	Planet
Thời gian	5/2020	5/2020	5/2020
Chỉ số NDWI hiệu chỉnh	0,105	0,085	-0,120
Diện tích mặt nước (ha)	1692,92	1705,74	1718,46
Sai số (%)	4,29 [9]	3,57	2,85

3.2.2. Kết quả tính toán đối với hồ đầm Thìn

Với hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ, bức tranh về vấn đề quan trắc và đánh giá an toàn công trình lại không như vậy. Hồ Đàm Thìn là một ví dụ. Đây là hồ chứa loại vừa, không được bố trí thiết bị quan trắc tự động và cũng không được cập nhật số liệu quan trắc thường xuyên. Việc đánh giá an toàn đập do đó không được tiến hành thường xuyên nếu chưa có các báo cáo sự cố bằng quan sát trực tiếp. Tuy nhiên điều này cũng dẫn đến những hư hỏng đáng tiếc khi sự việc đã rồi. Sự cố đối với đập dâng của hồ Đàm Thìn vào cuối tháng 5/2020 đã đặt ra nhiều câu hỏi trong vấn đề quan trắc các hồ chứa loại vừa và nhỏ. Khi đó, giải pháp về việc khai thác ảnh vệ tinh để có số liệu quan trắc đã được quan tâm nhiều hơn. Kết quả tính toán diện tích của hồ Đàm Thìn vào tháng 5/2021 và tháng 1/2022 được lần lượt thể hiện trên hình 3, thời điểm sau khi hồ được sửa chữa vào tháng 11/2020. Số liệu kiểm định tính toán diện tích mặt nước của hồ Đàm Thìn cũng chỉ dựa trên báo cáo sơ bộ của đơn vị khai thác. Chỉ số NDWI hiệu chỉnh ở đây có tính chất tham khảo nhưng cũng khá phù hợp với kết quả ở bảng 3.

Bảng 3: Kết quả phân tích ảnh vệ tinh hồ Đàm Thìn

Hồ Đàm Thìn	Thời gian	Chỉ số NDWI hiệu chỉnh	Diện tích mặt nước (ha)
	5/2021	-0,185	10,82
	11/2021	-0,193	14,46

3.2.3. Thảo luận

Thông qua việc tính toán diện tích mặt nước của các hồ chứa, kèm theo đó là hiểu rõ về đường đặc tính lòng hồ thì việc tìm ra mực nước trong hồ là hoàn toàn khả thi. Việc nội suy mực nước hồ chứa và mức độ hiệu chỉnh độ chính xác sẽ cần phải tiến hành kiểm định với nhiều hồ chứa vừa và nhỏ khác để có kết luận cuối cùng về khả năng sử dụng ảnh vệ tinh như một công cụ cung cấp số liệu quan trắc hồ thủy lợi vừa và nhỏ. Các tác giả nhận thấy trong công tác quản lý an toàn hồ đập thì việc này hoàn toàn có thể áp dụng rộng rãi. Đối với ảnh vệ tinh dùng trong nghiên cứu, ảnh Planet độ phân giải 4,77m chính là ưu điểm nổi bật so với các ảnh vệ tinh miễn phí khác.

Dù vậy kết quả tính toán chỉ số NDWI hiệu chỉnh khi dùng ảnh Planet sẽ đòi hỏi cần nhiều số liệu đối sánh hơn nữa. Phương thức so sánh như đã trình bày trên đây cho phép áp dụng với các hồ vừa và nhỏ ở Việt Nam là có tính thuyết phục cao và kinh tế. Sự khác biệt trong chỉ số NDWI hiệu chỉnh đối của ảnh Planet trong nghiên cứu này so với ảnh từ nguồn Landsat8 và Sentinel-2A là điều các tác giả muốn nhấn mạnh, cụ thể chỉ số NDWI được khảo sát từ giá trị -0,2 với các hồ vừa và nhỏ.

4. Kết luận và kiến nghị

Có thể áp dụng phương thức đánh giá diện tích mặt nước cho các hồ vừa và nhỏ như đã trình bày ở trên, từ đó thành lập bộ thông số quan trắc phục vụ cho đánh giá an toàn đập

(xem tiếp trang 33)

Vật liệu đắp nền đường và khả năng sử dụng cát nhiễm mặn để đắp nền đường ô tô tại Việt Nam

Roadbed materials and using sea sand for roadbed construction in Vietnam

Văn Viết Thiên Ân⁽¹⁾, Nguyễn Việt Phương⁽²⁾, Bùi Phú Doanh⁽³⁾, Hoàng Tùng⁽⁴⁾

Tóm tắt

Nhu cầu sử dụng vật liệu đắp cho các công trình xây dựng ngày càng tăng cao, đặc biệt khi việc xây dựng hệ thống đường ở Việt Nam được đẩy mạnh dẫn đến sự thiếu hụt nghiêm trọng các vật liệu truyền thống sử dụng để đắp nền đường. Nghiên cứu cho thấy các mẫu cát nhiễm mặn ở Việt Nam đều đáp ứng các đặc tính yêu cầu theo TCVN 9436:2012 cho vật liệu đắp nền đường. Với hàm lượng muối hòa tan khá cao nhưng vẫn <5% và đều hạt, cát nhiễm mặn có thể xem là vật liệu đắp nền đường thông thường có tính đặc thù. Để đánh giá khả năng làm việc của nền đường cũng như ảnh hưởng của việc sử dụng cát nhiễm mặn đến môi trường xung quanh, nghiên cứu đã đề xuất xây dựng mô hình đắp thử nền đường với 3 phương án sử dụng vật liệu và giải pháp địa kỹ thuật khác nhau như: 1) sử dụng 100% các lớp cát biển đầm chặt; 2) sử dụng ô địa kỹ thuật geocell để gia cố lớp cát biển đầm chặt và 3) đắp xen kẽ các lớp đất đắp truyền thống với lớp cát biển đầm chặt.

Từ khóa: cát nhiễm mặn, xây dựng nền đường, muối hòa tan, thành phần hạt

Abstract

The demand for backfill materials for construction is rapidly increasing, especially due to the recent growth of highways in Vietnam resulting in the shortage of common materials for roadbed construction. Sea sand can be used for roadbed construction to replace common materials. This study shows that Vietnam's Sea sand samples have characteristics of the roadbed materials according to TCVN 9436:2012. With a high content of soluble salt (<5%) and single-grade particle size, sea sand can be considered a common roadbed material with typical characteristics. This study also proposes 3 typical experimental structures of the roadbed to evaluate the load capacity and environmental effects of the roadbed using sea sand over time: 1) using 100% sea sand with different compacted layers; 2) using Geocell to reinforce the 100% sea sand layers in the roadbed; and, and 3) using cohesive soil layers between the 100% sea sand layers.

Key words: sea sand, roadbed construction, soluble salt, particle size distribution

(1) TS, Giảng viên, khoa Vật liệu xây dựng, ĐH Xây dựng Hà Nội, Email: <anvt@huce.edu.vn>

(2) TS, Giảng viên, khoa Cầu Đường, ĐH Xây dựng Hà Nội, Email: <phuongnv@huce.edu.vn>

(3) TS, Giảng viên, khoa Cầu Đường, ĐH Xây dựng Hà Nội, Email: <doanhbp@huce.edu.vn>

(4) TS, Giảng viên, khoa Cầu Đường, ĐH Xây dựng Hà Nội, Email: <tungh@huce.edu.vn>

Ngày nhận bài: 12/05/2022

Ngày sửa bài: 02/06/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Giới thiệu chung

Trong những thập niên vừa qua, nền kinh tế thế giới phát triển ổn định, nhu cầu phát triển cơ sở hạ tầng xây dựng và giao thông phục vụ cho đời sống xã hội cũng như phát triển kinh tế của các nước tăng cao. Vật liệu tự nhiên chất lượng tốt sử dụng trong các công trình xây dựng nói chung cũng như các công trình xây dựng đường ngày càng khan hiếm. Theo ước tính của Chương trình môi trường Liên hợp quốc (UN environment programme), khoảng 40 đến 50 tỉ tấn cốt liệu được khai thác và sử dụng hàng năm trên toàn thế giới [1]. Riêng năm 2016, khoảng 13,7 tỷ tấn cát được khai thác trên thế giới, trong đó ở Châu Á chiếm đến 70% nhu cầu và đặc biệt Trung Quốc cần đến 5 tỷ tấn cát dùng cho xây dựng [2]. Phần lớn cát xây dựng đều được khai thác từ nguồn cát sông đang dẫn đến nhiều hậu quả như sụt lún ven bờ, ô nhiễm môi trường, lũ lụt... Thậm chí nhiều khu vực trên thế giới không còn các loại cát chất lượng tốt để phục vụ cho các lĩnh vực xây dựng cơ bản. Ở Việt Nam, theo số liệu điều tra của Bộ Xây dựng cho thấy nhu cầu cát xây dựng từ năm 2016 đến năm 2020 cần 2,1 đến 2,3 tỉ m³ cát. Trong khi đó, trữ lượng khả năng khai thác chỉ hơn 2 tỉ m³. Nguồn cát xây dựng ở nước ta ngày càng cạn kiệt [3].

Sự thiếu hụt cát sông đã dẫn đến nhu cầu sử dụng cát nhiễm mặn và cát nhân tạo tăng nhanh ở nhiều nước. Nước Anh khai thác hàng năm khoảng 13 triệu tấn cát và sỏi nhiễm mặn để sử dụng trong các công trình xây dựng. Các nước Châu Âu khác cũng đã sử dụng khoảng 6-7 triệu tấn cốt liệu nhiễm mặn hàng năm [4-5]. Khoảng hơn 90% lượng cát biển được khai thác là sử dụng làm vật liệu cho các công trình xây dựng, trong đó hơn 45% được sử dụng làm cốt liệu cho sản xuất bê tông. Các công trình xây dựng hạ tầng ở Anh, sân bay ở Hồng Kông, mở rộng thành phố ở Singapore và các đại công trình ở Trung Đông là những dự án tiêu biểu sử dụng cát biển thay thế cát sông truyền thống làm vật liệu xây dựng [5,6,7]. Riêng dự án đường cao tốc Bắc- Nam phía Đông của Việt Nam giai đoạn 2017- 2020 có nhu cầu về đất đắp nền đường khoảng 72 triệu m³, nhưng đến nay các mỏ đất chỉ mới đáp ứng khoảng 63% nhu cầu [9]. Thực hiện chỉ đạo của Thủ tướng Chính phủ tại buổi kiểm tra hiện trường thi công các dự án thành phần thuộc Dự án đầu tư xây dựng một số đoạn đường bộ cao tốc trên tuyến Bắc - Nam phía Đông giai đoạn 2017-2020 và Dự án đường cao tốc Mỹ Thuận - Cần Thơ ngày 06/02/2022 về việc nghiên cứu sử dụng cát biển làm vật liệu đắp nền đường sử dụng cho các dự án xây dựng kết cấu hạ tầng giao thông tại khu vực Đồng bằng Sông Cửu Long, Bộ GTVT đã đồng ý chủ trương triển khai nghiên cứu thí điểm sử dụng cát biển làm vật liệu đắp nền đường sử dụng cho các dự án đầu tư xây dựng kết cấu hạ tầng giao thông tại khu vực Đồng bằng Sông Cửu Long. Với chiều dài 3.260km bờ biển bao bọc lãnh thổ theo ba hướng Đông, Nam và Tây Nam; 1 triệu km² diện tích vùng biển đặc quyền kinh tế rộng gấp 3 lần đất liền và hơn 3.000 hòn đảo lớn nhỏ trải dài trên 28 tỉnh thành phố, Việt Nam là quốc gia có lợi thế về biển. Trữ lượng cát biển và cát dụn ven biển của nước ta rất lớn. Đây là nguồn vật liệu địa phương

Bảng 1. Quy định về sức chịu tải CBR nhỏ nhất [11]

Phạm vi nền đường tính từ đáy áo đường trở xuống	Sức chịu tải (CBR%) tối thiểu		
	Nền đường cao tốc cấp I, cấp II	Nền đường cao tốc cấp III, cấp IV có sử dụng mặt đường cấp cao A1	Nền đường các cấp khác không sử dụng mặt đường cấp cao A1
Nền đắp			
- 30cm trên cùng	8	6	5
- Từ 30cm đến 80cm	5	4	3
- Từ 80cm đến 150cm	4	3	3
- Từ 150cm trở xuống	3	2	2
Nền không đào, không đắp và nền đào			
- 30cm trên cùng	8	6	5
- Từ 30cm đến 100cm với đường cao tốc, cấp I, cấp II, cấp III và đến 80cm với các cấp khác	5	4	3

Bảng 2. Một số tính chất cơ bản của cát biển ở Việt Nam

Nghiên cứu	Hàm lượng tạp chất sét, %	Hàm lượng muối hòa tan, %	Chỉ số CBR, %
Trần Tuấn Hiệp [17]	-	0,01-1,4	-
Hoàng Minh Đức, Nguyễn Kim Thịnh [18]	Sáng hơn màu chuẩn	0,001-0,007 (clo)	-
Lê Văn Bách [19]	0,67	0,063	-
Nguyễn Văn Thành [20]	0,85	-	12,8 (k=95)

dồi dào có thể thay thế vật liệu truyền thống trong xây dựng, đặc biệt là vật liệu san đắp nền, nền đường với nhu cầu rất lớn hiện nay.

2. Vật liệu san đắp nền đường và khả năng sử dụng cát nhiễm mặn trong làm nền đường

2.1. Vật liệu san đắp nền đường

Đất, đá là vật liệu chủ yếu để xây dựng nền đường. Kết cấu của nền mặt đường và sự làm việc của công trình đường phụ thuộc rất nhiều vào tính chất của đất. Trong xây dựng nền đường, để hạ giá thành xây dựng thường dùng loại đất tại chỗ để đắp nền đường. Cường độ và độ ổn định của nền phụ thuộc vào loại đất và cường độ của đất.

Cỡ hạt đất càng lớn thì đất có cường độ càng cao, tính mao dẫn càng thấp, tính thấm và thoát nước tốt, ít hoặc không nở khi gặp nước cũng như ít hoặc không co khi khô. Những tính chất này khiến cho loại đất chứa nhiều cỡ hạt lớn có tính ổn định nước tốt, tuy nhiên nó có nhược điểm lớn là tính dính và tính dẻo kém và ngược lại, cỡ hạt đất càng nhỏ thì tính dính và tính dẻo tốt nhưng tính ổn định nước kém. Theo TCVN 5747-1993 [10], vật liệu sử dụng để đắp nền đường được phân loại theo kích cỡ hạt thành các nhóm vật liệu: đất, cát và đất dính. Đặc tính của vật liệu đắp nền ảnh hưởng rất lớn đến khả năng chịu tải, khả năng thoát nước cũng như khả năng đầm chặt của nền đường. Việc đánh giá đặc tính cũng như chất lượng của vật liệu đắp cần tuân thủ theo các tiêu chuẩn hiện hành trong và ngoài nước. Theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9436:2012 [11] thì vật liệu sử dụng để đắp nền đường cần thỏa mãn các yêu cầu chính sau:

- Không sử dụng loại đất bùn, đất than bùn;
- Không sử dụng loại đất mùn lẫn hữu cơ có thành phần hữu cơ quá 10%, đất có lẫn cỏ và rễ cây, lẫn các loại rác sinh hoạt;

- Đất lẫn các thành phần muối dễ hòa tan quá 5% (cách xác định theo phụ lục D)

- Đất sét có độ trương nở cao vượt quá 3%;

- Đất sét nhóm A-7-6 (theo AASHTO M145 [8]) có chỉ số nhóm từ 20 trở lên;

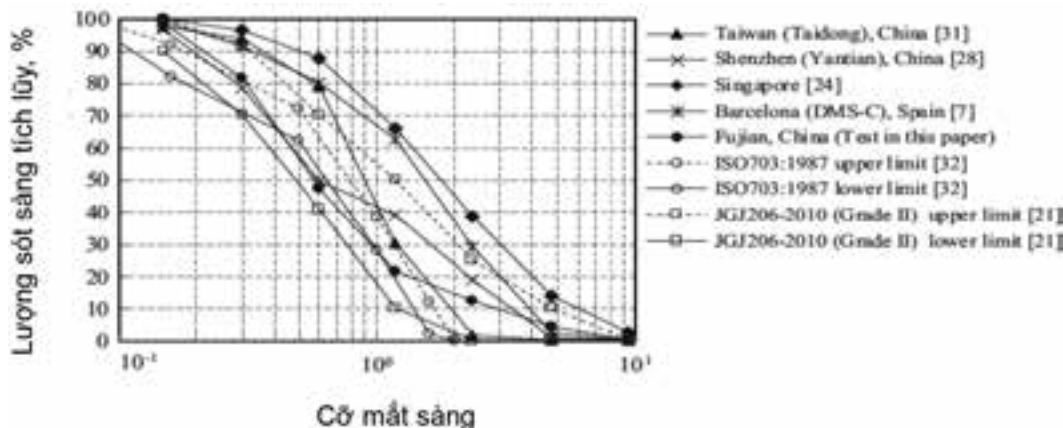
- Khi không có các loại đất khác, phải có biện pháp cải tạo các loại đất nói trên để dùng làm vật liệu đắp nền đường như: loại bỏ các thành phần bất lợi, xử lý đất xấu bằng cách trộn thêm vôi, trộn thêm cát hoặc áp dụng các biện pháp tăng thêm độ chặt đầm nén, hạn chế nước thấm nhập... Các biện pháp nói trên phải được đánh giá thông qua thử nghiệm ở trong phòng, ở hiện trường và phải được phê duyệt theo các quy định về quản lý dự án.

- Không được dùng đất bụi nhóm A-4 và A-5 (theo phân loại ở AASHTO M145) để xây dựng các bộ phận nền đường dưới mức nước ngập hoặc mức nước ngầm và không nên dùng chúng trong phạm vi khu vực tác dụng của nền đường.

- Vật liệu đắp nền phải có sức chịu tải CBR nhỏ nhất như qui định tại Bảng 1.

2.2. Tính chất cát nhiễm mặn

Nghiên cứu của Gutt và Collins [12] đã khẳng định rằng nguồn gốc địa chất của cát biển cũng giống như cát sông. Sử dụng kỹ thuật nhiễu xạ tia X và phân tích thành phần khoáng gần đây cũng cho kết quả tương tự [13, 14]. Nhưng cấu tạo bề mặt hạt của cát biển có sự khác biệt so với cát sông, cát mỏ dẫn đến có sự khác biệt về nội ma sát từ đó ảnh hưởng đến sản phẩm sử dụng cát biển làm vật liệu thành phần. Kết quả phân tích thành phần hạt của cát biển được tổng hợp từ nhiều nghiên cứu trên Hình 1 cho thấy phân bố thành phần hạt của tất cả các mẫu cát biển đều nằm trong hoặc gần với khoảng qui định của vật liệu cốt liệu mịn sử dụng cho bê tông của các nước. Cát biển chứa nhiều muối, vỏ sò và các tạp



Hình 1. Cấp phối thành phần hạt điển hình của cát biển từ một số vùng [15]

Bảng 3-1. Các tính chất đặc trưng của một số nguồn cát biển Việt Nam

TT	Cát biển	% lọt sàng mm					
		5	2	1	0,425	0,25	0,075
1	Cát biển Đồ Sơn- Hải Phòng	100	99,50	99,35	98,10	94,40	25,75
2	Cát biển Nghĩa Hưng- Nam Định	100	99,85	99,50	98,75	95,00	33,50
3	Cát biển Sầm Sơn- Thanh Hóa	100	100	100	99,60	2,10	0,00
4	Cát biển Nhật Lệ- Quảng Bình	100	100	100	93,85	1,05	0,00
5	Cát biển Xuân Thiều- Liên Chiểu	100	100	100	98,15	7,65	3,25
6	Cát biển Cam Lâm, Khánh Hòa	100	100	100	99,16	7,30	4,67

Bảng 3-2. Các tính chất đặc trưng của một số nguồn cát biển Việt Nam

TT	Nội dung	Tổng hàm lượng muối hòa tan, %	CBR tại k=95%	Dung trọng khô lớn nhất, g/cm ³	Độ ẩm tối ưu, %
1	Cát biển Đồ Sơn- Hải Phòng	0,92	13,24	1,674	13,1
2	Cát biển Nghĩa Hưng- Nam Định	0,54	15,35	1,734	12,5
3	Cát biển Sầm Sơn- Thanh Hóa	0,75	11,15	1,649	13,6
4	Cát biển Nhật Lệ- Quảng Bình	0,78	9,90	1,676	13,3
5	Cát biển Xuân Thiều- Liên Chiểu	1,03	12,81	1,635	13,9
6	Cát biển Cam Lâm, Khánh Hòa	0,85	13,57	1,626	14,4

chất có hại khác hơn so với cát sông [15]. Nghiên cứu của Newman [16] cho thấy hàm lượng hạt vỏ sò bị vỡ hoặc chưa vỡ là thành phần chính tạo nên sự khác biệt giữa cát biển và cát sông. Cát biển có khối lượng riêng lớn hơn cát sông do thành phần hoá cơ bản của các hạt từ vỏ sò là CaCO₃. Những mảnh vụn của vỏ sò vỡ có cường độ, độ bền và độ đặc chắc cao.

Dữ liệu thí nghiệm các đặc tính của cát nhiễm mặn ở Việt Nam vẫn còn khá khiêm tốn, đặc biệt đối với việc sử dụng cát nhiễm mặn làm nền đường. Các nghiên cứu sử dụng cát nhiễm mặn ở nhiều khu vực bờ biển Việt Nam [17, 18, 19] cho thấy có thể sử dụng cát nhiễm mặn để chế tạo sản phẩm bê tông có cường độ nén trong khoảng 30-35 MPa với nhiều triển vọng và hiệu quả cao. Nhìn chung, cát biển ở nước ta có hàm lượng tạp chất đất mùn lẫn tạp chất hữu cơ khá thấp (<10%), đặc biệt hàm lượng muối dễ hòa tan và chỉ số CBR đều thỏa mãn yêu cầu của vật liệu làm nền đường theo TCVN 9436:2012 [20] (Bảng 2).

3. Thử nghiệm sử dụng cát nhiễm mặn làm nền đường ở Việt Nam

3.1. Khảo sát đặc tính cát nhiễm mặn làm vật liệu san đắp nền đường

06 mẫu cát nhiễm mặn đại diện cho khu vực phía bắc (Hải Phòng, Nam Định), Bắc Trung Bộ (Thanh Hóa và Quảng Bình) và Nam Trung Bộ (Đà Nẵng và Khánh Hòa) được nhóm đề tài thực hiện xác định các tính chất cơ bản nhằm đánh giá khả năng sử dụng làm vật liệu san đắp nền đường. Các kết quả thực nghiệm được đưa ra trên Bảng 3. Kết quả phân tích thành phần hạt cho thấy cấp phối thành phần hạt chủ yếu tập trung ở cấp hạt từ 0,25 đến 0,425 mm cho các mẫu cát ở Miền Trung. Trong khi đó các mẫu cát ở Miền Bắc thì tập trung ở cấp hạt dưới 0,25 mm, và đặc biệt hàm lượng hạt mịn (<0,075 mm) của cát biển Miền Bắc lớn hơn rất nhiều so với cát biển Miền Trung (Bảng 3-1). Theo phân loại đất của AASHTO M145 thì các mẫu cát Miền Bắc thuộc nhóm A-2 còn các mẫu cát Miền Trung thuộc nhóm A-3. Tất

Bảng 4. Vật liệu cát đen đắp nền đường cao tốc Hà Nội – Hải Phòng

TT	Nội dung	Cỡ hạt < 0,425mm	Cỡ hạt < 0,075mm	CBR tại k=95%	Dung trọng khô lớn nhất, g/cm ³	Độ ẩm tối ưu, %
	Yêu cầu kỹ thuật	≥ 51%	≤ 10%	≥ 6%	-	-
1	Bãi Soi Mờ- xã Bát Trang, Hải Phòng	98,3	4,11	15,0	1,620	18,2
2	Bãi bồi sông Thái Bình, xã Tứ Xuyên và xã Trường Thành, Hải Dương	96,2	5,4	11,1	1,665	17
3	Bãi bồi sông Thái Bình, xã Đại Đồng, Hải Dương	98,91	5,12	13,5	1,670	16,4

cả các mẫu cát đều có chỉ số CBR vượt xa giá trị yêu cầu cho vật liệu đắp nền đường phù hợp để sử dụng làm vật liệu đắp nền đường theo TCVN 9436:2012 (CBR>6). Hàm lượng muối hòa tan trong các mẫu cát biển đều thấp hơn 5% (là giá trị yêu cầu của vật liệu đắp nền đường theo TCVN 9436:2012) (Bảng 3-2).

Hiện nay, nhiều công trình đường ở nước ta đã sử dụng cát sông hạt mịn (cát đen) đắp nền, thậm chí các nền đường cao tốc chất lượng cao như Dự án Đường ô tô cao tốc Hà Nội – Hải Phòng đã sử dụng cát đen để đắp nền đường với khối lượng rất lớn. Để làm căn cứ so sánh bước đầu các tính chất cơ lý của cát nhiễm mặn dùng để đắp nền đường, các số liệu yêu cầu kỹ thuật và số liệu thí nghiệm thực tế của cát sông đã sử dụng đắp nền đường cho Dự án Đường ô tô cao tốc Hà Nội – Hải Phòng được tập hợp ở Bảng 4. Các kết quả cho thấy thành phần hạt của cát sông khu vực Miền Bắc thuộc nhóm A-3, gần tương tự như các mẫu cát biển Nam Trung Bộ với hàm lượng hạt mịn < 0,075 mm dưới 10%. Chỉ số CBR và khối lượng thể tích đầm chặt lớn nhất của cát sông và cát biển là tương đương nhau. Điều khác biệt rõ nét giữa cát sông và cát biển chính là độ ẩm tối ưu để đầm chặt của cát sông lớn hơn cát biển (Khoảng 16-18% so với 12,5-14,4%). Điều này có thể do bởi đặc tính hạt cát biển tròn và bề mặt trơn nhẵn hơn so với cát sông. Và tất nhiên, hàm lượng muối hòa tan trong mẫu cát biển sẽ cao hơn nhiều so với cát sông nhưng vẫn thấp hơn mức 5% theo qui định của TCVN 9436:2012. Điều này cho thấy có thể xem cát nhiễm mặn là vật liệu đắp nền đường thông thường có tính đặc thù.

Với những đặc thù riêng của cát nhiễm mặn như hàm lượng muối hòa tan cao, cấp phối thành phần hạt hẹp, để có thể sử dụng cát nhiễm mặn đắp nền đường ô tô cần quan tâm đến những vấn đề kỹ thuật sau:

- Thí nghiệm xác định các chỉ tiêu đầu vào của cát nhiễm mặn: thành phần hạt, hàm lượng muối hòa tan, độ đầm chặt tối ưu, CBR...;

- Thiết kế giải pháp đắp thử nghiệm: các phương án sử dụng cát nhiễm mặn và vật liệu truyền thống, phương án mái taluy, thoát nước...;

- Thi công thử nghiệm thực tế;

- Tiến hành thí nghiệm hiện trường, công tác quan trắc: thí nghiệm khả năng lu lèn, khả năng chịu tải của nền đường, đánh giá tác động môi trường (thoát muối ra môi trường xung quanh)...

3.2. Các phương án đắp thử nghiệm nền đường sử dụng cát nhiễm mặn trong bãi thử

Để bước đầu đánh giá khả năng sử dụng cát nhiễm mặn làm vật liệu đắp nền đường thay thế vật liệu đắp truyền thống, đề tài đề xuất xây dựng phương án đắp thử nền đường trong bãi thử với các phương án đắp như sau:

Phương án 1: Đắp 100% cát nhiễm mặn. Chiều dày các lớp cát nhiễm mặn từ 300-500 mm được lu lèn đến độ chặt k= 95. Đáy và mặt nền được đắp bằng đất đắp truyền thống với chiều dày lớp đắp 300 mm, lu lèn đến k= 95.

Phương án 2: Đắp 100% cát nhiễm mặn có gia cố tấm Geocell. Chiều dày các lớp cát nhiễm mặn từ 300-500 mm, được gia cố bằng tấm nhựa Geocell dạng ô ngăn GC1044 và lu lèn đến độ chặt k= 95. Đáy và mặt nền được đắp bằng đất đắp truyền thống với chiều dày lớp đắp 300 mm, lu lèn đến k= 95.

Phương án 3: Đắp xen kẹp cát nhiễm mặn và đất đắp truyền thống. Chiều dày các lớp cát nhiễm mặn từ 300-500 mm được lu lèn đến độ chặt k= 95. Bề mặt lớp cát nhiễm mặn đã được lu lèn sẽ phủ vải địa kỹ thuật. Sau đó đắp xen kẹp bằng lớp đất đắp truyền thống với chiều dày lớp đắp 300 mm, lu lèn đến k= 95. Đáy và mặt nền được đắp bằng đất đắp truyền thống với chiều dày lớp đắp 300 mm, lu lèn đến k= 95.

Toàn bộ đoạn nền đường thử nghiệm trong bãi thử sẽ được phủ 200 mm bề mặt cấp phối đá dăm và đắp mái taluy bằng đất đắp. Quá trình thi công sẽ được thí nghiệm độ chặt k hiện trường, mô đun chịu tải E của nền đường và theo dõi ảnh hưởng của muối hòa tan ra môi trường xung quanh theo thời gian.

4. Kết luận

Các kết quả phân tích trong báo cáo này cho thấy các mẫu cát cát nhiễm mặn chủ yếu thuộc nhóm A-2 và A-3 theo AASHTO M145, lượng muối hòa tan < 5%, hàm lượng hữu cơ <10% phù hợp loại đất đắp nền đường theo TCVN 9436:2012.

Cát nhiễm mặn có cấp phối thành phần hạt khá hẹp với phân bố kích thước hạt tập trung trong khoảng 0,25 đến 0,075 mm đối với cát biển miền Bắc và khoảng 0,425 đến 0,25 cho cát biển miền Trung. Cát biển ở khu vực phía Bắc có hàm lượng hạt mịn < 0,075 thậm chí lớn hơn 25% trong khi cát biển miền Trung có hàm lượng hạt mịn < 5%, thậm chí không có hàm lượng hạt mịn này (Cát vùng bắc trung bộ). Chỉ số CBR và khối lượng thể tích lớn nhất của cát nhiễm mặn hoàn toàn tương đương với các chỉ số của cát sông đã được sử dụng để đắp nền cho đường cao tốc Hà Nội- Hải Phòng. Vì vậy, có thể xem cát nhiễm mặn là vật liệu đắp nền đường thông thường có tính đặc thù.

Với tính đặc thù riêng của cát nhiễm mặn như đều hạt và hàm lượng muối hòa tan cao, việc xây dựng 03 mô hình đắp thử nền đường với các phương án sử dụng vật liệu, các giải pháp địa kỹ thuật khác nhau từ đó đánh giá khả năng làm việc của nền đường cũng như ảnh hưởng của việc sử dụng cát nhiễm mặn đến môi trường xung quanh của nền đường là cần thiết./.

Tài liệu tham khảo

1. L. Gallagher and P. Peduzzi, *Sand and Sustainability: Finding new solutions for environmental governance of global sand resources*, 2019.
2. *The economist*, An improbable global shortage: sand, 2017.
3. <https://vietnamnet.vn/den-nam-2020-du-bao-khong-con-cat-de-xay-dung-388984.html>
4. <http://www.bmapa.org/uses/construction.php>
5. P. Peduzzi, Sand, rarer than one thinks. *Environmental Development*, 11, 208-218, 2014.
6. J. Limeira, L. Agulló, M. Etxeberria, Dredged marine sand as a new source for construction materials, *Mater. D. Constr.* 62 (305) 7-24, 2012.
7. <http://www.marineaggregates.info/marine-aggregates-in-structural-concrete.html>
8. AASHTO M145-91 (2021) *Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*.
9. <https://tuoitre.vn/ap-dung-co-che-dac-thu-de-som-du-dat-lam-duong-cao-toc-bac-nam-20210616155153867.htm>
10. TCVN 5747:1993 Đất xây dựng- Phân loại
11. TCVN 9436:2012 Nền đường ô tô- Thi công và nghiệm thu
12. W. Gutt, R.J. Collins, Sea-dredged aggregates in concrete, *Build. Res. Establish Watford, UK* (7), 1987.
13. S. Hasdemir, A. Tugrul, M. Yilmaz, The effect of natural sand composition on concrete strength, *Constr. Build. Mater.* 112, 940-948, 2016
14. W. Liu, Y.J. Xie, B.Q. Dong, F. Xing, Study on the characteristics of dredged marine sand and the mechanical properties of concrete made with dredged marine sand, *Bull. Chin. Ceram. Soc.* 33 (1) 15-22 (in Chinese), 2014.
15. Jianzhuang Xiao, Chengbing Qiang, Antonio Nanni, Kaijian Zhang, Review- Use of sea-sand and seawater in concrete construction: Current status and future opportunities, *Constr. Build. Mater.* 155, 1101-1111, 2017.
16. K. Newman, Sea-dredged aggregates for concrete, in: *Proceedings of the Symposium: Sea-dredged Aggregates for Concrete, Sand and Gravel Association Great Britain, Buckinghamshire, UK*, 1968.
17. Trần Tuấn Hiệp, Võ Xuân Lý, Lê Văn Bách, Nghiên cứu sử dụng cát biển và nước biển và nước nhiễm mặn làm bê tông xi măng trong xây dựng đường ô tô và công trình phòng hộ ven biển vùng đồng bằng Nam bộ. *Tạp chí Giao thông Vận tải*, Số tháng 6, 2002.
18. Hoàng Minh Đức, Nguyễn Kim Thịnh, Nghiên cứu sử dụng cát dụn tại chỗ làm đường bê tông xi măng trên đảo Phú Quốc, *Tạp chí KHCN Xây dựng*, Số tháng 3, 2017.
19. Lê Văn Bách, Nghiên cứu sử dụng cát biển Bình Thuận và Vũng Tàu làm bê tông xi măng trong xây dựng đường ô tô. *Luận án Tiến sỹ Kỹ thuật*, Đại học Giao Thông Vận Tải, 175 trang, 2006.
20. Nguyễn Văn Thành (2014). Nghiên cứu khả năng sử dụng vật liệu cát biển tự nhiên trong xây dựng nền đường ven biển Hà Tĩnh, *Luận văn cao học*, Trường Đại học Xây dựng.

Ứng dụng ảnh viễn thám planet phục vụ công tác...

(tiếp theo trang 28)

theo thời gian. Với từng trường hợp cụ thể, chỉ số NDWI tính toán cần được hiệu chỉnh và kiểm định riêng, khuyến cáo từ nghiên cứu này có thể đặt ra ngưỡng đánh giá chỉ số NDWI khác với các ảnh vệ tinh từ nguồn Landsat8 và Sentinel-2A.

Nhược điểm của việc khai thác ảnh viễn thám Planet là thời điểm cung cấp ảnh. Chất lượng ảnh khi thời tiết không tốt có thể dẫn tới kết quả sai lệch trong tính toán (thậm chí

không thể dùng được ảnh).

Dù còn cần thực hiện nhiều nghiên cứu để có kết luận về khả năng áp dụng ảnh Planet trong việc thiết lập số liệu quan trắc, nhưng việc có thể dùng một công cụ độc lập với chất lượng đảm bảo thì đây là hướng áp dụng khả thi phục vụ công tác đánh giá an toàn hồ chứa thủy lợi vừa và nhỏ./.

Tài liệu tham khảo

1. <http://baocaonhanh.thuylvietnam.vn/> Thống kê nguồn thủy lợi việt nam
2. Nghị định 114/2018/NĐ-CP về Quản lý an toàn đập, hồ chứa nước.
3. <https://earthengine.google.com/>
4. Planet Team (2017). *Planet Application Program Interface: In Space for Life on Earth*. San Francisco, CA. <https://api.planet.com>
5. <http://vndms.dmc.gov.vn/>
6. McFeeter, S. K. 1996 The use of the normalized difference water index (NDWI) in the delineation of open water features. *Int. J. Remote Sens*
7. Huang, C., Chen, Y., Zhang, S. & Wu, J. 2018 Detecting, extracting, and monitoring surface water from space using optical sensors: a review. *Rev. Geophys.* 56, 333-360. <https://doi.org/10.1029/2018RG000598>
8. Viet Nam – New Zealand (2015). *Dam and Downstream Community Safety Initiative (DDCSI) Guidelines*.
9. Dinh Nhat Quang, et.al., Remote sensing applications for reservoir water level monitoring, sustainable water surface management, and environmental risks in Quang Nam province, Vietnam, *Journal Water & Climate Change*, 2021, <https://doi.org/10.2166/wcc.2021.347>

Tính toán khả năng chịu lực của cột liên hợp thép- bê tông trong điều kiện cháy theo tiêu chuẩn châu Âu

Calculation of load resistance of steel-concrete composite columns in fire condition according to Eurocode 4

Chu Thị Hoàng Anh⁽¹⁾, Chu Thị Bình⁽²⁾

Tóm tắt

Bài báo giới thiệu cách xác định khả năng chịu lực của cột liên hợp thép- bê tông trong điều kiện cháy theo tiêu chuẩn Eurocode 4 (EC4). Một ví dụ tính toán được trình bày chi tiết làm sáng tỏ các bước tính toán.

Từ khóa: cột liên hợp thép- bê tông, điều kiện cháy, phương pháp đơn giản hóa, tiêu chuẩn châu Âu

Abstract

In this paper, the method to determine the bearing capacity of composite steel-concrete columns in fire conditions according to Eurocode 4 (EC4) is introduced. Some work examples are presented to clarify the calculation method.

Key words: composite steel-concrete column, fire resistance, simplified method, european standard

1. Đặt vấn đề

Kết cấu liên hợp thép-bê tông là loại kết cấu sử dụng thép kết cấu kết hợp với bê tông hoặc bê tông cốt thép để chúng cùng tham gia chịu lực. Kết cấu thép không bọc chống cháy có khả năng chịu lửa rất thấp (không quá 15 phút chịu lửa) nên khi dùng kết cấu liên hợp thép -bê tông ngoài việc làm tăng khả năng chịu lực, tăng khả năng ổn định còn nâng cao tính chịu lửa của công trình. Như vậy, kết cấu liên hợp thép - bê tông có ưu điểm về mặt chịu lực so với kết cấu bê tông cốt thép và có ưu điểm về khả năng chống cháy so với kết cấu thép.

Xác định khả năng chịu lực của kết cấu liên hợp thép- bê tông trong điều kiện thường nói chung và trong điều kiện cháy nói riêng là một bài toán cấp thiết phục vụ nhu cầu nghiên cứu sử dụng kết cấu liên hợp trong xây dựng. Việt Nam chưa có tiêu chuẩn thiết kế kết cấu trong điều kiện cháy. Nghiên cứu này dùng tiêu chuẩn châu Âu EN 1994-1-2 (2005) [3] để tính toán khả năng chịu lực của cột liên hợp thép-bê tông trong điều kiện cháy.

Trong tiêu chuẩn EC 4 [3], quy trình tính toán cấu kiện liên hợp trong điều kiện cháy nói chung và cột liên hợp chịu lửa nói riêng được thực hiện theo một trong các phương pháp sau:

- Dựa theo bảng dữ liệu được lập cho các loại cấu kiện cụ thể (phương pháp tra bảng).
- Dùng các mô hình tính toán đơn giản cho các loại cấu kiện cụ thể (phương pháp đơn giản hóa).
- Dùng các mô hình tính toán nâng cao để mô phỏng ứng xử của kết cấu (phương pháp nâng cao).

Phương pháp tra bảng nhanh chóng nhưng chỉ có thể sử dụng cho một số tiết diện và vật liệu. Phương pháp đơn giản hóa có thể xác định và kiểm tra khả năng chịu lực cho các cấu kiện cột độc lập, có thể sử dụng cho các bài toán kiểm tra tại một thời điểm cháy nhất định. Phương pháp nâng cao cần nhiều bước thiết lập bài toán, mô hình nhưng có thể phân tích kết cấu làm việc trong điều kiện cháy một cách tổng thể, với nhiều tình huống cháy khác nhau. Phương pháp nâng cao không chỉ tính toán kiểm tra khả năng chịu lực của cột liên hợp mà còn có thể phân tích biến đổi nhiệt của kết cấu. Vì vậy chúng có thể dùng để thiết kế, kiểm tra cột liên hợp trước và sau đám cháy.

Trong phạm vi bài báo này các tác giả giới thiệu ba phương pháp và sử dụng phương pháp đơn giản hóa để tính toán khả năng chịu lực dọc của một số cột liên hợp thép- bê tông ở một số mốc thời gian của đám cháy sau 30, 60, 90 và 120 phút.

2. Xác định khả năng chịu lực của cột liên hợp thép và bê tông trong điều kiện cháy

2.1. Phương pháp tra bảng

Eurocode 4 1994-1-2 [3] giới hạn việc sử dụng dữ liệu dạng bảng chỉ cho một vài trường hợp có dữ liệu trong bảng, trong điều kiện tiếp xúc với lửa tiêu chuẩn và chỉ dành cho khung có giằng. Giả định rằng tải trọng tác dụng và các điều kiện biên không thay đổi trong quá trình cháy, mặc dù các chênh lệch nhiệt độ trong mặt cắt ngang cấu kiện có thể thay đổi. Sự chênh lệch nhiệt dọc trục hoặc dẫn nở nhiệt được bỏ qua.

Tất cả các thông số trong các bảng đều có thể tính nội suy tuyến tính.

$$\text{Yêu cầu kiểm tra: } E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d \quad (1)$$

Hệ số tải trọng cho thiết kế chịu lửa là tỷ lệ giữa tác động thiết kế khi chịu lửa và khả năng chịu lực thiết kế,

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \leq 1, \quad (2)$$

trong đó $E_{fi,d,t}$ là hệ quả (nội lực) thiết kế của các tác động trong tình huống cháy, tại thời điểm t ; R_d là khả năng chịu lực thiết kế khi tính ở nhiệt độ bình thường.

(1) TS, Giảng viên, khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <anhcth@hau.edu.vn>

(2) PGS, TS, Giảng viên, khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <chuthibinh@hau.edu.vn>

2.2. Phương pháp tính toán đơn giản hoá

Phương pháp tính toán đơn giản hoá áp dụng cho cấu kiện kết cấu cột liên hợp là thép định hình, thép tổ hợp hàn dạng chữ H được bọc bê tông một phần hoặc toàn bộ, hoặc thép ống được nhồi đầy bê tông hoặc bê tông cốt thép.

Ứng dụng của mô hình tính toán đơn giản được giới hạn trong phạm vi: tính cấu kiện riêng lẻ, cấu kiện được coi là tiếp xúc trực tiếp với lửa trên toàn bộ chiều dài của chúng. Tác động nhiệt xảy ra phù hợp với với đường cong nhiệt độ - thời gian của đám cháy tiêu chuẩn theo ISO 834 [5], và sự phân bố nhiệt độ được giả định là giống nhau dọc chiều dài của các cấu kiện..

Các mô hình tính toán đơn giản hoá được mô tả sau đây sẽ chỉ được sử dụng cho các cột trong khung có giằng, và độ mảnh tương đối quy ước của cột không vượt quá 2.

Bước 1: Kiểm tra điều kiện sử dụng của phương pháp.

Bước 2: Xác định nhiệt độ trong các thành phần thép và bê tông.

Nhiệt độ trung bình của bản cánh dựa vào các tham số $\theta_{0,b}$, k_t lấy theo bảng G.1 phụ lục G EN 1994-1-2 [3] và hệ số tiết diện A_m/V . Nhiệt độ trung bình của bê tông lấy theo bảng G.4 phụ lục G [3].

Bước 3: Xác định các hệ số giảm của đặc trưng cơ học.

Hệ số giảm đối với khả năng chịu lực dọc phần bản cánh lấy theo bảng 3.2.; của bê tông lấy theo bảng 3.3. [3] phụ thuộc nhiệt độ. Đối với bản bụng hệ số giảm xác định theo phụ lục G.3 [3] phụ thuộc vào thời gian cháy. Đối với thành phần cốt thép hệ số giảm cần xác định theo bảng G.5, G.6 phụ thuộc vào giá trị của lớp bảo vệ u.

Hệ số giảm đối với độ cứng xác định theo bảng G.7 phụ lục G.6 [3].

Bước 4: Xác định Khả năng chịu lực và độ cứng của tiết diện

Mặt cắt của cột liên hợp có thể được chia thành nhiều phần khác nhau. Chúng được ký hiệu là "a" cho tiết diện thép, "s" cho các thanh cốt thép và "c" cho bê tông.

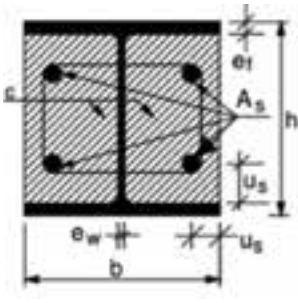
Giá trị thiết kế của khả năng chịu nén dọc trục trạng thái chảy dẻo của tiết diện trong tình huống cháy xác định như sau:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (3)$$

trong đó: $A_{i,\theta}$ là diện tích tiết diện mỗi thành phần ($i=a$ hoặc c hoặc s tương ứng phần thép, bê tông và cốt thép), có thể bị ảnh hưởng bởi nhiệt độ,

$f_{ay,\theta}$, $f_{sy,\theta}$ là cường độ chảy của vật liệu tiết diện thép, cốt thép, ảnh hưởng bởi nhiệt độ;

$f_{c,\theta}$ là cường độ chịu nén của mẫu trụ vật liệu bê tông,

		Khả năng chống cháy tiêu chuẩn			
		R30	R60	R90	R120
	tỉ số bề dày nhỏ nhất e_w/e_f	0,5	0,5	0,5	0,5
1	$\eta_{fi,t} < 0.28$				
1.1	kích thước nhỏ nhất của cột h, b [mm]	160	200	300	400
1.2	khoảng cách cốt thép nhỏ nhất u_s [mm]		50	50	70
1.3	hàm lượng cốt thép nhỏ nhất % $A_s/(A_c+A_s)$		4	3	4
2	$\eta_{fi,t} < 0.47$				
2.1	kích thước nhỏ nhất của cột h, b [mm]	160	300	400	
2.2	khoảng cách cốt thép nhỏ nhất u_s [mm]		50	70	
2.3	hàm lượng cốt thép nhỏ nhất % $A_s/(A_c+A_s)$		4	4	
3	$\eta_{fi,t} < 0.66$				
3.1	kích thước nhỏ nhất của cột h, b [mm]	160	400		
3.2	khoảng cách cốt thép nhỏ nhất u_s [mm]	40	70		
3.3	hàm lượng cốt thép nhỏ nhất % $A_s/(A_c+A_s)$	1	4		

Hình 1: Ví dụ bảng tra trong tiêu chuẩn châu Âu [3]

ảnh hưởng bởi nhiệt độ

$\gamma_{M,fi,i}$ là hệ số riêng của vật liệu mỗi thành phần, đối với tình huống cháy.

Trong các mô hình tính toán đơn giản, giá trị thiết kế trong tình huống cháy, sức đề kháng của cột liên hợp chịu nén dọc trục (buckling load) được xác định:

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl,Rd} \quad (4)$$

trong đó: χ là hệ số giảm đối với đường cong vênh c của cột theo 6.3.1 của EN 1993-1-1 [1] và phụ thuộc vào độ mảnh tương đối ,

Độ cứng chống uốn hiệu quả được tính như sau:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (5)$$

trong đó: $I_{i,\theta}$ là mô men bậc hai (mô men quán tính) của tiết diện giảm của mỗi thành phần khi uốn quanh trục phụ hoặc chính;

$\varphi_{i,\theta}$ là hệ số giảm phụ thuộc vào ảnh hưởng của ứng suất nhiệt; một phương pháp được đưa ra trong G.6 của Phụ lục G [3], để đánh giá hệ số giảm của tiết diện thép hình bọc một phần bê tông;

$E_{c,sec,\theta}$ là giá trị đặc trưng cho mô đun cứng của bê tông trong tình huống cháy, được cho bởi $f_{c,\theta}$ chia cho $\epsilon_{cu,\theta}$ (xem Mô hình toán học cho mối quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông chịu nén ở nhiệt độ cao Hình 3.2 EN 1994-1-2 [3]).

Tải trọng tới hạn Euler hay tải trọng tới hạn đàn hồi được xác định như sau:

Bảng 1. Kết quả các bước tính toán khả năng chịu lực của cột chịu nén sau các khoảng thời gian cháy R (phút) của cột cao 2,7m

Thành phần		Nội dung	Kí hiệu	R30	R60	R90	R120
Trục z	Bản cánh	Nhiệt độ trung bình của bản cánh	$\theta_{f,t}$ (°)	701,4	829,9	901,5	973,0
		Hệ số suy giảm theo nhiệt độ	$k_{y,\theta}$	0,2	0,1	0,1	0,0
			$k_{E,\theta}$	0,1	0,1	0,1	0,1
		Lực dọc giới hạn	$N_{fi,pl,Rd,f}$ (kN)	682,6	284,3	178,5	135,8
		Độ cứng hiệu dụng	$(EI)_{fi,f,z}$ (kN.cm ²)	9952342,4	6403904,3	5164327,4	3927944,5
	Bản bụng	Chiều cao hiệu dụng của bản bụng (Hình 3)	$h_{w,fi}$ (mm)	13,4	32,4	51,3	62,2
		Lực dọc giới hạn	$N_{fi,pl,Rd,w}$ (kN)	602,4	393,7	229,8	155,3
		Độ cứng hiệu dụng	$(EI)_{fi,w,z}$ (kN.cm ²)	14633,1	11830,3	9037,5	7428,8
	Bê tông	Hệ số tiết diện	A_m/V (m ⁻¹)	0,016	0,016	0,016	0,016
		Nhiệt độ trung bình	$\theta_{c,t}$ (°)	236,9	355,8	426,9	495,6
		Hệ số suy giảm theo nhiệt độ	$k_{c,\theta}$	0,9	0,8	0,7	0,6
			$\varepsilon_{cu,\theta}$	0,006	0,009	0,011	0,015
		Lực dọc giới hạn	$N_{fi,pl,Rd,c}$ (kN)	1191,9	838,6	638,6	527,6
		Độ cứng hiệu dụng	$(EI)_{fi,c,z}$ (kN.cm ²)	12542261	4929153	2567381	1503019
	Cốt thép	Lớp bảo vệ	u (mm)	55,9	55,9	55,9	55,9
		Các hệ số suy giảm	$k_{y,t}$	1,0	1,0	0,7	0,4
			$k_{E,t}$	0,9	0,7	0,5	0,2
		Lực dọc giới hạn	$N_{fi,pl,Rd,s}$ (kN)	1231,50	1231,50	883,72	466,53
		Độ cứng hiệu dụng	$(EI)_{fi,s,z}$ (kN.cm ²)	23488523	28214946	13787617	9288638
	Tiết diện	Lực dọc giới hạn	$N_{fi,pl,Rd}$ (kN)	3708,29	2748,07	1930,59	1285,10
		Độ cứng hiệu dụng	$(EI)_{fi,ef,z}$ (kN.cm ²)	43489308	35112118	17224498	14426427
		Lực tới hạn Euler	$N_{fi,cr,Rd}$ (kN)	12043,5	9723,6	4770,0	3995,1
		Độ mảnh quy ước	$\overline{\lambda}_{\theta z}$	0,6	0,5	0,6	0,6
		Hệ số suy giảm	χ_z	0,8	0,8	0,8	0,8
		Khả năng chống mất ổn định tổng thể	$N_{fi,Rd,z}$ (kN)	3010,3	2267,5	1474,5	1034,1

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_0^2 \quad (6)$$

trong đó chiều dài tính toán của cột trong tình huống cháy (chiều dài mất ổn định).

Độ mảnh quy ước xác định như sau:

$$\overline{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (7)$$

với $E_{fi,pl,R}$ là giá trị của $N_{fi,pl,Rd}$ khi các hệ số riêng $\gamma_{M,fi,i}$ đều lấy giá trị bằng 1.

Tra theo đường cong mất ổn định (theo bảng 6.5.[2]) xác định hệ số khiếm khuyết α (bảng 6.1 EN 1993-1-1 [1]) và xác định hệ số ϕ :

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_\theta - 0,2) + \overline{\lambda}_\theta^2 \right] \quad (8)$$

Từ đó xác định được hệ số suy giảm χ phụ thuộc độ mảnh $\overline{\lambda}_\theta$ và hệ số ϕ .

2.3. Phương pháp tính toán nâng cao

Các phương pháp tính toán tiên tiến cung cấp các dự đoán gần thực tế hơn về ứng xử của kết cấu trong điều kiện cháy. Điều này đạt được bằng cách sử dụng các mô hình

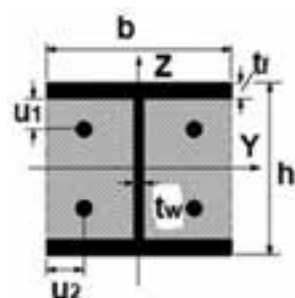
tính có kể đến biến dạng do nhiệt, sự thay đổi tính chất cơ học của vật liệu khi thay đổi nhiệt độ, tính phi tuyến của vật liệu, tính phi tuyến hình học, ứng suất dư trong thép hình ... Mô hình tính toán tiên tiến được dùng để nghiên cứu hoặc thiết kế đòi hỏi độ chính xác cao và thường cần sự trợ giúp của các phần mềm phần tử hữu hạn. Một số phần mềm phân tích cơ học nói chung có thể ứng dụng để phân tích kết cấu trong điều kiện chịu lửa như ABAQUS (Germany), VULCAN (UK), SISMEF (France) và SAFIR (Belgium) [4].

Cần lưu ý rằng mặc dù các phương pháp tính dựa trên máy tính này tạo ra dự đoán tốt, chúng cũng mang tính gần đúng, vì vậy cần phải cẩn thận để đảm bảo rằng các dạng phân tích được thực hiện với các công cụ phù hợp. So với phương pháp tra bảng và các mô hình tính toán đơn giản, các mô hình tính toán nâng cao cung cấp mô hình gần đúng của ứng xử kết cấu thực tế trong điều kiện cháy chính xác hơn.

3. Ví dụ tính toán

Trong bài báo này các tác giả đưa ra ví dụ tính toán sử dụng phương pháp đơn giản hóa cho một số tiết diện cột liên hợp thép bọc bê tông một phần.

3.1. Thiết lập bài toán



Hình 2: Mặt cắt ngang của cột.

Tính toán khả năng chịu lực dọc của cột liên hợp có cấu tạo bằng thép được bọc bê tông một phần như Hình 2. Cột được xem xét nằm ở tầng trệt của một tòa nhà văn phòng 6 tầng. Tiết diện cột được cấu tạo từ thép HEA260 và thanh cốt thép đường kính 28mm bọc bê tông. Cột được xem xét tính toán với các chiều cao 2,7m; 3m; 3,3m và 3,6m tại các thời điểm 30,60,90 và 120 phút.

Các thông số đầu vào như sau:

Cột: tiết diện HEA260, mác thép S460.

Cốt thép: 4 thanh, đường kính $d_s=28\text{mm}$, chiều dày bê tông bảo vệ $u_1=52\text{mm}$, $u_2=60\text{mm}$, mác thép S500.

Bê tông: mác C30/37,

Diện tích tiết diện phần bê tông

$$A_c = b \times h - A_a - A_s = 53855\text{mm}^2$$

Các hệ số an toàn riêng $\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,c} = \gamma_{M,fi,s} = 1$. Tải trọng lên cột $N_{fi,Ed} = 1727,5\text{kN}$.

3.2. Xác định phạm vi sử dụng (điều kiện sử dụng)

- Chiều dài tính toán của cột:

$$l_{oy} = l_{oz} = 0,7 \times (2,7 \rightarrow 3,6) = 1,89 \rightarrow 2,52\text{m},$$

$$\leq 13,5b = 13,5 \times 0,26 = 3,51\text{m}. \text{ Thỏa mãn!}$$

- Kích thước tiết diện:

$$230\text{mm} \leq h = 250\text{mm} \leq 1100\text{mm}. \text{ Thỏa mãn!}$$

$$230\text{mm} \leq b = 260\text{mm} \leq 500\text{mm}. \text{ Thỏa mãn!}$$

- Hàm lượng cốt thép

$$1\% \leq A_s / (A_c + A_s)$$

$$= 2463 / (53855 + 2463) \times 100\% = 4.37\% \leq 6\%$$

Thỏa mãn!

- Điều kiện $230\text{mm} \leq b = 260\text{mm} < 300\text{mm}$ thỏa mãn nên cần kiểm tra

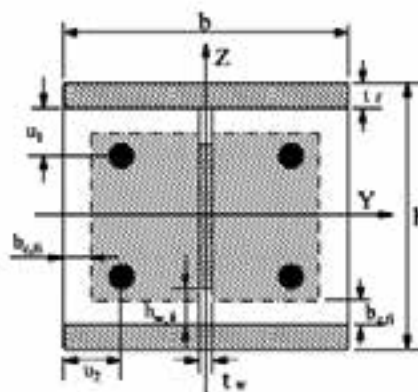
$$l_{oy} = l_{oz} = 1,89 \rightarrow 2,52 \leq 10b = 10 \times 0,26 = 2,6\text{m}.$$

Bảng 2. Khả năng chịu lực của cột sau thời gian cháy

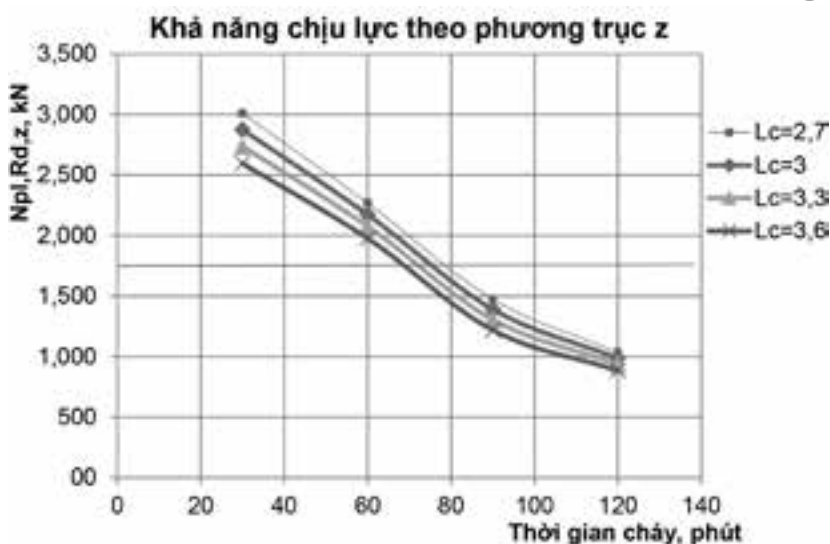
Thời gian cháy (phút)	Chiều dài cột L_c (m)	$N_{fi,Rd,y}$ (kN)	$N_{fi,Rd,z}$ (kN)
30	2,7	3243,8	3010,3
	3	3143,9	2875,9
	3,3	3041,1	2737,2
	3,6	2935,2	2595,4
60	2,7	2332,4	2267,5
	3	2247,9	2173,4
	3,3	2160,7	2076,2
	3,6	2070,9	1976,5
90	2,7	1610,7	1474,5
	3	1547,3	1390,9
	3,3	1481,7	1305,6
	3,6	1414,3	1220,0
120	2,7	1086,1	1034,1
	3	1045,9	986,1
	3,3	1004,4	936,7
	3,6	961,7	886,3

Thỏa mãn!

Vậy có thể dùng phương pháp đơn giản cho bài toán này.



Hình 3: Tiết diện suy giảm tính toán khả năng chống cháy



Hình 4: Quan hệ giữa lực dọc giới hạn và thời gian cháy

Sử dụng phương pháp đơn giản hoá đã trình bày, nghiên cứu này đã xây dựng chương trình tính giá trị lực dọc giới hạn cho cột ở thời điểm cháy bất kỳ, sử dụng phần mềm excel. Kết quả các bước tính toán được ghi trong bảng ví dụ như Bảng 1.

Tính toán khảo sát với nhiều giá trị chiều cao cột và thời gian cháy (R30,R60,... tương ứng với thời gian cháy 30 phút, 60 phút...). Kết quả tính có thể lập dưới dạng bảng như Bảng 2 hoặc lập biểu đồ như Hình 4.

Các kết quả tính toán có thể dùng để kiểm tra khả năng chịu lực của cột tại một thời điểm cháy nhất định. Hoặc dùng để chọn tiết diện thích hợp với yêu cầu thiết kế chịu lửa nhất định.

(xem tiếp trang 8)

Phân tích nguyên nhân sự cố gãy, đổ cột điện bê tông ly tâm trong thiết kế

Analyse the causes of concrete centrifugal electric poles breakdown in design

Vũ Hoàng Hiệp⁽¹⁾, Đỗ Việt Hà⁽²⁾, Phạm Minh Hà⁽³⁾

Tóm tắt

Cột điện bê tông cốt thép ly tâm được sử dụng rất phổ biến trong hệ thống truyền tải điện trung và hạ thế dưới 35kV. Sự cố xảy ra vào mỗi mùa mưa bão, đặc biệt là trong các cơn bão Mirinae (2016), Doksuri (2017), Damry (2017),... đã có nhiều cột điện bê tông cốt thép ly tâm bị gãy, đổ. Sự cố này gây ảnh hưởng xấu đến kinh tế - xã hội của các địa phương. Bài báo này trình bày các kết quả khảo sát, phân tích sự cố gãy đổ cột bê tông cốt thép ly tâm từ nhóm nguyên nhân do thiết kế. Từ đó đề xuất giải pháp khắc phục, kiểm soát chất lượng công trình.

Từ khóa: Cột điện, bê tông ly tâm, Bê tông cốt thép, Gió bão, Sự cố

Abstract

Reinforced concrete centrifugal electric poles have frequently been used in medium and low-voltage transmission systems below 35kV. The incident has occurred during hurricane seasons, especially during storms such as Mirinae (2016), Doksuri (2017), Damry (2017), etc., many electric poles were broken down. This breakdown harmed the socioeconomic of the localities. This paper presents the results of the survey and analysis the reinforced concrete centrifugal electric poles' breakdown from design causes. From there, propose solutions to overcome and control the quality of the work.

Key words: Electric pole, centrifugal concrete, reinforced concrete, storm-wind, breakdown

1. Giới thiệu

Trong thực tế tại Việt Nam, cột điện bê tông cốt thép (BTCT) ly tâm được sử dụng phổ biến trong các công trình đường dây truyền tải điện trên không (ĐDK) trung áp (có điện áp 0,4kV-35kV) và hạ áp (có điện áp 220V-380V).

Các công trình đường dây truyền tải điện vốn được xây dựng và quản lý từ nhiều nguồn khác nhau, bao gồm: vốn ngân sách, vốn từ các doanh nghiệp, từ các nhà đầu tư, từ địa phương và một số có nguồn gốc không rõ ràng. Do bộc lộ nhiều yếu kém từ cơ sở hạ tầng, khả năng quản lý và vận hành tại địa phương, cản trở sự phát triển kinh tế chung nên Nhà nước có chủ trương phải bàn giao lưới điện phân phối, đặc biệt là lưới điện hạ thế về ngành Điện quản lý tập trung, giúp người dân sử dụng điện an toàn, ổn định. Quá trình bàn giao lưới điện nông thôn từ các địa phương cho Tập đoàn Điện lực Việt Nam (EVN) được bắt đầu vào năm 1998, hoàn thành vào cuối năm 2018. Như vậy có thể nói, hệ thống công trình đường dây truyền tải điện quốc gia nói chung, hệ thống các cột điện bê tông cốt thép ly tâm trung và hạ áp mà EVN quản lý hiện nay nói riêng rất đa dạng về nguồn gốc, thiếu thống nhất về cơ sở thiết kế, sản xuất và thi công.

Về chủng loại, các loại cột điện BTCT ly tâm hiện đang phục vụ trong các công trình ĐDK trên cả nước có cả cột dự ứng lực và cột không dự ứng lực, được chế tạo theo các tiêu chuẩn cũ và mới, thậm chí không tuân thủ tiêu chuẩn.

Mặc dù hệ thống tiêu chuẩn thiết kế, quy trình sản xuất và lắp dựng được cho là khá đầy đủ nhưng sự cố đổ, gãy cột điện BTCT ly tâm sau các cơn bão vẫn xảy ra, đặc biệt cột bị gãy, đổ nhiều trong các đợt: Ngày 27/7/2016, cơn bão số 1 (bão Mirinae) đổ bộ vào Bắc bộ gây thiệt hại nặng cho các tỉnh, thành phố như Hải Phòng, Thái Bình, Nam Định và cả khu vực Hà Nội [8]; Cơn bão số 10 (Doksuri) đổ bộ vào Hà Tĩnh và Quảng Bình ngày 15/9/2017 [9]; Cơn bão số 12 (Damry) đổ bộ vào Khánh Hòa, Ninh Thuận ngày 3/11/2017 [10]...

Sự cố cột điện gãy, đổ không chỉ gây thiệt hại về kinh tế do phải sửa chữa, thay thế mà hơn thế, sự cố mất điện diện rộng ảnh hưởng nhiều đời sống và hoạt động sản xuất tại các địa bàn chịu ảnh hưởng bão. Vì vậy, việc khảo sát, đánh giá, phân tích, tìm ra nguyên nhân để khắc phục, kiểm soát chất lượng và đảm bảo an toàn lưới điện là cấp thiết.

Cũng không khó để nhận thấy những nhóm nguyên nhân có thể gây ra sự cố gãy, đổ cột điện BTCT ly tâm, như: công tác thiết kế, sản xuất chế tạo, thi công lắp dựng, bảo trì, khai thác vận hành, công tác quản lý... nhất là nguồn gốc xuất xứ của các cột điện rất đa dạng, phức tạp như đã trình bày trên đây. Nội dung của nghiên cứu này chỉ trình bày tập trung vào nhóm nguyên nhân do thiết kế, qua công tác kiểm định, đánh giá các cột điện bị sự cố tại một số địa phương.

2. Nội dung tính toán tải trọng

2.1. Các loại tải trọng tác động vào cột điện và đường dây

Tải trọng cơ học lên cột chia làm 3 loại: dài hạn, ngắn hạn và đặc biệt.

- Tải trọng dài hạn gồm: trọng lượng cột, dây, xà, sứ, lực kéo của dây ở nhiệt độ trung bình.

- Tải trọng ngắn hạn gồm: áp lực gió lên dây, lên cột, tải trọng khi xây lắp.

- Tải trọng đặc biệt xuất hiện khi đứt dây.

Căn cứ theo phương tác dụng của tải trọng lên cột gồm tải trọng phương ngang và thẳng đứng:

- Tải trọng theo phương ngang gồm: tải trọng gió lên cột, tải trọng gió lên

(1)PGS.TS, Khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội,
Email: <vuhoanghiiep@hau.edu.vn>

(2)KS, Cục Giám định nhà nước về chất lượng
công trình xây dựng, Bộ Xây dựng

(3)PGS.TS, Cục Giám định nhà nước về chất
lượng công trình xây dựng, Bộ Xây dựng



Hình 1. Cột điện bị gãy tại Nam Định



Hình 2. Cột điện bị gãy tại Quảng Bình

dây dẫn và dây chống sét, tải trọng do sức căng của dây.

- Tải trọng thẳng đứng gồm: trọng lượng cột, trọng lượng chuỗi sứ, phụ tùng (đối với lưới trung - hạ áp tải trọng này có thể bỏ qua), trọng lượng dây, tải trọng xây lắp (đối với ĐDK trung áp lấy là 1000N).

Với sự cố gãy đổ cột điện BTCT ly tâm ĐDK trung áp và hạ áp xảy ra tập trung trong các cơn bão, do vậy nội dung tính toán tải trọng sẽ tập trung phân tích cách xác định tải trọng gió lên công trình.

2.2. Xác định tải trọng gió lên cột điện và đường dây

Các quy định, hướng dẫn chung của ngành Điện, Bộ Công nghiệp (Bộ Công thương ngày nay) trong việc tính toán tải trọng gió vào cột, vào dây dẫn đều nêu nguyên tắc tính toán tải trọng gió tuân thủ tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 2737:1995 [2]. Tuy nhiên do TCVN 2737:1995 không có hướng dẫn riêng các hệ số lấy đối với kết cấu dạng cột và dây dẫn, nên có 2 tài liệu kỹ thuật để tư vấn thiết kế ngành Điện sử dụng làm cơ sở xác định tải trọng gió là: Quy định kỹ thuật điện nông thôn năm 2006 [3] (QĐKT.ĐNT-2006) và Quy định về công tác Thiết kế dự án lưới điện phân phối cấp điện áp đến 35kV của Tập đoàn Điện lực Việt Nam năm 2017 [4] (QĐTK.EVN-2017). Ngoài ra nghiên cứu này cũng sẽ tham chiếu quy định của Tiêu chuẩn quốc gia về an toàn điện Hoa Kỳ - National Electrical Safety Code (NESC) [7] để phân tích về vấn đề xác định tải trọng gió vào công trình ĐDK.

a) Xác định tải trọng gió theo QĐKT.ĐNT-2006

- Áp lực gió tác dụng vào cột được tính theo công thức:

$$P_c = q.K.F.C_x \text{ [daN]} \quad (1)$$

trong đó:

q: áp lực gió tính toán theo TCVN 2737:1995.

K: hệ số quy đổi phụ thuộc vào chiều dài khoảng vượt của cột.

Nếu khoảng cột $\leq 50\text{m}$ thì $K=1,20$

Nếu khoảng cột = 100m thì $K=1,10$

Nếu khoảng cột = 150m thì $K=1,05$

Nếu khoảng cột $\geq 250\text{m}$ thì $K=1,00$

F: diện tích đón gió vào mặt cột.

C_x : hệ số khí động, lấy theo TCVN 2737:1995.

- Áp lực gió tác dụng vào dây dẫn ở độ cao của trọng tâm quy đổi của tất cả các dây dẫn được tính theo công thức:

$$P_d = a.C_x.K.q.F.\sin^2\varphi \text{ [daN]} \quad (2)$$

trong đó:

a là hệ số tính đến sự không bằng nhau của áp lực gió lên từng vùng của dây dẫn trong 1 khoảng cột.

C_x : hệ số khí động ảnh hưởng đến mặt của dây dẫn và dây chống sét.

$C_x = 1,1$ với dây dẫn có đường kính $\geq 20\text{mm}$.

$C_x = 1,2$ với dây dẫn có đường kính $< 20\text{mm}$.

K: hệ số quy đổi phụ thuộc vào chiều dài khoảng cột.

Nếu khoảng cột $\leq 50\text{m}$ thì $K=1,20$

Nếu khoảng cột = 100m thì $K=1,10$

Nếu khoảng cột = 150m thì $K=1,05$

Nếu khoảng cột $\geq 250\text{m}$ thì $K=1,00$

q: áp lực gió tính toán theo TCVN 2737:1995.

F: diện tích cản gió của dây dẫn.

φ : góc hợp bởi hướng gió với trục tuyến đường dây.

b) Xác định tải trọng gió theo QĐTK.EVN-2017

- Áp lực gió tác dụng vào cột được tính theo công thức:

$$P_c = \alpha.C_c.q.S \text{ [daN]} \quad (3)$$

trong đó:

C_c : hệ số khí động học tùy thuộc vào đường kính của cột;

Với cột phẳng: $C_c = 1,5$;

Với cột tròn: $C_c = 0,7$;

S: diện tích mặt cột.

$$S = H.(a+b)/2$$

H= Chiều cao cột tính từ mặt đất tự nhiên

a: Đường kính đỉnh cột

b: Đường kính chân cột

q: áp lực gió tính toán theo TCVN 2737:1995.

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

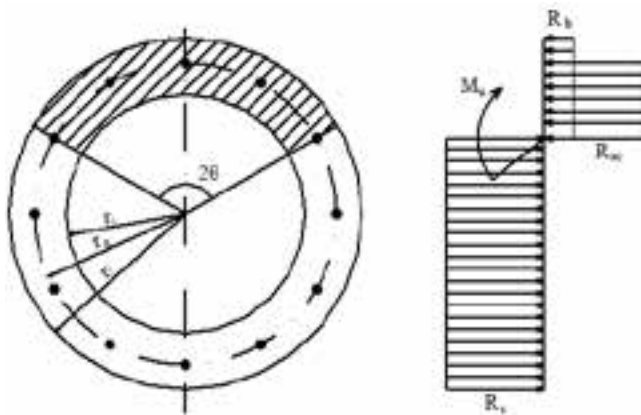
- Áp lực gió tác dụng lên dây trong một khoảng cột (l) xác định theo công thức:

$$P_d = \alpha.C_x.q.d.l \text{ [daN]} \quad (4)$$

trong đó: α là hệ số tính đến sự không bằng nhau của áp lực gió trong khoảng cột, lấy theo Bảng 1.

C_x : hệ số khí động học của dây dẫn, phụ thuộc vào đường kính của dây (d):

Với $d < 20\text{mm}$: $C_x = 1,2$;



Hình 3. Sơ đồ ứng suất tiết diện vành khuyên

Với $d \geq 20\text{mm}$: $C_x = 1,1$;

q: áp lực gió tính toán theo TCVN 2737:1995.

d: đường kính dây.

l: chiều dài khoảng cột.

c) Xác định tải trọng gió theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ NESC

- Tải trọng gió tác dụng lên cột tính theo công thức:

$$P = 0,00256 \cdot V^2 \cdot k_z \cdot G_{RF} \cdot C_d \cdot A \text{ (lbs/ft)} \quad (5)$$

$$\text{hay: } P = 0,613 \cdot V^2 \cdot k_z \cdot G_{RF} \cdot C_d \cdot A \text{ (N/m)} \quad (6)$$

trong đó,

V: Tốc độ gió trung bình trong khoảng 3s, tại độ cao 33ft (11m), chu kỳ lặp 50 năm

k_z : Hệ số tiếp xúc với áp suất gió

G_{RF} : Hệ số gió giật

C_d : Hệ số cản, $C_d = 1$ với cột tròn

Giá trị G_{RF} , k_z cho kết cấu tính toán theo công thức:

$$G_{RF} = [1 + 2,7 \cdot E_S (BS)^{0,5}] / kV^2$$

$$E_S = 0,346 \cdot [33 / (0,67 \cdot h)]^{1/7}$$

$$B_S = 1 / (1 + 0,375 \cdot h / 220)$$

$$k_z = 2,01 \cdot (0,67 \cdot h / 900)^{(2/9,5)}$$

Tích số $G_{RF} \cdot k_z$ có thể tra bảng phụ thuộc chiều cao kết cấu.

Ví dụ 1: Tính toán tải trọng gió theo tiêu chuẩn, quy định trong nước với các thông số đầu vào sau:

+ Loại cột: PC.I-12-190-7,2.

+ Chiều dài cột: 12m; Chiều cao điểm chất tải: 9,75m; Chiều sâu chôn đất: 2m; Khoảng cột: 50m;

+ Địa hình, vùng áp lực gió tính toán: Vùng gió IA: $W_0 = 55(\text{daN})$; Địa hình A

+ Dây dẫn điện ACSR 95/16 có đường kính 13,5mm.

Xác định tải trọng gió tính toán lên cột và lên dây theo 2 quy định trong nước và 1 tiêu chuẩn nước ngoài.

Lưu ý khi tính áp lực gió tính toán q, theo quy định của ngành Điện và EVN đã hướng dẫn lấy thời gian sử dụng cột giả định 15 năm, tức là hệ số điều chỉnh tải trọng gió chỉ còn $\gamma_{sd} = 0,775$.

Còn khi tính toán tải trọng gió theo NESC cần chuyển đổi vận tốc gió từ tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 2737:1995) với kết quả đo vận tốc gió trung bình 3s chu kỳ lặp 20 năm sang tiêu chuẩn Hoa Kỳ ASCE quy định vận tốc gió trung bình 3s chu

kỳ lặp 50 năm dựa trên hệ số chuyển đổi chu kỳ lặp là 1,1.

Kết quả ví dụ 1, tải trọng gió tính toán khi thiết kế cột điện xem trong Bảng 1.

Bảng 1. Tải trọng gió thiết kế lên cột và dây

Tải trọng gió thiết kế	Tiêu chuẩn, quy định áp dụng		
	Việt Nam		Hoa Kỳ
	QĐKT.ĐNT-2006	QĐTK.EVN-2017	NESC
Tải trọng gió lên cột (P_c , daN)	124,1	77,5	168,8
Tải trọng gió lên dây (P_d , daN)	42,4	35,4	36,8

Nhận xét về vấn đề tải trọng gió lên cột và dây cho thấy, quy định của Bộ Công nghiệp và ngành Điện ở những thời kỳ khác nhau lại có những hướng dẫn chi tiết cách lấy các hệ số ảnh hưởng đến kết quả tính toán tải trọng gió rất khác nhau và những hệ số riêng này không được đề cập trong tiêu chuẩn TCVN 2737:1995.

Giá trị tải trọng gió lên dây dẫn tính theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ NESC khá tương đồng với tính theo các quy định trong nước. Nhưng giá trị tải trọng gió lên cột tính theo NESC lớn hơn tính theo quy định trong nước khá nhiều, trong ví dụ trên lên tới 2,17 lần.

Thực tế hệ thống ĐDK trải dài qua nhiều vùng áp lực gió khác nhau giữa các địa phương khiến giá trị tải trọng cũng thay đổi trên suốt chiều dài công trình điện. Các cơn bão số có gió giật đến cấp 15 tác động lên đường dây lớn hơn nhiều so với tải trọng gió được thiết kế. Trong khi quy định thời gian sử dụng công trình 15 năm làm cho giá trị tải trọng gió tính toán giảm, thì các cột điện cũng không hề được thu hồi, thay thế sau khoảng thời gian sử dụng này... là những nguyên nhân khiến việc xác định tải trọng gió khi thiết kế có thể thiếu an toàn.

3. Sơ đồ tính toán và điều kiện cường độ của cột điện

Từng loại cột chịu các tải trọng chủ yếu sau đây:

- Cột đỡ: Tải trọng do gió tác động theo phương nằm ngang thẳng góc với tuyến dây dẫn và kết cấu cột.

- Cột néo thẳng: Tải trọng do gió tác động theo phương nằm ngang thẳng góc với tuyến dây dẫn và kết cấu cột; tải trọng dây dẫn theo phương nằm ngang do lực căng chênh lệch của dây dẫn ở các khoảng cột liên kế gây ra.

- Cột néo góc: Tải trọng theo phương nằm ngang do lực căng dây dẫn hợp thành (hướng theo các trục của xà; tải trọng theo phương nằm ngang do gió tác động lên dây dẫn và kết cấu cột.

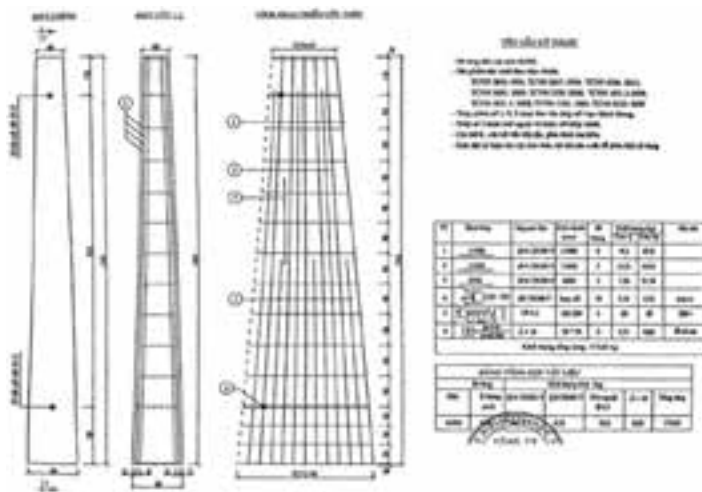
- Cột néo cuối: Tải trọng theo phương nằm ngang tác động dọc tuyến do lực căng về một bên của dây dẫn và do gió tác động.

Sơ đồ tính toán cột như một công xôn ngàm tại mặt móng, cần kiểm tra khả năng chịu uốn của cột (trung gian, góc, cuối) trong trạng thái làm việc bình thường (dây dẫn không đứt) và chế độ sự cố (1 bên dây dẫn bị đứt) trong trường hợp dây dẫn đặt ngang mức và đặt lệch.

Phương pháp dùng để tính toán cột bê tông cốt thép là phương pháp trạng thái giới hạn. Trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực, cột phải thỏa mãn điều kiện:

- Trường hợp cột không sử dụng dây néo:

$$P_{tt} = M_{tt}/h + P_g \leq P_{cp} \quad (7)$$



Hình 4. Bản vẽ chế tạo cột điện LT-12B của một công ty sản xuất cột

- Trường hợp cột sử dụng dây néo:

$$P_{tt} = M_{tt}/h + P_g - P_{dn}/\sin\alpha \leq P_{cp} \quad (8)$$

trong đó:

M_{tt} là mô men tính toán của tổng các lực dây dẫn tác động lên tiết diện mặt đất của cột; P_g : Lực gió tác dụng lên cột; P_{tt} : Lực tính toán quy về đầu cột; h : Chiều cao từ đỉnh cột đến mặt đất; P_{dn} : Lực giữ của dây néo thiết kế; α : Góc hợp bởi dây néo và cột;

P_{cp} : Lực đầu cột cho phép;

Đối với cột điện BTCT ly tâm, tra lực đầu cột cho phép của từng loại, số hiệu cột theo TCVN 5847:1994 thời điểm trước năm 2016, theo TCVN 5847:2016 từ năm 2016.

4. Khả năng chịu lực của cột điện bê tông cốt thép ly tâm

4.1. Công thức tính toán cơ bản

Do thành phần lực dọc trong kết cấu cột điện khá nhỏ, xu hướng chịu uốn là chủ yếu nên cột được tính toán theo loại cấu kiện BTCT chịu uốn. Tiết diện cột hình vành khuyên, có thay đổi đường kính, nên cũng không phổ biến trong thiết kế kết cấu công trình nói chung và các phần mềm phân tích kết cấu chuyên dụng nói riêng cũng không tích hợp sẵn loại tiết diện này.

Có thể dùng sơ đồ ứng suất giả thiết của tiết diện cột tại trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực để lập các công thức cơ bản như sau:

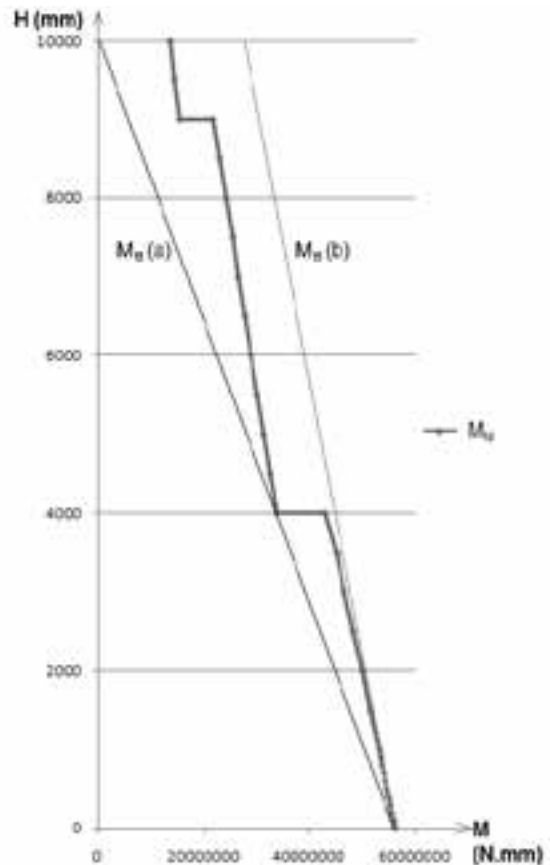
Phạm vi vùng chịu nén giới hạn bởi đường thẳng vuông góc với mặt phẳng tác dụng của mô men. Để đơn giản, giả thiết gần đúng vùng nén giới hạn bởi 2 bán kính lập với nhau một góc 2θ .

Xem như cốt dọc phân bố đều và liên tục trên vòng tròn có bán kính ra đi qua trọng tâm cốt thép. Toàn bộ cốt thép dọc có ứng suất đạt tới cường độ tính toán.

Điều kiện cân bằng lực theo phương trục cấu kiện:

$$\frac{\theta}{\pi} \cdot A_b \cdot R_b + \frac{\theta}{\pi} \cdot A_{st} \cdot R_{sc} - \frac{\pi - \theta}{\pi} \cdot A_{st} \cdot R_s = 0 \quad (9)$$

Điều kiện cân bằng mô men với trục đi qua tâm cấu kiện vuông góc mặt phẳng uốn, có xét đến tính đối xứng bố trí cốt dọc:



Hình 5. Biểu đồ bao vật liệu và biểu đồ mô men cột

$$M_u = \frac{\theta}{\pi} \cdot A_b \cdot R_b \cdot r_a \cdot \frac{\sin\theta}{\theta} + \frac{\theta}{\pi} \cdot A_{st} \cdot R_{sc} \cdot r_a \cdot \frac{\sin\theta}{\theta} + \frac{\theta}{\pi} \cdot A_{st} \cdot R_s \cdot r_a \cdot \frac{\sin\theta}{\theta} \quad (10)$$

Trong trường hợp cường độ tính toán về nén và kéo của cốt thép như nhau, điều kiện cường độ của cấu kiện chịu uốn tiết diện vành khuyên được viết như sau:

$$M \leq M_u = \frac{\sin\theta}{\pi} \cdot (A_b \cdot R_b + 2A_{st} \cdot R_s) \cdot r_a \quad (11)$$

trong các công thức trên, diện tích tiết diện bê tông $A_b = \pi \cdot (r_2^2 - r_1^2)$; A_{st} : tổng diện tích tiết diện cốt thép dọc; Các ký hiệu khác xem trên Hình 3.

Với bài toán kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện, từ (9) xác định vị trí trục trung hòa (xác định góc 2θ), thay vào về phải (11) chính là khả năng chịu uốn của tiết diện.

Ví dụ 2: Xác định khả năng chịu lực một mã hiệu cột BTCT ly tâm

Áp dụng công thức tính toán được thiết lập trên, tính toán khả năng chịu lực theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT cho một cột BTCT ly tâm có mã hiệu LT-12B được nhà sản xuất cột công bố kết quả thử tải đạt lực đầu cột cho phép $P_{cp} = 7200N$ (7,2 kN). Bản vẽ chế tạo cột cho trong Hình 4.

- Khả năng chịu lực cột theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT (TCVN 5574:2012 - tương ứng thời điểm chế tạo cột), với các số liệu đầu vào là cường độ tính toán của vật liệu bê tông và cốt thép đúng quy định của tiêu chuẩn thiết kế:

+) Mô men giới hạn cột chịu được tại tiết diện chân cột: $M_u = 63,01$ (kN.m)

+) Lực đầu cột cho phép: $P_{cp} = 6,46$ (kN).

Vậy nếu kiểm tra theo tiêu chuẩn thiết kế thì cột đã chế tạo nêu trên không chịu được lực tính toán quy về đầu cột là $P_{tt} = 7,20$ (kN).

- Nếu cường độ vật liệu làm việc thực tế cao hơn giá trị cường độ tính toán, khảo sát khả năng chịu lực của cột trong 2 tình huống giả định, thu được kết quả sau:

+) Với giá trị cường độ tiêu chuẩn của bê tông và cốt thép: Lực đầu cột cho phép sẽ tăng lên là $P'_{cp} = 7,08$ (kN);

+) Với giá trị cường độ chịu nén trung bình của bê tông và cường độ tiêu chuẩn của cốt thép: Lực đầu cột cho phép sẽ tăng lên là $P''_{cp} = 7,53$ (kN) - Đủ khả năng chịu lực tính toán quy về đầu cột do tải trọng gió và lực căng dây.

4.2. Xác định tiết diện nguy hiểm của cột

Căn cứ theo sơ đồ tính, sơ đồ chất tải, mô men tính toán lớn nhất xuất hiện tại tiết diện chân cột. Tuy nhiên, với cột BTCT ly tâm có dạng hình côn cụt rỗng, tiết diện thay đổi giảm dần từ chân cột đến đỉnh cột, nên tiết diện nguy hiểm nhất của cột có thể không phải tại mặt ngàm chân cột.

Với số liệu tiết diện, vật liệu và bố trí cốt thép thực tế của cột điện cho trong Ví dụ 2 nêu trên, nhóm tác giả đã lập được biểu đồ khả năng chịu lực của cột dọc theo chiều cao từ mặt móng đến đỉnh cột (biểu đồ bao vật liệu của cột). So sánh với dạng biểu đồ bao mô men chỉ do lực ngang đầu cột gây ra (đường a trong Hình 5) thì chân cột là tiết diện nguy hiểm nhất. Nhưng nếu xuất hiện cả mô men đỉnh cột do trọng lượng dây dẫn, lực căng dây dẫn, hoặc chế độ sự cố... gây ra (đường b trong Hình 5) thì tiết diện nguy hiểm nhất sẽ nằm phía trên chân cột, yếu điểm nhất là tiết diện giảm cốt thép dọc. Biểu đồ mô men (b) cũng là dạng phân bố mô men uốn dạng T của loại cột điện BTCT ly tâm nhóm II theo TCVN 5847:2016 [13]. Điều này giải thích thực tế khi xảy ra sự cố trong cơn bão cột thường không bị gãy tại chân cột ở tiết diện mặt móng (Hình 1,2).

5. Khảo sát quy trình thiết kế cột điện trong công trình ĐDK

5.1. Trình tự thực hiện dự án liên quan đến hạng mục cột điện

Quá trình khảo sát thực tế của nhóm tác giả đã thu thập được các thông tin về việc triển khai dự án, liên quan trực tiếp đến hạng mục cột điện trung và hạ áp có các bước thực hiện như sau:

- Chủ đầu tư hoặc Ban quản lý dự án ký hợp đồng với Tư vấn thiết kế (TVTK);

- Tư vấn khảo sát thực hiện công tác khảo sát tuyến, khảo sát địa chất, phối hợp thực hiện các thỏa thuận môi trường, đấu nối...

- TVTK tính toán tải trọng cơ học lên cột, quy về lực đầu cột, rồi tra lực đầu cột cho phép theo TCVN 5847:1994 (Cột điện bê tông cốt thép ly tâm - Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử) [12], sau năm 2016 thì dùng TCVN 5847:2016 (Cột điện bê tông cốt thép ly tâm) [13], để lựa chọn loại cột;

- Nhà thầu xây lắp ký hợp đồng mua bán cột với cơ sở sản xuất cột, đặt hàng loại cột có ký hiệu TVTK chỉ định. Thực hiện thí nghiệm thử tải đầu cột theo TCVN 5847:1994, sau năm 2016 theo TCVN 5847:2016, đạt yêu cầu thì cho lắp dựng đại trà vào dự án.

Hướng dẫn thiết kế như nêu trên quy định tại mục 6.4.2 của QĐTK.EVN-2017 [4].

5.2. Nội dung chính của TCVN 5847:1994, TCVN 5847:2016 và sai lầm khi áp dụng

Các cột điện BTCT ly tâm được đưa vào sử dụng trước thời điểm ngày 7/7/2016 được thử tải kiểm tra KNCL theo TCVN 5847:1994. Cột đạt yêu cầu khi chịu được lực thử kéo ngang đầu cột trong 40 phút bằng lực tính toán quy định theo mỗi mã hiệu cột và chiều rộng vết nứt trên bề mặt cột không được lớn hơn 0,3mm.

Qua kiểm định, đánh giá một số cột bị sự cố cho thấy các cột BTCT ly tâm này đã không được thiết kế theo kết cấu BTCT, mà chỉ thông qua thử tải với lực kéo ngang đầu cột bằng tải trọng tính toán quy về đỉnh cột nêu trên. Các nhà sản xuất đã chế tạo cột theo bản vẽ sản phẩm, chưa ghi nhận được thuyết minh tính toán nào kèm theo. Điều này được phân tích thông qua các kết quả tính toán ở mục 4.1 là không an toàn.

Sử dụng tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT TCVN 5574:2012 (sau năm 2018 dùng TCVN 5574:2018), một bảng tính được lập đã kiểm tính một loại cột với số liệu từ bản vẽ trong mục 4.1, cho thấy lực giới hạn của cột chịu chỉ đạt 88% tải trọng tính toán.

Khi sử dụng cường độ tiêu chuẩn của vật liệu, lực giới hạn của cột chịu được theo tính toán cũng chỉ đạt 98% tải trọng tính toán. Đến khi sử dụng cường độ trung bình để tính thì KNCL của cột mới vượt 2% quy định đối với chủng loại cột. Có nghĩa là cột được sản xuất có thể vượt qua yêu cầu thử tải của TCVN 5847:1994 nhưng không đảm bảo khả năng chịu lực theo tiêu chuẩn thiết kế.

Năm 2016, tiêu chuẩn TCVN 5847:2016 - Cột điện bê tông cốt thép ly tâm được ban hành, bắt đầu đưa vào hệ số tải trọng k là tỉ số giữa tải trọng gây tới hạn hoặc mô men uốn gây tới hạn và tải trọng hoặc mô men uốn tính toán. Hệ số tải trọng k lớn hơn hoặc bằng 2 (trường hợp được thiết kế chỉ định, hoặc có thỏa thuận riêng, k có thể nhỏ hơn 2). Tuy nhiên một số đơn vị tư vấn thiết kế vẫn nhầm lẫn khi sử dụng tiêu chuẩn thử tải TCVN 5847:2016 thay cho thực hiện tính toán theo tiêu chuẩn thiết kế BTCT.

Ngoài thiếu sót không tính toán về BTCT, việc phân tích kết cấu mảnh mà không dùng sơ đồ biến dạng cũng có thể xảy ra mất an toàn. Tài liệu chuyên sâu về thiết kế cột điện đã khuyến cáo nên sử dụng phân tích P-delta để xác định mô men thứ cấp tăng lên bằng phương pháp phần tử hữu hạn, nếu tính toán sơ bộ, theo các sơ đồ đơn giản hóa cũng nên lấy tăng trị số mô men trong cột 10% do hiệu ứng P-delta gây ra [14].

Phân tích trên cho thấy: các chủ thể liên quan đến việc triển khai công trình đường dây truyền tải điện đã coi cột điện BTCT ly tâm như một "sản phẩm hàng hóa", không phải là "cấu kiện xây dựng"; Một số đơn vị tư vấn thiết kế đã sử dụng tiêu chuẩn thử tải thay cho công việc thiết kế chi tiết cột điện theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT.

6. Kết luận

- Cột điện BTCT ly tâm sử dụng rất tiết kiệm, hiệu quả trong công trình ĐDK trung áp và hạ áp, nhưng do có nhiều nguồn gốc, chủng loại và một số dự án đã áp dụng quy trình thiết kế không đúng dẫn đến đã dẫn tới sự cố gãy, đổ.

- Tiêu chuẩn tải trọng và tác động cần có hướng dẫn chi tiết nội dung xác định tải trọng gió lên loại công trình truyền tải điện đặc thù này cho thống nhất và an toàn.

- Các cột điện cần được thiết kế đầy đủ theo tiêu chuẩn

(xem tiếp trang 47)

Đánh giá khả năng chịu động đất của khung bê tông cốt thép theo phương pháp hệ số chuyển vị

Assessment of earthquake resistance of reinforced concrete frame by displacement coefficient method

Nguyễn Anh Dũng⁽¹⁾, Nguyễn Vĩnh Sáng⁽²⁾, Nguyễn Ngọc Thắng⁽³⁾

Tóm tắt

Bài báo này trình bày cơ sở lý thuyết và ví dụ áp dụng cho việc thiết kế kháng chấn khung bê tông cốt thép dựa theo tính năng (PBSD). Để thực hiện mục đích này, một khung bê tông cốt thép (BTCT) 8 tầng được thiết kế theo TCVN 9386:2012 và TCVN 2737:1995 đại diện cho các công trình BTCT đã và đang được thiết kế tại Việt Nam. Bước tiếp theo, khung BTCT này được đánh giá 'mức tính năng' theo phương pháp hệ số chuyển vị, đây là một phương pháp phân tích phi tuyến được giới thiệu trong phương pháp PBSD, để phân tích sự làm việc ngoài miền đàn hồi của khung BTCT khi chịu động đất. Đây sẽ là một công cụ hữu ích cho các kỹ sư khi thiết kế công trình BTCT chịu động đất theo phương pháp thiết kế dựa theo tính năng PBSD.

Từ khóa: Bê tông cốt thép, Kháng chấn theo tính năng, Phương pháp hệ số chuyển vị

Abstract

This paper presents the theoretical basis and applied examples for the performance-based seismic design (PBSD) of reinforced concrete frames. For this purpose, an 8-story reinforced concrete frame designed according to TCVN 9386:2012 and TCVN 2737:1995 represents reinforced concrete buildings that are built in Vietnam. In the next step, this reinforced concrete framework is evaluated for 'performance level' by the Displacement coefficient method (DCM), this method is a nonlinear static analysis method introduced in the PBSD method. This is a useful tool for engineers to design buildings based on the PBSD.

Key words: reinforced concrete, Performance-based seismic design, Displacement coefficient method

1. Giới thiệu

Thực tế nguy cơ động đất tại Việt Nam là rất rõ ràng [1, 2], các văn bản lịch sử ghi chép lại, từ năm 114 đến 2003 đã có 1645 trận động đất từ 3 độ Richter trở lên xảy ra trên lãnh thổ nước ta trong lịch sử. Trong thế kỷ 20 từ năm 1903 đến 1961 xảy ra 46 trận động đất từ cấp V trở lên (theo thang đo MSK-64) trên lãnh thổ Việt Nam. Tuy nhiên trong thực tế rất nhiều công trình trước đây đã được thiết kế mà không có xét tới động đất. Thời gian gần đây khi có tiêu chuẩn kháng chấn ra đời [1] thì việc thiết kế kháng chấn cho các công trình dừng lại ở mức xác định tải trọng có xét tới biến dạng dẻo thông qua hệ số ứng xử q .

Thiết kế kết cấu kháng chấn dựa theo tính năng (PBSD) là phương pháp hiện đại xét sự làm việc ngoài miền đàn hồi khi chịu tác động của động đất đang được phát triển và ứng dụng ở các nước phát triển trên thế giới đứng đầu là Mỹ và Châu Âu. Mục đích của phương pháp này đó là thiết kế kết cấu đáp ứng trước một mục tiêu định trước hay còn gọi là "mục tiêu tính năng". Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng đã được nghiên cứu trên thế giới từ 1930. Khoảng giữa những năm 1990, Ủy ban quản lý thảm họa khẩn cấp liên bang Mỹ (FEMA) đã đưa ra các hướng dẫn đầu tiên và phát triển tới ngày nay. Phương pháp này sử dụng kỹ thuật phân tích phi tuyến để đánh giá ứng xử kết cấu và đảm bảo "mục tiêu tính năng" tương ứng với từng mức kháng chấn dự kiến trước. Xu hướng áp dụng phương pháp thiết kế kháng chấn hiện đại này cho công trình nói chung và công trình đặc biệt nói riêng ngày càng trở nên phổ biến và rõ ràng. Ngoài ra, phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng tại Việt Nam việc nghiên cứu cơ sở lý thuyết, ứng dụng và các thí nghiệm kiểm chứng còn rất hạn chế.

Trong các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, việc lựa chọn hệ số điều chỉnh ứng xử tổng thể q [1] hoặc R [3, 4, 5] được xem là điểm mấu chốt trong tính toán thiết kế kháng chấn. Mục đích chính của các hệ số này là để đơn giản hóa quy trình phân tích, sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi dự đoán một cách gần đúng ứng xử đàn hồi dẻo của kết cấu khi chịu tác dụng của động đất. Hệ số q (hay R) là giá trị định lượng ở mức độ tổng thể, không thể dùng để đánh giá tính năng của kết cấu ở mức độ cấu kiện. Hạn chế của việc sử dụng hệ số q , R là rất rõ, ví dụ giá trị của các hệ số này không liên quan đến chu kỳ dao động của công trình cũng như đặc trưng của chuyển động đất nền, ngoài ra các hệ số mang tính tổng quát này không thể thể hiện được diễn biến của quá trình phân bố "phi tuyến" giữa các cấu kiện khác nhau, dẫn đến sự phân bố lại nội lực do tác động của động đất gây ra giữa các cấu kiện cũng như các thay đổi xảy ra trong quá trình xảy ra động đất. Thêm vào đó, cơ chế phá hoại của kết cấu, sự phân bố hư hỏng trong các kết cấu khác nhau là khác nhau ngay cả khi chúng được thiết kế với cùng giá trị của hệ số R (hay q).

Có nhiều phương pháp để phân tích phi tuyến tính nhằm tìm được mục tiêu tính năng này như: Phương pháp N2 được trình bày trong TCVN 9386 [1] và EC8 [5], phương pháp phổ khả năng - CSM (Capacity Spectrum Method) được trình bày trong ATC - 40 [6] và FEMA-356 [7], phương pháp hệ số chuyển vị - DCM (Displacement Coefficient Method) được trình bày trong FEMA-356 [7]. Trong nghiên cứu này, phương pháp hệ số chuyển vị - DCM được sử dụng để xác định điểm tính năng cho khung bê tông cốt thép được thiết kế theo Tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành, qua đó đánh giá mức tính năng của kết cấu cho khung đang nghiên cứu.

(1) PGS, TS, Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi, Email: <dung.kcct@tlu.edu.vn>

(2) Giảng viên, ThS, Phân hiệu Trường Đại học Thủy lợi

(3) PGS, TS, Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi

2. Phương pháp hệ số chuyển vị - DCM (Displacement Coefficient Method)

2.1. Lý thuyết cơ bản của phương pháp DCM

Phương pháp hệ số chuyển vị đưa ra quy trình tính toán trực tiếp để xác định yêu cầu chuyển vị (displacement demand), hay còn gọi là chuyển vị mục tiêu (target displacement). Phương pháp này không yêu cầu phải chuyển đổi đường cong khả năng về định dạng ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) như phương pháp CSM. Quy trình tính toán theo phương pháp này bao gồm các bước sau:

Bước 1: Giả thiết chuyển vị mục tiêu δ_t . Chuyển vị δ_t ban đầu thuộc đường cong khả năng nhằm xác định cân bằng diện tích bên trên và bên dưới đường cong khả năng và đường song tuyến tính hóa như trên Hình 1.

Bước 2: Thiết lập quan hệ tuyến tính hóa như Hình 1. Trên đường song tuyến tính, độ cứng ngang hiệu quả ban đầu là K_e và độ cứng sau chảy dẻo thể hiện qua độ dốc α .

Bước 3: Xác định chu kỳ hữu hiệu T_e theo công thức sau:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1)$$

Trong đó: T_i là chu kỳ cơ bản làm việc đàn hồi (s) theo phương đang xét trong phân tích động lực học tuyến tính. K_i , K_e tương ứng là độ cứng đàn hồi và độ cứng ngang hữu hiệu của công trình theo phương đang xét.

Bước 4: Tính toán chuyển vị mục tiêu theo công thức dưới đây:

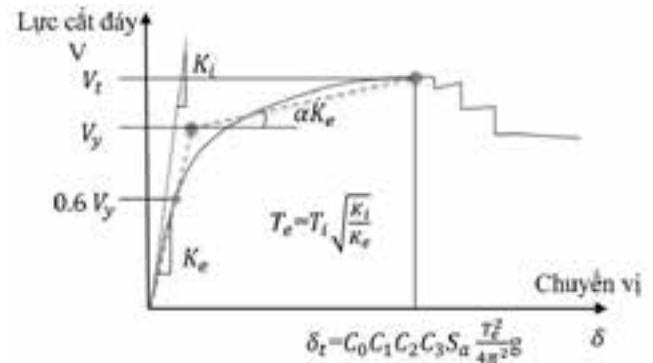
$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2)$$

Trong đó: C_0 , C_2 tương ứng là hệ số điều chỉnh xét đến việc chuyển đổi từ hệ nhiều bậc tự do (MDOF) sang hệ một bậc tự do (SDOF) tương đương và hệ số xét đến sự giảm độ cứng và suy thoái cường độ. C_1 là hệ số xét đến chuyển vị phi tuyến tính. S_a là giá trị của phổ phản ứng gia tốc đàn hồi ứng với chu kỳ T_e . C_3 là hệ số xét đến ảnh hưởng của hiệu ứng P- Δ .

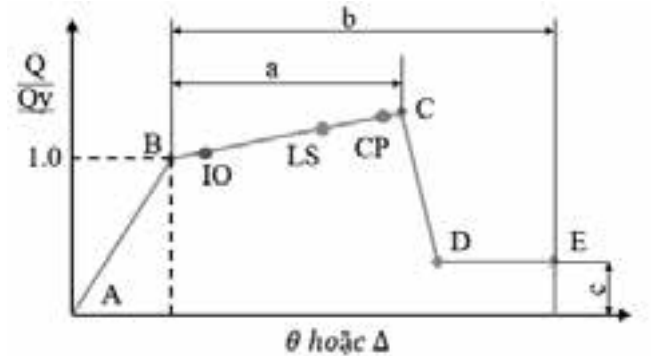
Bước 5: So sánh chuyển vị mục tiêu tính được trong Bước 4 với chuyển vị giả thiết trong Bước 1, nếu hai giá trị sai lệch không nhiều thì đây chính là giá trị cần tìm, còn không tiếp tục quay lại Bước 1.

2.2. Quan hệ lực – chuyển vị trong phân tích phi tuyến kết cấu bê tông

FEMA 356 [7] kiến nghị sử dụng quan hệ lực – biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép như thể hiện trong hình 2. Trong hình vẽ này, đoạn AB thể hiện cấu kiện làm việc ở giai đoạn đàn hồi. Đoạn BC, độ cứng giảm từ điểm B đến điểm C thể hiện sự làm việc đàn dẻo. Đoạn CD thể hiện sự suy giảm cường độ một cách đột ngột, rất khó để mô tả ứng xử ở đoạn CD này. Đoạn DE thể hiện biến dạng tăng lên trong khi



Hình 1: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp hệ số chuyển vị



Hình 2: Quan hệ lực – biến dạng đối với các cấu kiện bê tông cốt thép

độ cứng không đổi đến khi kết cấu sụp đổ tại điểm E. Độ dốc của đoạn BC thường lấy từ 0 đến 10% từ điểm bắt đầu chảy dẻo tại B đến C. Theo [9], tiêu chí chấp nhận ứng xử dẻo xảy ra trong đoạn BC này với ba trường hợp tiếp tục sử dụng (IO), an toàn tính mạng (LS) và ngăn ngừa sụp đổ (CP). Trong khi, đoạn CD mô tả ứng xử giai đoạn phá hoại ban đầu của cấu kiện. Các giá trị a, b, c trong hình cũng được quy định cụ thể đối với từng loại cấu kiện dầm, cột hoặc vách. Trong nghiên cứu này, các mô hình phân tích phi tuyến của kết cấu bê tông cốt thép sẽ được mô phỏng thông qua phần mềm Sap 2000 [8].

2.3. Tiêu chí chấp nhận tính năng theo FEMA 356 [7]

Tính năng giới hạn chấp nhận được đánh giá qua hai tiêu chí: (1) giới hạn kết cấu tổng thể và (2) giới hạn kết cấu cho các cấu kiện.

(1) Tiêu chí đánh giá tổng thể kết cấu: Bao gồm chuyển vị lệch tầng tức thời lớn nhất, chuyển vị lệch tầng dư và sự suy giảm độ cứng tầng.

a) Chuyển vị lệch tầng

Chuyển vị lệch tầng tức thời lớn nhất (Peak transient drift): đối với mỗi tầng, giá trị trung bình của chuyển vị lệch tầng lớn nhất từ các kết quả phân tích theo các giản đồ gia tốc đang xét không được vượt quá 0.03, đồng thời trị lớn nhất do bất kỳ giản đồ nào gây ra cũng không được vượt quá 0.045.

Bảng 1. Tiêu chí chấp nhận tổng thể

	Mức tính năng			
Chuyển vị lệch tầng giới hạn	Tiếp tục sử dụng - IO	Kiểm soát phá hoại - DC	An toàn tính mạng - LS	Ngăn ngừa sụp đổ - CP
Chuyển vị lệch tầng lớn nhất	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_t}{P_t}$
Chuyển vị dẻo lệch tầng lớn nhất	0.005	0.005-0.015	Không xét	Không xét

Chuyển vị lệch tầng dư (Residual drift): đối với mỗi tầng, giá trị trung bình của chuyển vị lệch tầng dư từ kết quả phân tích tích theo các giản đồ gia tốc đang xét không được vượt quá 0.01, đồng thời giá trị lớn nhất không được vượt quá 0.015. Yêu cầu về giới hạn chuyển vị lệch tầng thể hiện ở Bảng 1.

b) Sự suy giảm độ cứng tầng

Trong mọi phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian, biến dạng của mỗi tầng không được gây ra sự suy giảm độ cứng tầng vượt quá 20% so với độ cứng ban đầu.

(2) Tiêu chí đánh giá cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép:

Ghi chú: Khi một trong các điều kiện trên xuất hiện đồng thời thì lấy giá trị nhỏ nhất trong Bảng; Ký hiệu C, NC trong Bảng có nghĩa là thỏa mãn hoặc không thỏa mãn yêu cầu về cốt đai của tiêu chuẩn. Nếu khoảng cách cốt đai trong vùng khớp dẻo $\leq d/3$ hoặc khả năng chịu cắt của cốt đai lớn hơn hoặc bằng $3/4$ khả năng chịu cắt thiết kế của tiết diện thì được xem là thỏa mãn tiêu chuẩn, ngược lại được xem là không thỏa mãn. Cho phép tiến hành nội suy tuyến tính. và lần lượt là hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén; là hàm lượng cốt thép ở trạng thái cân bằng; và d lần lượt là chiều rộng và chiều cao của tiết diện; V: là lực cắt thiết kế; là cường độ chịu nén của mẫu trụ tròn ở tuổi 28 ngày.

Giới hạn cấu kiện như các phần tử dầm, cột, sàn, vách cùng các liên kết các loại được đánh giá dựa trên khả năng xoay dẻo của khớp dẻo (plastic hinge rotation capacities) được thể hiện trong [7]. Trong nghiên cứu này, tham số và bảng đánh giá khớp xoay dẻo xảy ra trên dầm bê tông cốt thép được trình bày ở Bảng 2, các giá trị cho các cấu kiện khác như cột, vách người đọc xem thêm trong [7].

3. Phân tích phi tuyến khung bê tông cốt thép theo phương pháp DCM

3.1. Mô hình khung bê tông cốt thép

Trong phần này, xét một kết cấu khung BTCT (cột khở

Bảng 2. Tiêu chí đánh giá cấu kiện dầm bê tông cốt thép

Điều kiện	Tham số mô hình hóa			Tiêu chí chấp nhận				
	Góc xoay dẻo (rad)		Tỷ số cường độ dư	Góc xoay dẻo (rad)				
	a	b	c	IO	LS	CP		
1. Dầm phá hoại do uốn								
$\frac{\rho - \rho_{sd}}{\rho_{sd}}$	Cốt đai	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005

– dầm yếu) có 8 tầng có nhịp có nhịp đều 6m, chiều cao mỗi tầng là 3.6m. Tải trọng tác dụng lên khung có tính tải (cầu tạo kiến trúc, tường xây và trọng lượng bản thân kết cấu) và hoạt tải sử dụng được xác định theo TCVN 2737:1995 [9] với các giá trị như sau: Tĩnh tải cầu tạo kiến trúc 30kN/m, tĩnh tải tường xây trên tất cả các dầm là 15 kN/m, trọng lượng bản thân kết cấu mô hình SAP2000 tự động tính toán và hoạt tải sử dụng 15kN/m. Vật liệu bê tông sử dụng cho kết cấu có cấp bền B22.5 (M300), cốt thép sử dụng loại CB400 theo TCVN 5574 – 2018 [10].

Địa điểm xây dựng công trình tại Quận Hoàng Mai – Thành phố Hà Nội có gia tốc đỉnh nền $a_{gR}=0.1001g_R$, đất nền xem xét là loại D có phổ phản ứng đàn hồi và thiết kế theo TCVN 9386-2012 [1], hệ số cản nhớt kết cấu là 0.05. Kích thước cấu kiện cho khung gồm cột và dầm được thiết kế theo các Tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành và kiểm tra các yêu cầu về thiết kế kháng chấn theo TCVN 9386-2012 [1]. Cốt thép cho cột và dầm của khung được bố trí theo Bảng 3.

Phân tích tĩnh lực ngang tương đương theo TCVN 9386 – 2012 [1] để phân phối tải ngang lên các tầng. Thực hiện đẩy dần (pushover) tìm đường cong khả năng.

Tổng lực cắt đáy:

Bảng 3. Bố trí cốt thép dầm – cột khung 8 tầng theo TCVN 5574 – 2018

Cấu kiện	Tiết diện		Bố trí cốt thép			Thép đai
	b (mm)	h (mm)	A_{st}	Lớp dưới A_s	Lớp trên A_s	
Dầm tầng 1 - 5	300	650		3φ20	5φ20	φ8a100
Dầm tầng 6 - 7	300	650		3φ18	5φ18	φ8a100
Dầm tầng 8	300	600		3φ18	3φ20	φ8a100
Cột giữa tầng 1-3	500	500	16φ18			φ8a150
Cột giữa tầng 3-6	450	450	12φ18			φ8a150
Cột giữa tầng 6-8	400	400	8φ18			φ8a150
Cột biên tầng 1-3	450	450	12φ18			φ8a150
Cột biên tầng 3-6	450	450	8φ18			φ8a150
Cột biên tầng 6-8	400	400	8φ16			φ8a150

$$V = S_a(T)W\lambda \quad (3)$$

$$F_x = V \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (4)$$

3.2. Kết quả phân tích và đánh giá tính năng

Thực hiện đẩy dần tĩnh phi tuyến với toàn bộ tải trọng tĩnh tải và hoạt tải xét đến hệ số chiết giảm là 0.24 theo TCVN 9386-2012 [1] và tải trọng ngang theo phân tích tĩnh lực ngang tương đương. Mô hình khớp dẻo mặc định trong SAP2000 theo FEMA 356 [7] cho phần tử dầm (M3) và cột (PMM) như đã được trình bày ở phần trên. Mô hình xét đến ảnh hưởng hiệu ứng P-Δ.

Các bước tính toán trong SAP2000 [8] cơ bản như sau:

Bước 1: Trong SAP2000 [8] gán các thông số khớp dẻo theo FEMA 356 [7] cho phần tử cột xét cả lực dọc và mô men theo hai phương P – M2 – M3 (PMM) và phần tử dầm xét mô men chịu uốn trong mặt phẳng làm việc M3 (M).

Bước 2: Xác định vị trí khớp dẻo cho tất cả phần tử dầm, cột của khung BTCT.

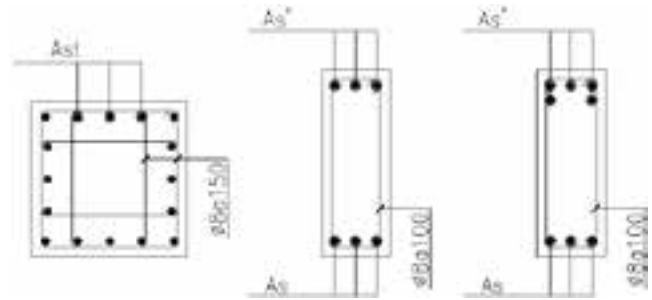
Bước 3: Khai báo tải trọng tĩnh phi tuyến đẩy dần. Thông thường gian đoạn ban đầu đẩy dần của tải trọng theo phương trọng lực (tĩnh tải và hoạt tải có xét đến hệ số chiết giảm), tiếp theo đẩy dần xét đến tải ngang do động đất gây ra. Đồng thời khai báo loại phân tích là kiểm soát lực hoặc chuyển vị.

Bước 4: Chạy mô hình tĩnh phi tuyến đẩy dần

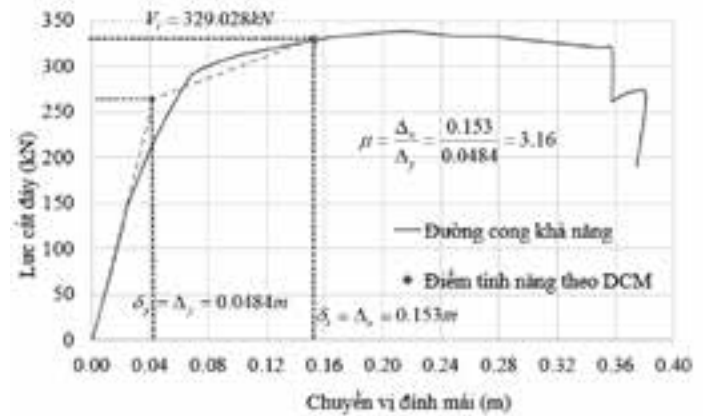
Bước 5: Xem kết quả gồm đường cong đẩy dần của chuyển vị đỉnh mái và lực cắt đáy.

Bước 6: Xem hình dạng chuyển vị của các bản lề xoay dẻo ở từng bước đẩy dần, giá trị của điểm tính năng theo FEMA 356 [7].

Bước 7: Xuất giá trị chuyển vị ở điểm tính năng, đánh giá mức tính năng công trình và các cấu kiện của công trình đang xét. Thiết kế cốt thép cho các cấu kiện theo nội lực tại điểm tính năng.

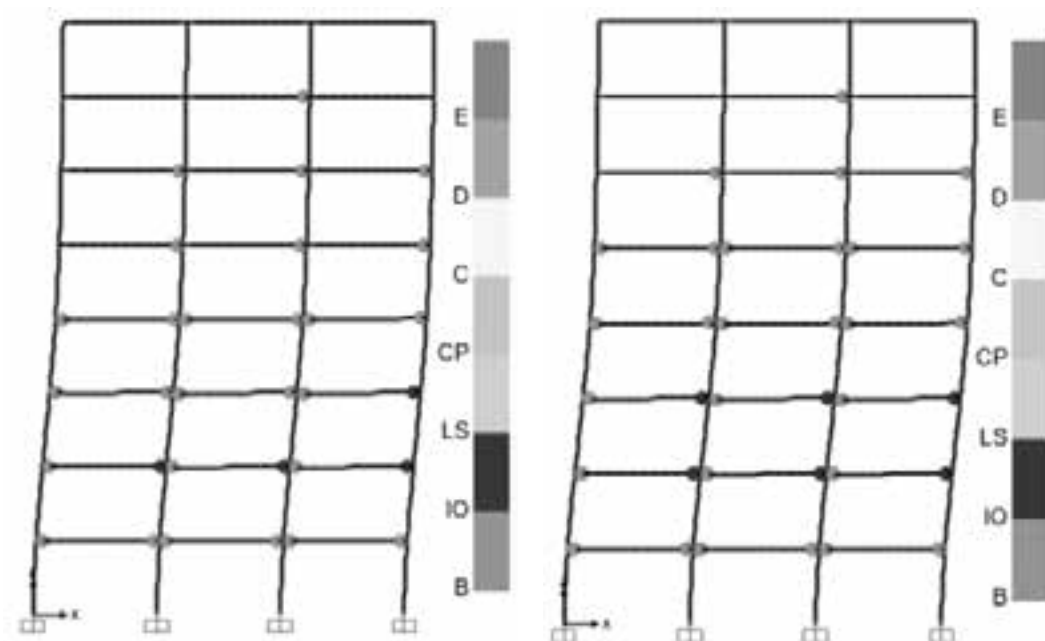


Hình 3: Bố trí cốt thép dầm – cột



Hình 4. Đường cong khả năng từ đẩy dần tĩnh phi tuyến và điểm tính năng theo phương pháp DCM được tính từ SAP2000

Đường cong khả năng của phương pháp đẩy dần và điểm tính năng theo phương pháp DCM được tính toán trực tiếp từ SAP2000 thể hiện ở Hình 4. Điểm tính năng tương ứng với bước 24 của đẩy dần phi tuyến. Kết quả dạng chuyển vị và đánh giá cấu kiện cột và dầm tại vị trí các khớp xoay dẻo được thể hiện ở Hình 5 tại bước đẩy dần thứ 13 và 14. Giữa



Hình 5. Dạng chuyển vị bước 13 và 14 của điểm tính năng

bước thứ 13 và 14, chuyển vị đỉnh có giá trị 0.153m tại điểm tính năng đang xét.

Điểm tính năng theo phương pháp hệ số chuyển vị của FEMA 356 xác định được: $V = 329.028\text{kN}$ và $\Delta_{\text{roof}} = 0.153\text{m}$.

$$\frac{\Delta_{\text{roof}}}{H} = \frac{0.153}{28.8} = 0.0053 < 0.01$$

Dựa vào Bảng 1 ta đánh giá tổng thể kết cấu đạt “Kiểm soát phá hoại DC”

Trong đó: $H = 28.8\text{m}$ là chiều cao đỉnh khung tính từ điểm đặt tác động của lực động đất gây ra.

4. Kết luận

Trong nghiên cứu này, một kết cấu khung bê tông cốt thép được đánh giá tính năng theo phương pháp thiết kế

PBSD dựa trên phân tích tĩnh phi tuyến và phương pháp Hệ số chuyển vị - DCM để xác định điểm tính năng. Mô hình số được thực hiện để đánh giá kết cấu theo tiêu chí tổng thể kết cấu và chi tiết các tiết diện nguy hiểm của cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép.

Phương pháp thiết kế dựa theo tính năng phân tích kết cấu làm việc ngoài miền đàn hồi, từ đó đánh giá trạng thái kết cấu. Do đó, kỹ thuật phân tích nói chung phức tạp, khó khăn đối với kỹ sư thiết kế. Bài báo đã hệ thống lý thuyết và trình bày phương pháp áp dụng cụ thể cho việc áp dụng phương pháp này vào thực hành thiết kế, đây là một công cụ hữu ích giúp mở rộng cho việc đưa phương pháp thiết kế theo tính năng và giúp nâng cao độ tin cậy trong thiết kế kháng chấn công trình nói chung./.

Tài liệu tham khảo

1. TCVN 9386:2012, "Thiết kế công trình chịu động đất," Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng - Bộ Xây dựng, 2012.
2. Nguyễn Lê Ninh, "Động đất và thiết kế công trình chịu động đất," Nhà xuất bản Xây dựng, 2007.
3. UCB-97, "Uniform Building Code," USA, 1997.
4. ASCE 41, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings," American Society of Civil Engineer, 2006.
5. Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance," The European Union, 1998.
6. ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings," in Applied Technology Council, Redwood City (CA), 1996.
7. FEMA-356, "Pre-standard and commentary for seismic rehabilitation of buildings," in Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000.
8. CSI. SAP2000 V-16, "Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual," Computers and Structures Inc, Berkeley (CA, USA), 2016.
9. TCVN 2737 - 1995, "Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế," 1995.
10. TCVN 5574:2018, "Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế," in Bộ Khoa học và Công nghệ, 2018.

Phân tích nguyên nhân sự cố gãy, đổ cột điện bê tông ly tâm...

(tiếp theo trang 42)

thiết kế kết cấu bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thử tải chỉ phục vụ bước nghiệm thu sản phẩm, đưa vào lắp dựng đại trà, tuyệt nhiên không được dùng để thay thế công tác thiết kế kết cấu.

- Hiệu ứng gió giật trên cấp 12 trong các cơn bão, thời gian sử dụng cột dài hơn giả định 15 năm khi thiết kế, sơ đồ phân tích P-delta... cần quan tâm trong thiết kế công trình đường dây tải điện trên không để tăng độ an toàn, kiểm soát chất lượng kết cấu./.

Tài liệu tham khảo

1. QCVN 02:2009/BXD, Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng. Bộ Xây dựng, 2009.
2. TCVN 2737:1995, Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế. Bộ KH&CN, 1995.
3. Quy định kỹ thuật điện nông thôn QĐKT.ĐNT-2006. Bộ Công nghiệp, 2006.
4. Tập đoàn Điện lực Việt Nam, Quy định về công tác Thiết kế dự án lưới điện phân phối cấp điện áp đến 35kV. Quyết định số 1299/QĐ-EVN, 03/11/2017.
5. TCVN 5574:2012. Kết cấu bê tông và BTCT- Tiêu chuẩn thiết kế. Bộ KH&CN, 2012.
6. TCVN 5574:2018. Kết cấu bê tông và BTCT- Tiêu chuẩn thiết kế. Bộ KH&CN, 2018.
7. Institute of Electrical and Electronics Engineers, IEEE C2: National Electrical Safety Code, The Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc. 345 East 47th Street, New York, NY 10017-2394, USA. 2nd Printing Corrected Edition, 7 September 1999.
8. Viện KHCN Xây dựng, Kết quả khảo sát thiệt hại của một số công trình xây dựng sau cơn bão số 1 năm 2016, Báo cáo nhanh của Viện KHCN Xây dựng - Bộ Xây dựng, Tháng 8/2016.
9. Phạm Minh Hà và nhiều người khác, Nghiên cứu, đánh giá nguyên nhân hư hỏng của các cột điện bê tông cốt thép ly tâm do gió bão và đề xuất giải pháp khắc phục, Đề tài NCKH cấp Bộ Xây dựng, Mã số RD-19. , 2019.
10. Kỳ Nam, Gắn 1.900 trụ điện gãy đổ trong bão 12, Người lao động Online, 2017. (<http://nld.com.vn/thoi-su/vi-sao-gan-1900-tru-dien-gay-do-trong-bao-12-20171117124453296.htm>).
11. TCVN 5846:1994, Cột điện bê tông cốt thép ly tâm - Kết cấu và kích thước. Bộ KH&CN.
12. TCVN 5847:1994. Cột điện bê tông cốt thép ly tâm - Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử. Bộ KH&CN, 1994.
13. TCVN 5847:2016. Tiêu chuẩn quốc gia cột điện bê tông cốt thép ly tâm. Bộ KH&CN.
14. Sriram K., Prasad Y., Design of Electrical Transmission Lines. Vol1. CRC Press, Taylor & Francis Group, London, UK, 90-99, 2017.

Ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông đến ứng xử uốn của dầm bê tông cốt thép

The effect of steel fiber percentage in concrete on the flexural behavior of the reinforced concrete beam

Lê Phước Lành⁽¹⁾, Nguyễn Văn Quang⁽²⁾, Nguyễn Trung Hiếu⁽³⁾

Tóm tắt

Bê tông cốt sợi thép là sự kết hợp của bê tông và sợi thép chịu lực, với những ưu điểm như tăng độ dẻo cho kết cấu bê tông, khâu lại các vết nứt, tăng cường khả năng chống mài mòn và cải thiện các đặc trưng cơ học của vật liệu sau giai đoạn nứt. Bài báo này trình bày nghiên cứu thực nghiệm ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông đến ứng xử uốn của dầm bê tông cốt thép (BTCT) sử dụng bê tông cốt sợi thép. 02 nhóm mẫu dầm BTCT (mỗi nhóm 02 dầm) có cùng kích thước hình học và cấp cường độ bê tông, được chế tạo với hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông lần lượt là 0.4%, 0.6% theo thể tích và được thí nghiệm uốn bốn điểm. Kết quả thực nghiệm thu được cho phép làm rõ ứng xử uốn của dầm BTCT sử dụng bê tông cốt sợi thép, cũng như vai trò của hàm lượng cốt sợi thép đến sự phân tán các vết nứt do uốn, hạn chế độ mở rộng của vết nứt và tăng cường độ cứng của dầm sau nứt.

Từ khóa: Bê tông cốt sợi thép, Sợi thép, Vết nứt, Độ võng, Biến dạng

Abstract

Fiber reinforced concrete is the mixture of concrete and steel fiber, which has advantages such as increasing the ductility of concrete structure, sealing cracks, enhancing wear resistance, and improving the mechanical properties of the material after the cracking stage. The paper presents an experimental study of steel fiber percentage affecting on the flexural behavior of reinforced concrete (RC) beam using fiber reinforced concrete. 02 groups of RC beam samples (each one has 02 beams) have identical cross-sections and the strength of concrete, manufactured with the steel fiber percentage of 0.4% and 0.6% by volume, respectively, and tested in four-point bending. The obtained result of the experiment allows clarifying the flexural behavior of RC beam using fiber reinforced concrete and the vital role of steel fiber percentage in dispersing flexural cracks, limiting crack expansion, and enhancing the post-cracking beam stiffness.

Key words: Fiber reinforced concrete, Steel fiber, Cracks, Deflection, Strain

(1) ThS, khoa XDDD&CN, ĐH Xây dựng Hà Nội,
Email: lanhl@huce.edu.vn

(2) ThS, khoa XDDD&CN, ĐH Xây dựng Hà Nội,
Email: quangnv@huce.edu.vn

(3) PGS.TS, khoa XDDD&CN, ĐH Xây dựng Hà Nội,
Email: hieunt@huce.edu.vn

Ngày nhận bài: 29/03/2022

Ngày sửa bài: 19/04/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

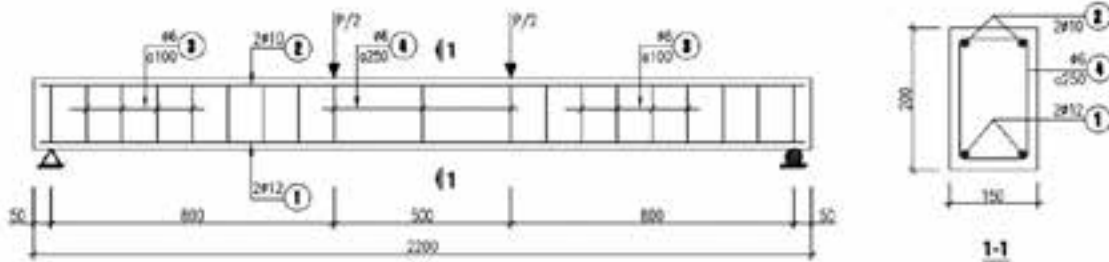
1. Tổng quan

Hiện tượng nứt trên kết cấu BTCT là nguyên nhân chủ yếu làm giảm tuổi thọ của công trình. Vết nứt trên bê tông do nhiều nguyên nhân gây ra (do tải trọng, do biến dạng nhiệt, do biến dạng co ngót của bê tông bị ngăn cản...) ảnh hưởng đến sự an toàn của kết cấu. Kết cấu BTCT là sự kết hợp giữa vật liệu bê tông và vật liệu cốt thép. Vật liệu bê tông nói riêng và các loại vật liệu gốc xi măng nói chung đều có điểm chung là khả năng chịu kéo và khả năng biến dạng kém. Do vậy, vấn đề nứt là hiện tượng khá phổ biến trong kết cấu bê tông và BTCT. Khe nứt được hình thành khi trong bê tông xuất hiện ứng suất kéo vượt qua khả năng chịu kéo của bê tông [1], làm ảnh hưởng đến độ cứng, năng lượng hấp thụ, chống thấm và độ bền lâu của kết cấu. Ngày nay, có nhiều phương án kết cấu và vật liệu được đưa ra để giảm thiểu những ảnh hưởng của vấn đề nứt như sử dụng chất phụ gia chống co ngót, sử dụng kết cấu bê tông ứng lực trước. Tuy nhiên, những phương pháp này không thể phát huy hết hiệu quả trong mọi trường hợp. Do đó, để khắc phục được những hạn chế bề rộng vết nứt trong kết cấu BTCT, thì vật liệu cốt sợi đã được nghiên cứu sử dụng trong các kết cấu BTCT sử dụng bê tông cốt sợi, nhằm tăng độ bền vững cho kết cấu. Theo định nghĩa của ACI 544.1R [2], bê tông cốt sợi là loại bê tông được sản xuất từ xi măng, cát, đá, nước và vật liệu cốt sợi. Hiện nay, trên thị trường có nhiều loại cốt sợi như sợi thép, sợi thủy tinh, sợi tổng hợp hay sợi tự nhiên, mỗi loại sợi sẽ quyết định đến một số tính chất riêng biệt của loại bê tông cốt sợi. Sản phẩm bê tông cốt sợi được ứng dụng rộng rãi trong nhiều công trình như nhà ở, nhà công nghiệp, đường hầm, cầu...

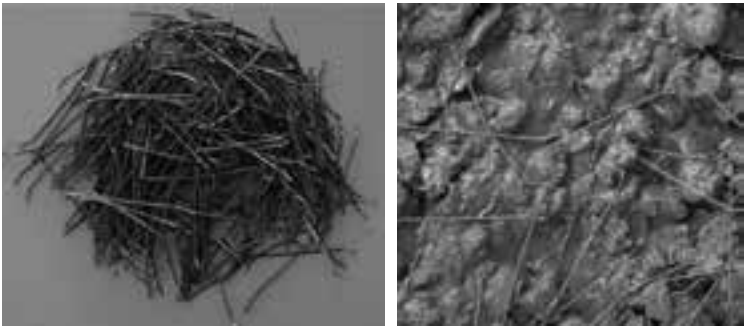
Các đặc trưng cơ học của vật liệu bê tông cốt sợi thép phụ thuộc vào đặc tính của bê tông, hình dạng, kích thước, sự phân bố của cốt sợi thép trong bê tông và sự tương tác của bê tông và cốt sợi thép... cũng như hàm lượng của cốt sợi thép trong bê tông. Trong đó, yếu tố hình dạng cốt sợi thép có ý nghĩa quan trọng, khi sử dụng cốt sợi thép uốn móc hai đầu sẽ làm tăng độ liên kết của cốt sợi thép và bê tông. Sự phân bố và hướng phân bố của cốt sợi thép ảnh hưởng đến khả năng khâu nối các vết nứt, tác động đến khả năng làm việc của kết cấu sau giai đoạn nứt.

Nghiên cứu thực nghiệm về bê tông cốt sợi thép đã được nhiều nghiên cứu trong và ngoài nước tiến hành, trong đó một số nghiên cứu điển hình được trình bày trong các tài liệu [3], [4], [5]. Các kết quả thu được cho thấy, giải pháp sử dụng vật liệu cốt sợi thép có hiệu quả cải thiện các đặc trưng cơ học của vật liệu bê tông sau giai đoạn nứt. Tuy nhiên, mức độ ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông đến ứng xử làm việc của kết cấu là khác nhau. Theo Armon Bentur và Sidney Mindess [6], khi hàm lượng cốt sợi thép quá nhỏ (nhỏ hơn 0,1% theo thể tích) thì không có sự khác biệt lớn giữa bê tông cốt sợi thép và bê tông thường. Do vậy, tác giả đã lựa chọn hàm lượng cốt sợi thép trong nghiên cứu này là 0.4% và 0.6% theo thể tích.

Nội dung của bài báo này trình bày nghiên cứu thực nghiệm ứng xử uốn của dầm BTCT sử dụng bê tông cốt sợi thép, với các hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông thay đổi lần lượt là 0.4% và 0.6% theo thể tích. Nghiên cứu được thực hiện tại Phòng Thí nghiệm và Kiểm định công trình - Trường Đại học Xây dựng Hà Nội. Những kết quả thu được góp phần làm rõ ứng xử cũng như khả năng áp dụng



Hình 1. Chi tiết cấu tạo các mẫu đầm thí nghiệm



Hình 2. Hình ảnh về cốt sợi thép và bê tông cốt sợi thép

hàm lượng cốt sợi thép của vật liệu bê tông cốt sợi thép trên kết cấu công trình.

2. Nghiên cứu thực nghiệm

2.1. Mẫu thí nghiệm và vật liệu chế tạo

Trong nghiên cứu này, 02 nhóm mẫu đầm BTCT (mỗi nhóm 02 đầm) có cùng kích thước hình học, cấu tạo cốt thép và cường độ bê tông được chế tạo, khác nhau về hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông. Nhóm mẫu đầm 1 gồm 02 mẫu đầm, ký hiệu D1-1, D1-2, và nhóm mẫu đầm 2 gồm 02 mẫu đầm, ký hiệu D2-1, D2-2 sử dụng hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông lần lượt là 0.4%, 0.6% theo thể tích. Các mẫu đầm thí nghiệm có chiều dài $L = 2200\text{mm}$, kích thước tiết diện mặt cắt ngang của mẫu là $b \times h = 150\text{mm} \times 200\text{mm}$, cốt thép dọc chịu lực vùng kéo là $2\Phi 12$ ($A_s = 2.26\text{cm}^2$), cốt thép dọc vùng chịu nén là $2\Phi 10$ ($A'_s = 1.57\text{cm}^2$), và cốt thép đai là $\Phi 6$ khoảng cách 100 mm ở vùng từ lực tập trung đến gối tựa. Cốt thép chế tạo các mẫu đầm thuộc mác thép CB300-V.

Bảng 1. Đặc trưng cơ lý của cốt sợi thép trong nghiên cứu

Đường kính sợi thép D	0.75mm
Chiều dài sợi thép l	50mm
Tỷ lệ l/D	67
Số lượng sợi thép trên 01 kg cốt sợi	5700
Cường độ chịu kéo R_m	> 1100 Mpa
Biến dạng cực hạn ϵ_u	< 4%

Bảng 2. Cấp phối vật liệu chế tạo cho 1m^3 bê tông cốt sợi thép (kg/m^3)

Xi măng PCB40 (kg)	Cát (kg)	Đá 1x2 (kg)	Nước (kg)	Phụ gia siêu dẻo (kg)	Cốt sợi thép (kg)		Cường độ chịu nén R28 (Mpa)	
					Hàm lượng cốt sợi thép 0.4%	Hàm lượng cốt sợi thép 0.6%	Hàm lượng cốt sợi thép 0.4%	Hàm lượng cốt sợi thép 0.6%
460	880	920	171	5	31.4	47.1	51	56

Bê tông cốt sợi thép chế tạo các mẫu đầm có mác M500 (B40). Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép dọc chịu lực là $c = 20\text{mm}$. Chi tiết cấu tạo các mẫu đầm thí nghiệm được trình bày trong Hình 1.

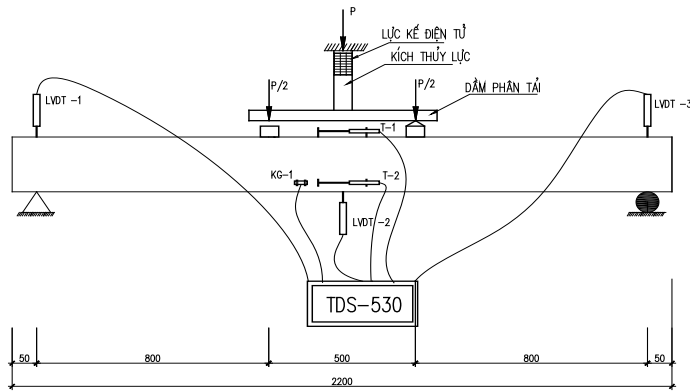
Vật liệu cốt sợi thép được sử dụng trong nghiên cứu do tập đoàn Maccaferri (Italia) sản xuất và được Công ty Cổ phần Getecco phân phối ở Việt Nam. Sợi thép có tiết diện tròn, chiều dài $l = 50\text{mm}$, có móc ở hai đầu để tăng độ bám dính với bê tông (Hình 2). Các đặc trưng cơ lý của cốt sợi thép được trình bày trong Bảng 1.

Trong phạm vi nghiên cứu tác giả đã lựa chọn cốt sợi thép không liên tục có chiều dài $l = 50\text{mm}$, cốt liệu đá lớn nhất trong cấp phối bê tông có đường kính $D_{\max} = 20\text{mm}$ [7-9]. Cấp phối vật liệu bê tông chế tạo hai nhóm mẫu đầm được trình bày trong Bảng 2. Kết quả thu được giới hạn chảy của cốt thép $\Phi 12$, $\Phi 10$ lần lượt là 330 Mpa và 320 Mpa. Các thí nghiệm đều được thực hiện trên các mẫu thử ở tuổi 28 ngày.

2.2. Tiến hành thí nghiệm

Trên Hình 4 trình bày sơ đồ thí nghiệm các mẫu đầm. Các mẫu đầm được thí nghiệm theo sơ đồ đầm đơn giản (kề mẫu thí nghiệm lên 01 gối tựa cố định và 01 gối tựa di động), chịu tác dụng của hai lực tập trung, mỗi lực tập trung có giá trị là $P/2$. Để tạo ra tải trọng tập trung tác dụng lên đầm trong khi thí nghiệm, sử dụng kích thủy lực (loại 20 tấn) kết hợp với hệ đầm phân tải, giá trị tải trọng tập trung đầu kích là P được đo bằng lực kế điện tử (load cell) được kết nối với bộ xử lý số liệu Data – Logger TDS - 530, thông qua hệ đầm phân tải sẽ phân thành hai lực tập trung, mỗi lực tập trung có giá trị là $P/2$ tác dụng lên đầm thí nghiệm.

Độ võng của đầm thí nghiệm được đo bằng 03 thiết bị cảm biến chuyển vị LVDT. Hai cảm biến chuyển vị LVDT-1 và LVDT-3 được bố trí ở hai gối tựa của đầm để đo độ lún của gối tựa, và 01 cảm biến chuyển vị LVDT - 2 được bố trí ở vị trí giữa đầm. Dưới tác dụng của tải trọng, bề rộng vết nứt đầu tiên trên đầm xuất hiện được đo bằng thiết bị kính soi nứt quang học chuyên dụng nhãn hiệu JKX do Trung Quốc sản xuất, có độ chính xác 0.01mm. Sau khi đo vết nứt đầu tiên, tiến hành gắn thiết bị đo nứt chuyên dụng ký hiệu N1 (Hệ số khuếch đại $K = 10^3$) do Nhật Bản sản xuất để đo bề rộng vết nứt một cách liên tục theo các cấp tải trọng. Biến dạng



Hình 3. Sơ đồ thí nghiệm uốn 04 điểm các mẫu dầm

nén và biến dạng kéo của bê tông được đo bằng 02 thiết bị đo biến dạng lần lượt là T1 và T2, với chuẩn đo $L_0=200\text{mm}$, trong đó biến dạng kéo của bê tông được đo tại cao trình cốt thép, cách mép biên chịu kéo của bê tông là 25mm. Tất cả các thiết bị đo được kết nối với bộ xử lý số liệu Data – Logger TDS-530 và máy tính và được đo đạc tự động theo thời gian (Hình 3).

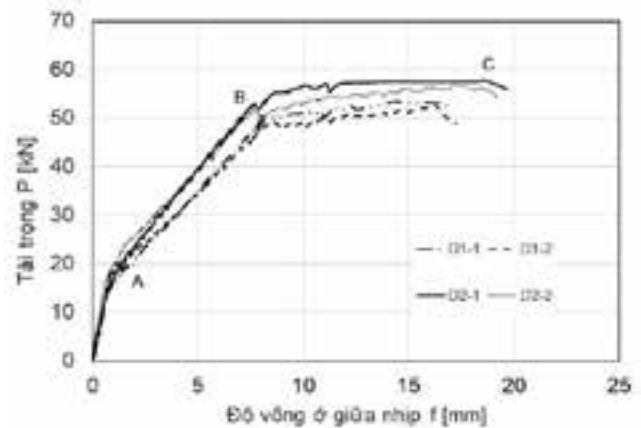
2.3. Phân tích và đánh giá kết quả thí nghiệm

2.3.1. Quan hệ tải trọng và độ võng của các mẫu dầm thí nghiệm

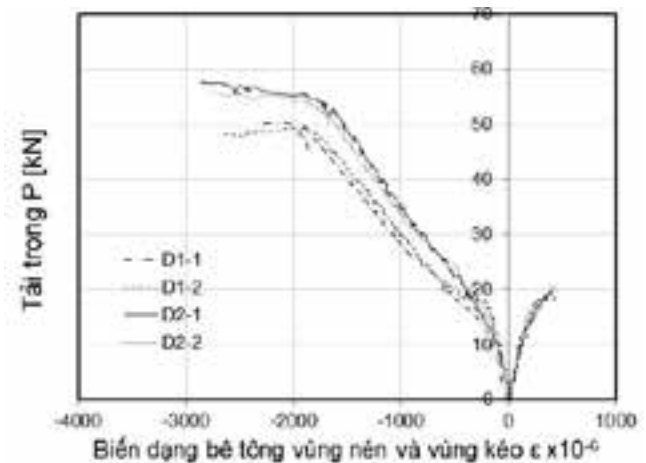
Trên Hình 4 trình bày các biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng ($P - f$) của 04 mẫu dầm thí nghiệm. Các giá trị tải trọng và độ võng đặc trưng của các mẫu dầm thí nghiệm được trình bày ở Bảng 3. Có thể nhận thấy, sự làm việc của các mẫu dầm BTCT đều có chung các giai đoạn sau:

Giai đoạn OA: Quan hệ tải trọng và độ võng của các mẫu dầm thí nghiệm gần như tuyến tính, bê tông và cốt thép cùng tham gia làm việc chung. Tại điểm A có sự thay đổi độ dốc đầu tiên của đường cong quan hệ tải trọng – độ võng cho phép xác định được tải trọng gây nứt đầu tiên trên các mẫu dầm thí nghiệm. Kết quả thu được cho thấy tải trọng gây vết nứt đầu tiên trên các dầm D1-1, D1-2, D2-1, D2-2 lần lượt là 16.4 kN, 17.6 kN, 18.1 kN và 17.8 kN. Như vậy, nhóm mẫu dầm 2 nứt chậm hơn so với nhóm mẫu dầm 1, điều này có thể được giải thích do sự có mặt của cốt sợi thép, hàm lượng cốt sợi thép càng tăng sẽ làm chậm lại sự xuất hiện của vết nứt đầu tiên trên dầm. Tuy nhiên sự chênh lệch tải trọng gây nứt đầu tiên của hai nhóm mẫu dầm nghiên cứu là không nhiều (tăng 5.6%), bởi hàm lượng cốt sợi thép không làm cải thiện ứng suất kéo trong bê tông (Hình 5).

Giai đoạn AB: Sau khi các mẫu dầm thí nghiệm xuất hiện vết nứt, độ dốc của biểu đồ ($P - f$) thay đổi, cho thấy các dầm thay đổi độ cứng làm cho độ võng của các mẫu dầm tăng nhanh, với cùng một giá trị tải trọng thì độ võng của các mẫu dầm D2-1, dầm D2-2 nhỏ hơn các mẫu dầm D1-1, dầm D1-2. Tại độ võng cho phép của các dầm $[f] = L/150$ [10], từ biểu đồ ($P - f$) xác định được giá trị tải trọng tác dụng lên nhóm dầm 1 (D1-1, D1-2) lần lượt là 52.88 kN, 50.58 kN (có giá trị trung bình của tải trọng là 51.73 kN), nhóm dầm 2 (D2-1, D2-2) lần lượt là 57.58 kN, 55.48 kN (có giá trị trung bình của tải trọng là 56.53 kN), khi đó có tỷ số là 1.1 lần, điều này cho thấy hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông tăng lên làm tăng khả năng chịu lực của dầm; đồng thời tăng độ cứng của dầm, thông qua việc giảm độ võng của nhóm dầm 2 so với nhóm dầm 1. Điều này được giải thích bằng việc cốt sợi có nhiệm vụ làm giảm sự phát triển của bề rộng vết nứt, và phân tán ra nhiều vết nứt nhỏ, nên độ cứng của dầm sẽ tăng lên. Như vậy, hàm lượng cốt sợi trong bê tông sẽ tỷ thuận



Hình 4. Quan hệ tải trọng – độ võng của các mẫu dầm thí nghiệm

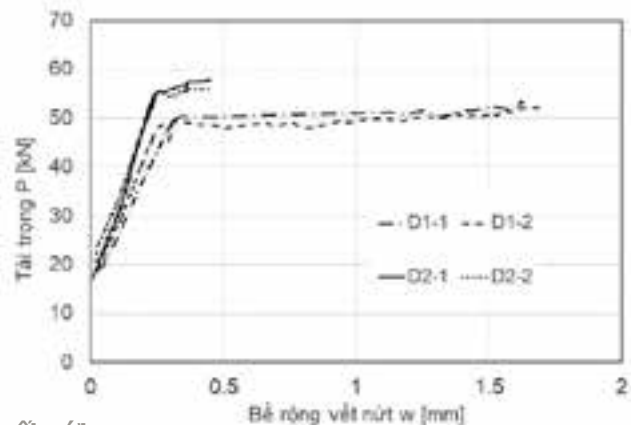
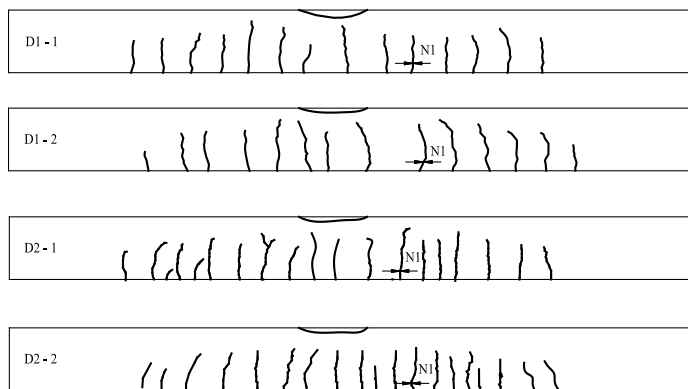


Hình 5. Quan hệ tải trọng và biến dạng của bê tông vùng nén và vùng kéo trên các mẫu dầm

với độ cứng của dầm.

Tại điểm B có sự thay đổi độ dốc của đường cong, là thời điểm cốt thép trong dầm bị chảy dẻo. Kết quả thu được tải trọng gây chảy dẻo cốt thép P_{pl} trên các mẫu dầm D1-1, D1-2, D2-1, D2-2 lần lượt là: 49.1 kN, 49.4 kN, 52.4 kN, 51.8 kN, khi đó tỷ số tải trọng trung bình của nhóm mẫu dầm 2 so với nhóm mẫu dầm 1 là 1.06 lần. Điều này cho thấy, vai trò của cốt sợi thép trong việc khâu lại các vết nứt, làm chậm sự chảy dẻo của cốt thép. Hàm lượng cốt sợi thép càng cao, càng làm tăng tải trọng gây ra chảy dẻo cốt thép.

Giai đoạn BC là giai đoạn bê tông vùng nén tham gia làm việc, tuy nhiên có thể nhận thấy sự tham gia làm việc



Hình 6. Phân bố nứt và quan hệ giữa tải trọng và bề rộng vết nứt

của bê tông vùng nén là không đáng kể. Từ đồ thị trên hình 4 nhận thấy, cùng một giá trị tải trọng thì độ võng của nhóm mẫu dầm 2 nhỏ hơn nhóm mẫu dầm 1. Điều này được giải thích, cốt sợi thép làm tăng khả năng làm việc chịu nén của bê tông, hàm lượng cốt sợi càng cao thì biến dạng nén của bê tông càng nhỏ, được thể hiện trên đồ thị Hình 5. Ngoài ra, hàm lượng cốt sợi thép cao sẽ làm tăng độ dẻo cho kết cấu, điều này được thấy rõ miền làm việc BC của nhóm mẫu dầm 2 nhiều hơn so với nhóm mẫu dầm 1. Điểm C ứng với thời điểm bê tông vùng nén bị ép vỡ, cho phép xác định tải trọng cực hạn gây phá hoại dầm, P_{ul} .

Bảng 3. Đặc trưng cơ lý của cốt sợi thép trong nghiên cứu

Mẫu thí nghiệm	Tải trọng nứt đầu tiên P_n (kN)	Tải trọng cốt thép bị chảy dẻo P_{pl} (kN)	Tải trọng phá hủy mẫu P_{ul} (kN)	Tải trọng ứng với độ võng cho phép $[f] = L/150$	Độ võng f_{max} (mm)
D1-1	16.40	49.10	53.30	52.88	16.5
D1-2	17.60	49.40	52.68	50.58	16.3
D2-1	18.10	52.40	57.50	57.58	16.0
D2-2	17.80	51.80	56.10	55.48	15.1

2.3.2. Quan hệ tải trọng và biến dạng của bê tông trên các mẫu thí nghiệm

Trên Hình 5 trình bày các biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và biến dạng của bê tông vùng kéo và vùng nén ($P - \epsilon$) trên 04 mẫu dầm thí nghiệm. Có thể nhận thấy, trong giai đoạn đầu làm việc của dầm khi dầm chưa có vết nứt (ứng với tải trọng nhỏ), giá trị biến dạng nén của bê tông trên các mẫu dầm là không có sự thay đổi nhiều, giá trị biến dạng kéo của bê tông trên các mẫu dầm ứng với cùng một giá trị tải trọng là không có sự khác biệt lớn. Như vậy, hàm lượng cốt sợi thép tăng lên không ảnh hưởng nhiều đến ứng suất kéo trong bê tông của kết cấu BTCT. Khi dầm xuất hiện vết nứt, với cùng một giá trị tải trọng thì biến dạng nén của bê tông của các mẫu dầm D1-1, D1-2 nhiều hơn so với 02 mẫu dầm D2-1, D2-2. Tại thời điểm biến dạng nén của bê tông đạt 2‰, giá trị tải trọng tác dụng lên nhóm dầm 1 (D1-1, D1-2) lần lượt là 50kN, 49.4kN (có giá trị tải trọng trung bình là 49.7kN), nhóm dầm 2 (D2-1, D2-2) lần lượt là 55.3kN, 54.4kN (có giá trị tải trọng trung bình là 54.9kN), khi đó tỷ số tải trọng của nhóm dầm 2 so với nhóm dầm 1 là 1.11 lần, điều này cho thấy cốt sợi trong bê tông có hiệu quả đến sự làm việc của dầm sau

khi dầm bị nứt, khi hàm lượng cốt sợi trong bê tông tăng lên thì làm giảm biến dạng nén trong bê tông vùng nén, tăng khả năng chịu lực của kết cấu dầm BTCT.

2.3.3. Sự phân bố và phát triển vết nứt trên các mẫu dầm

Trên Hình 6, trình bày sơ đồ vết nứt trên các mẫu dầm thí nghiệm dưới tác dụng của tải trọng thí nghiệm. Nhận thấy số lượng vết nứt trên nhóm mẫu dầm 2 (D2-1, D2-2) nhiều hơn so với nhóm mẫu dầm 1 (D1-1, D1-2). Cơ chế hình thành vết nứt do có sự truyền lực từ thép sang bê tông, làm cho ứng suất trong bê tông tăng dần. Tại tiết diện mà ứng suất kéo trong bê tông vượt qua khả năng chịu kéo của bê tông thì vết nứt sẽ xuất hiện. Như vậy, đối với dầm BTCT sử dụng bê tông có hàm lượng cốt sợi thép lớn hơn sẽ phân tán vết nứt đều hơn.

Bề rộng vết nứt N1 trên các mẫu dầm thí nghiệm đã được tiến hành đo đạc dưới tác dụng của tải trọng (Hình 6). Trên Hình 6, trình bày các biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và bề rộng vết nứt trên 02 nhóm mẫu dầm thí nghiệm. Từ đồ thị nhận thấy, tại một cấp tải trọng thì bề rộng vết nứt của nhóm mẫu dầm 2 (D2-1, D2-2) nhỏ hơn so với nhóm mẫu dầm 1 (D1-1, D1-2). Sau giai đoạn cốt thép chảy dẻo, bề rộng vết nứt của nhóm mẫu dầm 1 tăng lên rất nhanh so với nhóm mẫu dầm 2, điều này được giải thích cốt sợi có hiệu quả trong việc khâu lại các vết nứt, làm giảm sự phát triển của bề rộng vết nứt, nên khi hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông càng cao thì càng ngăn cản sự phát triển của bề rộng vết nứt. Tại tải trọng phá hủy mẫu (P_{ul}) bề rộng vết nứt trung bình của nhóm mẫu 1 và nhóm mẫu 2 lần lượt là 1.67 mm và 0.46mm (có tỷ số là 3.63 lần). Tại bề rộng vết nứt cho phép $acrc = 0.3mm$ [10], nhận thấy giá trị tải trọng tác dụng lên nhóm mẫu dầm 1 (D1-1, D1-2) lần lượt là 48.89kN, 49.00kN (có giá trị tải trọng trung bình là 48.95kN), nhóm dầm 2 (D2-1, D2-2) lần lượt là 56.0kN, 55.5kN (có giá trị trung bình 55.75kN), khi đó tỷ số tải trọng của nhóm mẫu dầm 2 so với nhóm mẫu dầm 1 là 1.14 lần. Như vậy, khi hàm lượng cốt sợi thép tăng lên thì có hiệu quả trong việc tăng khả năng chịu lực và hạn chế sự phát triển của bề rộng vết nứt trên các cấu kiện dầm BTCT chịu uốn.

3. Kết luận

Nội dung bài báo trình bày nghiên cứu thực nghiệm ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép đến ứng xử làm việc của dầm BTCT sử dụng bê tông cốt sợi thép. Dựa trên kết quả thu được từ nghiên cứu thực nghiệm trong phạm vi các mẫu dầm nghiên cứu cho phép rút ra các kết luận sau đây:

- Dầm BTCT sử dụng bê tông cốt sợi thép có hàm lượng cốt sợi thép tăng sẽ làm tăng độ cứng của dầm nên độ võng

(xem tiếp trang 74)

Sự suy giảm cường độ của bê tông sử dụng cho vỏ hầm Hải Vân 2 sau khi chịu tác dụng của nhiệt độ cao

The strength reduction of concrete in Hai Van 2 tunnel lining after being affected by high temperature

Nguyễn Tuấn Hiền⁽¹⁾, Nguyễn Hoàng Thanh Quý⁽²⁾, Nguyễn Văn Thái⁽³⁾

Tóm tắt

Hầm Hải Vân 2 là công trình giao thông huyết mạch, quan trọng trên QL1A, việc nghiên cứu ứng xử của bê tông vỏ hầm dưới tác động của nhiệt độ cao do hỏa hoạn bất trắc cần được quan tâm. Với những kết quả nghiên cứu thực nghiệm trong phòng, bài báo trình bày kết quả nghiên cứu bước đầu về sự ảnh hưởng của nhiệt độ đến cường độ chịu nén của bê tông vỏ hầm. Trên cơ sở phân tích khoa học về biến đổi tính chất hóa lý của bê tông dưới tác động của nhiệt độ cao, bài báo đưa ra khuyến nghị các mức nhiệt độ, chế độ nhiệt để hạn chế rủi ro gây suy giảm khả năng làm việc của bê tông vỏ hầm.

Từ khóa: Bê tông xi măng; Cường độ chịu nén; Vỏ hầm; Nhiệt độ

Abstract

Hai Van Tunnel 2 is an important artery traffic project on 1A Highway, researching the behavior of tunnel lining concrete under the impact of high temperatures due to unpredictable fires needs attention. With the results of experimental research in the room, the paper presents the initial research results on the influence of temperature on the compressive strength of tunnel lining concrete. Based on scientific analysis of the change of physical and chemical properties of concrete under the impact of high temperatures, the paper recommends the temperature modes to restrict the risk of reducing the workability of tunnel lining concrete.

Key words: Concrete cement; Compressive strength; Tunnel lining; Temperature

(1) ThS, Giám đốc, Phòng thí nghiệm trọng điểm đường bộ II, Email: hienitst2@gmail.com

(2) ThS, Phụ trách NCKH, Phòng thí nghiệm trọng điểm đường bộ II, Email: quictgt@gmail.com

(3) TS, Trưởng khoa Cầu đường, Trường Đại học Kiến Trúc Đà Nẵng, Email: thainv@dau.edu.vn

Ngày nhận bài: 14/04/2022

Ngày sửa bài: 05/05/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Đặt vấn đề

Hầm Hải Vân là hầm đường bộ trên tuyến Quốc lộ 1A nối tỉnh Thừa Thiên Huế và thành phố Đà Nẵng. Hầm được khởi công xây dựng năm 2000 và khánh thành vào năm 2005.

Sau thời gian khai thác, lưu lượng các phương tiện qua hầm đã tăng cao, Bộ Giao thông vận tải đã phê duyệt dự án Hầm Hải Vân 2, được mở rộng từ hầm lánh nạn.

Trong quá trình khai thác, để phòng ngừa những tác hại của nguy cơ hỏa hoạn có thể xảy ra trong hầm, dẫn đến sự mất ổn định của bê tông dưới các dạng bong tróc bề mặt, nứt nẻ và có thể bị nổ. Trên thế giới cũng đã từng chứng kiến các vụ hỏa hoạn tại hầm Manche (1996 và 2008) nối liền Anh và Pháp, Tauern (1999) ở Áo, Mont Blanc (1999) nối liền Pháp – Ý là những minh chứng cho sự mất ổn định này. Sự mất ổn định của bê tông sau hỏa hoạn làm cho kết cấu chịu lực bằng bê tông không còn đảm bảo điều kiện làm việc như ban đầu.

Vấn đề đặt ra là sau hỏa hoạn, kết cấu bê tông của công trình mà cụ thể là vỏ hầm có còn duy trì khả năng chịu lực như ban đầu hay không?

Xuất phát từ lý do trên, bài báo “Nghiên cứu sự suy giảm cường độ của bê tông vỏ hầm Hải Vân 2 sau khi chịu tác dụng ở nhiệt độ cao” là cần thiết. Kết quả đạt được có thể giúp cho các nhà quản lý, khai thác hầm Hải Vân nói riêng và các công trình xây dựng nói chung có những kịch bản phòng ngừa hay đưa ra các cảnh báo sử dụng sau khi hỏa hoạn xảy ra.

2. Vật liệu và thành phần hỗn hợp bê tông

2.1. Mục tiêu

Tiến hành thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý của cốt liệu đá, cát, xi măng, nước và phụ gia, nhằm đánh giá các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu sử dụng có phù hợp với các tiêu chuẩn đã quy định trước khi tiến hành các bước nghiên cứu tiếp theo.

2.2. Vật liệu

Vật liệu sử dụng: Xi măng, cát, đá, nước và phụ gia sử dụng được lấy tại trạm trộn bê tông của dự án Hầm Hải Vân 2 tại TP. Đà Nẵng:

- Xi măng Kim Đinh PC40;
- Cát tại mỏ Vân Ly, xã Điện Quang, huyện Điện Bàn, tỉnh Quảng Nam;
- Đá tại mỏ Hồ Chuồn, xã Hòa Ninh, huyện Hòa Vang, thành phố Đà Nẵng;
- Nước ngầm tại núi Hải Vân;
- Phụ gia KKS Polymad 738.

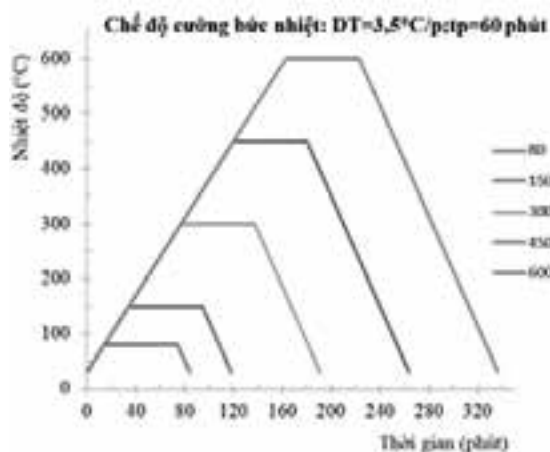
2.3. Thiết kế thành phần hỗn hợp bê tông

Dựa vào thành phần cấp phối hỗn hợp bê tông xi măng mác 350 đang thi công, tiến hành thiết kế thêm hai thành phần cấp phối bê tông cho mác 250 và 500 khi sử dụng các loại vật liệu tương tự. Tỷ lệ các thành phần hỗn hợp bê tông được ghi trong Bảng 1.

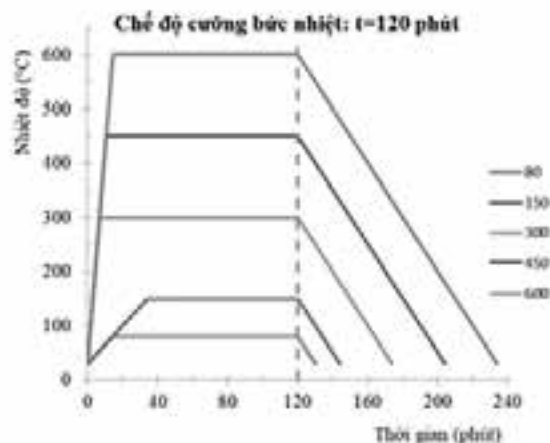
2.4. Tiêu chuẩn thử nghiệm xác định cường độ chịu nén

Quy trình xác định cường độ chịu nén của mẫu bê tông tuân theo tiêu chuẩn TCVN 3118:1993. [17]

Kết quả thí nghiệm được trình bày trong Bảng 2, trong đó giá trị cường độ chịu nén của mỗi tổ mẫu được xác định bằng trung bình cộng của cường



Hình 1. Chế độ 1: Tốc độ gia nhiệt $DT=3,5^{\circ}\text{C}/\text{phút}$ và thời gian lưu giữ ở nhiệt độ lớn nhất là 60 phút



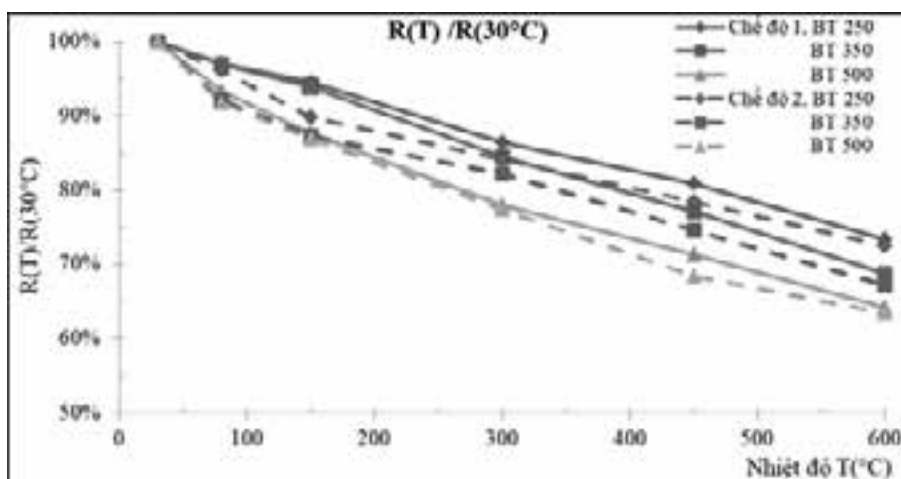
Hình 2. Chế độ 2: Tổng thời gian tác dụng nhiệt là 120 phút

độ chịu nén của 3 mẫu thí nghiệm theo điều 4.3.1 tại tiêu chuẩn TCVN 3118:1993.

2.5. Nhận xét

Thiết kế thành phần cấp phối cho bê tông mác 250, 350 và 500 tương ứng với tỷ lệ N/X lần lượt là 0,559; 0,41; 0,38 và cường độ nén phá hủy lần lượt là 307,47; 383,49 và 601,82 (daN/cm²) thỏa mãn yêu cầu đối với mác bê tông tương ứng.

Từ kết quả thiết kế thành phần hỗn hợp này, tiến hành đúc mẫu để đánh giá sự suy giảm cường độ chịu nén của bê tông sau khi chịu tác dụng của nhiệt độ.



Hình 3. Biểu đồ xác định tốc độ gia nhiệt của tủ sấy

3. Thí nghiệm và đánh giá sự suy giảm cường độ chịu nén của bê tông sau khi chịu tác dụng ở nhiệt độ cao

3.1. Mục tiêu

Tiến hành thí nghiệm xác định cường độ chịu nén còn lại trên các mẫu bê tông hình lập phương 15x15x15cm sau khi nung ở các ngưỡng nhiệt độ (Tmax) 80, 150, 300, 450 và 600°C và so sánh với giá trị cường độ chịu nén ban đầu (ở nhiệt độ phòng thí nghiệm 30°C).

Hai chế độ tác dụng nhiệt (có kiểm soát tốc độ gia nhiệt, cố định thời gian tác dụng nhiệt Tmax và không kiểm soát tốc độ gia nhiệt, cố định tổng thời gian tác dụng nhiệt) được sử dụng để đánh giá sự ảnh hưởng của nó đến cường độ còn lại của bê tông.

Dựa vào kết quả thu được, tiến hành đánh giá cường độ chịu nén còn lại của các bê tông dưới ảnh hưởng các nhân tố về mác bê tông và chế độ tác dụng nhiệt.

Bảng 2. Kết quả kiểm tra cường độ chịu nén của mẫu bê tông

STT	Mác bê tông thiết kế	Cường độ chịu nén mẫu (daN/cm ²)			Cường độ chịu nén trung bình (daN/cm ²)	Kết quả
1	250	302,39	305,81	314,20	307,47	Đạt
2	350	380,56	386,12	383,79	383,49	Đạt
3	500	614,00	609,51	581,96	601,82	Đạt

Bảng 1. Bảng thành phần cấp phối cho 1m³ bê tông

STT	Vật liệu thành phần	Đơn vị	250	350	500
1	Xi măng Kim Đỉnh PC40	kg	297,0	410,0	470,0
2	Cát (0-2,5)	m ³	0,337	0,296	0,275
3	Đá (4,75-19)	m ³	0,370	0,378	0,389
4	Nước	kg	166,0	167,9	178,6
5	Phụ gia KKS Polymad 738	kg	2,376	3,500	4,700
6	Tỷ lệ N/X	-	0,559	0,410	0,380

3.2. Chương trình thí nghiệm

3.2.1. Ứng xử xảy ra bên trong bê tông khi chịu tác dụng của nhiệt độ

a. Vữa xi măng

Với sự gia tăng của nhiệt độ, các phản ứng lý hóa chính trong vữa xi măng được mô tả như sau:

- 30 – 120°C: Nước tự do và một phần nước hấp thụ bị bay hơi. Nước tự do bị loại bỏ hoàn toàn ở nhiệt độ 120°C. Ở 100°C, Ettringite $C_6AS_3H_{32}$ bị phân hủy hoàn toàn [1,2].

- 130 – 170°C: Thạch cao CSH_2 bị phân hủy [6].

- 180 – 300°C: Giao đoạn đầu của mất nước các khoáng bê tông. Các keo C-S-H bị đứt gãy và tách rời các phân tử nước. Nước liên kết hóa học bắt đầu bay hơi khỏi bê tông.

- 250 – 370°C: Quan sát thấy một vài cực đại của phản ứng thu nhiệt chỉ ra các phản ứng phân tách và oxi hóa sắt oxit.

- 450 – 550°C: Sự phân hủy của portlandite tạo thành vôi và nước $Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$ [1,2,4,5].

- 600 – 700°C: CSH tiếp tục bị phân hủy và hình thành các dạng β -C₂S [4]. Và $CaCO_3$ bắt đầu bị phân hủy thành CaO và CO_2 khi nhiệt độ vượt quá 600°C [1,4,5].

b. Cốt liệu

Khi bê tông chịu tác dụng của nhiệt độ, ứng xử của cốt liệu cũng xảy ra tùy thuộc vào bản chất khoáng học và thành phần hóa học của cốt liệu:

- Cốt liệu đá vôi khá ổn định khi nhiệt độ lên đến 650°C. Khi vượt quá ngưỡng này, sự phân hủy $CaCO_3$ xảy ra dẫn đến sự hình thành khí CO_2 và vôi tự do CaO. Trong giai đoạn nguội, vôi CaO phản ứng với độ ẩm của không khí để tạo ra Portlandite (CH), dẫn đến sự gia tăng các vết nứt trong bê tông làm giảm cường độ của bê tông [4,7].

- Cốt liệu thạch anh (silica) cho thấy sự ổn định khi nhiệt độ lên đến 575°C. Từ nhiệt độ 575°C, cấu trúc thay đổi từ quartz sang quartz β dẫn đến sự gia tăng thể tích từ 1% đến 5,7% và làm hủy hoại trong bê tông [4].

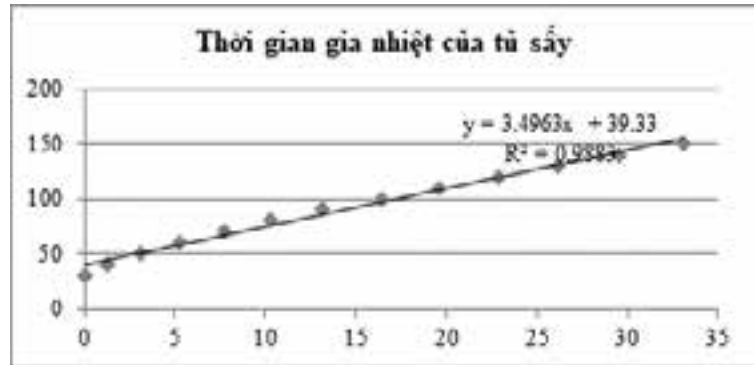
- Cốt liệu đá lửa mất ổn định khi nhiệt độ vượt quá 1100°C [8,9] và mất khoảng 1% khối lượng.

Kết luận: Dựa trên các mốc chuyển hóa trên, tác giả lựa chọn cấp nhiệt độ 80, 150, 300, 450 và 600°C để tiến hành thí nghiệm.

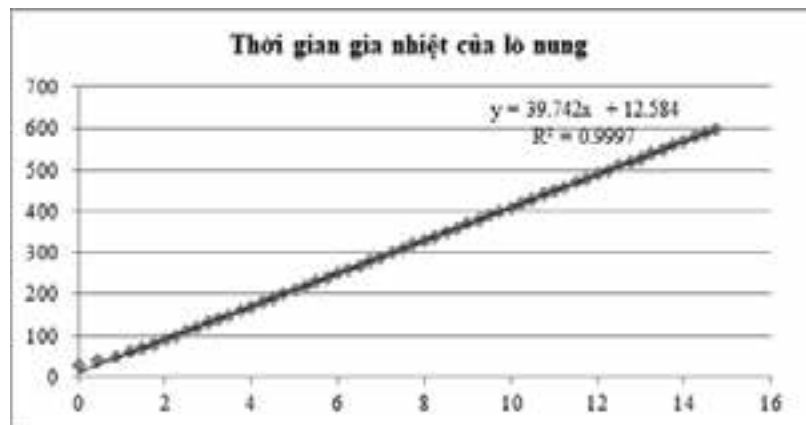
3.2.2. Mẫu thí nghiệm và chế độ tác dụng nhiệt

Hai chế độ cường bức nhiệt được áp dụng: Hình 1, Hình 2.

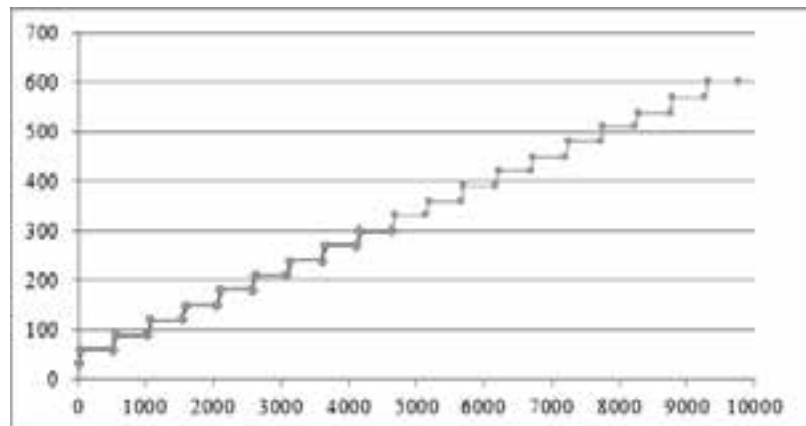
Như vậy, ở mỗi ngưỡng nhiệt độ nung Tmax, có 2 tổ mẫu để thực hiện cho 2 chế độ tác dụng nhiệt. Tổng số lượng mẫu thí nghiệm được liệt kê ở Bảng 3.



Hình 4. Biểu đồ xác định tốc độ gia nhiệt của lò nung



Hình 5. Biểu đồ kiểm soát tốc độ gia nhiệt của lò nung cho mẫu có cấp nhiệt từ 300°C



Hình 6. Đường cong biểu diễn cường độ còn lại $R_{T^\circ C} / R_{30^\circ}$ theo chế độ 1

Bảng 3. Số lượng mẫu thí nghiệm

Cấp nhiệt độ Tmax (°C)	Số lượng mẫu		
	Mác 250	Mác 350	Mác 500
30	3	3	3
80	3x2	3x2	3x2
150	3x2	3x2	3x2
300	3x2	3x2	3x2
450	3x2	3x2	3x2
600	3x2	3x2	3x2
Tổng cộng	33	33	33

Bảng 4. Bảng tính cường độ chịu nén của bê tông mác 250

STT	Nhiệt độ (°C)	Chế độ 1		Chế độ 2	
		Cường độ trung bình (daN/cm ²)	Cường độ còn lại (%) RT°C /R30°C	Cường độ trung bình (daN/cm ²)	Cường độ còn lại (%) RT°C /R30°C
1	30	307,47	100	307,47	100
2	80	298,35	97	295,57	96
3	150	290,64	95	275,97	90
4	300	265,56	86	258,69	84
5	450	248,79	81	241,24	78
6	600	225,44	73	223,12	73

Bảng 5. Bảng tính cường độ chịu nén của bê tông mác 350

STT	Nhiệt độ (°C)	Chế độ 1		Chế độ 2	
		Cường độ trung bình (daN/cm ²)	Cường độ còn lại (%) RT°C /R30°C	Cường độ trung bình (daN/cm ²)	Cường độ còn lại (%) RT°C /R30°C
1	30	383,49	100	383,49	100
2	80	372,01	97	353,09	92
3	150	360,30	94	334,84	87
4	300	324,01	84	315,31	82
5	450	295,59	77	285,78	75
6	600	263,85	69	257,74	67

Bảng 6. Bảng tính cường độ chịu nén của bê tông mác 500

STT	Nhiệt độ (°C)	Chế độ 1		Chế độ 2	
		Cường độ trung bình (daN/cm ²)	Cường độ còn lại (%) RT°C /R30°C	Cường độ trung bình (daN/cm ²)	Cường độ còn lại (%) RT°C /R30°C
1	30	601,82	100	601,82	100
2	80	561,82	93	552,19	92
3	150	527,32	88	523,19	87
4	300	469,07	78	465,61	77
5	450	429,01	71	411,82	68
6	600	386,02	64	381,45	63

- Thiết bị thí nghiệm

Sử dụng các lò nung và sấy để gia nhiệt theo 2 chế độ.

Ở các ngưỡng nhiệt độ 80°C và 150°C, mẫu được gia nhiệt trong tủ sấy.

Ở các ngưỡng nhiệt độ 300°C, 450°C và 600°C, mẫu được gia nhiệt trong lò nung.

a. Tốc độ gia nhiệt của tủ sấy

Bật tủ và điều chỉnh đến 150°C. Ghi chép thời gian (phút) kể từ khi bật tủ cho mỗi lần nhiệt độ tăng thêm 10°C. Tiến hành theo dõi cho đến khi nhiệt độ đạt đến 150°C. Kết quả về tốc độ gia nhiệt của tủ sấy được thể hiện trong Hình 3.

Như vậy: Tốc độ gia nhiệt của tủ sấy là Vs=3,5°C/phút.

b. Tốc độ gia nhiệt của lò nung

Thực hiện tương tự tủ sấy, kiểm tra tốc độ gia nhiệt từ nhiệt độ phòng 30°C đến 600°C.

Kết quả về tốc độ gia nhiệt của lò nung được thể hiện trong Hình 4.

Như vậy: Tốc độ gia nhiệt của lò nung là Vn=39,7°C/phút.

Để thực hiện cưỡng bức nhiệt theo chế độ 1 trong lò nung ở các ngưỡng nhiệt độ 300, 450 và 600°C, áp dụng thời gian chờ Δt cho mỗi bước gia nhiệt $\Delta T=30^\circ\text{C}$ là:

$$\Delta t = \Delta T \left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_n} \right) = 30 \left(\frac{1}{3,5} - \frac{1}{39,7} \right) = 7 \text{ phút } 50 \text{ giây}$$

Biểu đồ kiểm soát tốc độ gia nhiệt của lò nung ở mức 3,5°C/phút như Hình 5.

3.3. Kết quả thí nghiệm

Kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén trên các mẫu bê tông sau khi chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt theo 2 chế độ được tổng hợp ở Bảng 4, 5, 6.

3.3.1. Sự ảnh hưởng của tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 1 đến sự suy giảm cường độ chịu nén của các loại bê tông

Từ các kết quả đạt được ở các Bảng 4, 5, 6, cường độ còn lại RT°C /R30°C (so với cường độ ban đầu) của các loại bê tông sau khi chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 1 được liệt kê trong bảng 7.

Đường cong biểu diễn sự suy giảm cường độ chịu nén RT°C /R30°C của các loại bê tông sau khi chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 1 được vẽ ở Hình 6.

Kết quả cho thấy rằng, cường độ chịu nén của các loại bê tông càng giảm khi chịu nhiệt độ càng cao. Tuy nhiên, tiến trình suy giảm tùy thuộc vào loại bê tông:

- Khi nhiệt độ tăng đến 150°C, các mẫu bê tông mác 500 bị suy giảm xấp xỉ 15% so với ban đầu, trong khi các mẫu bê tông mác 250 và 350 bị suy giảm khoảng 5%.

- Khi nhiệt độ vượt quá ngưỡng này, các đường cong gần như song song nhau, điều này cho thấy sự suy giảm cường độ gần như đồng nhất cho các loại bê tông.

Điều này cho thấy bê tông có cường độ càng cao, sự suy giảm càng lớn theo sự gia tăng của nhiệt độ.

Cùng với sự gia tăng của nhiệt độ là sự phân hủy các CSH từ 100°C đến 700°C, của portlandite tạo thành vôi và nước ở 450°C đến 550°C, tiến trình giải phóng CO₂ của CaCO₃ ... Chính sự phân hủy này đã làm cho bê tông bị suy giảm cường độ. Mặt khác, các sự phân hủy này có tính không đảo ngược. Vì thế, sau khi chịu tác động của nhiệt độ cao, bê tông cũng không thể phục hồi những thuộc tính cơ học ban đầu vốn có của mình.

Ngoài những chuyển hóa về hóa học, bê tông còn trải qua những chuyển hóa thủy – cơ – nhiệt khi tiếp xúc ở nhiệt độ cao [11-13]. Những chuyển hóa này cũng gây ra sự mất ổn định của bê tông như nứt, bong tróc, nổ, vỡ. Đặc biệt, sự hủy hoại diễn ra mạnh mẽ hơn cho bê tông cường độ cao so với bê tông thông thường [14].

Kết quả thí nghiệm hoàn toàn phù hợp với những nghiên cứu trước đây (Hình 7).

3.3.2 Sự ảnh hưởng của tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 2 đến sự suy giảm cường độ chịu nén của các loại bê tông

Từ các kết quả đạt được ở các Bảng 4, 5, 6, cường độ còn lại $R_{T^{\circ}C} / R_{30^{\circ}C}$ (so với cường độ ban đầu) của các loại bê tông sau khi chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 2 được liệt kê trong bảng 8.

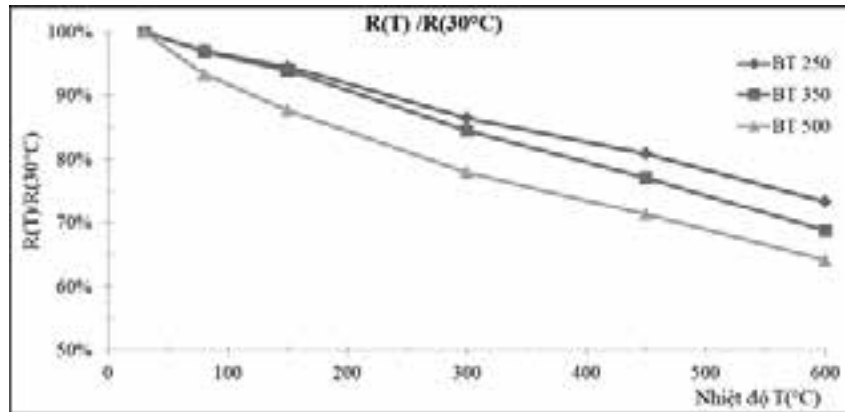
Đường cong biểu diễn cường độ còn lại $R_{T^{\circ}C} / R_{30^{\circ}C}$ của các loại bê tông sau khi chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 2 được vẽ ở Hình 8.

Tương tự như cưỡng bức nhiệt chế độ 1, cường độ chịu nén của các loại bê tông bị suy giảm theo nhiệt độ. Tuy nhiên, tiến trình suy giảm cũng tùy thuộc vào loại bê tông:

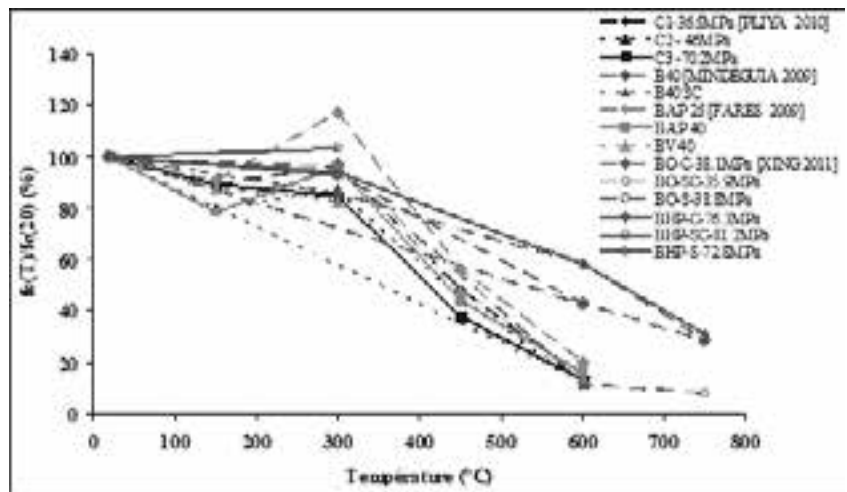
- Khi nhiệt độ tăng đến 150°C, các mẫu bê tông mác 350 và 500 bị suy giảm khoảng 13% so với ban đầu, trong khi các mẫu bê tông mác 250 bị suy giảm khoảng 10%.

- Khi nhiệt độ vượt quá ngưỡng này, sự suy giảm cường độ của bê tông mác 500 mạnh hơn so với 2 loại bê tông còn lại.

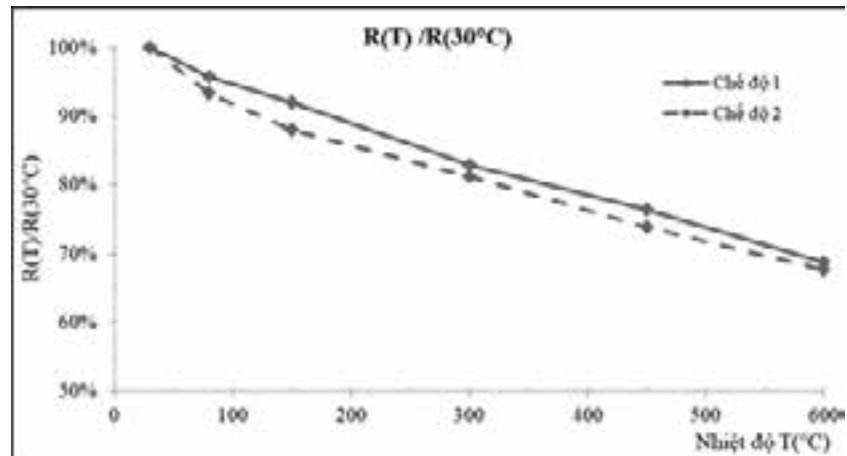
Điều này cũng cho thấy rằng bê tông có cường độ càng cao, sự suy giảm cường độ chịu nén càng lớn theo sự gia



Hình 7. Cường độ nén còn lại của các loại bê tông [8, 9, 15, 16]



Hình 8. Đường cong biểu diễn cường độ còn lại $R_{T^{\circ}C} / R_{30^{\circ}C}$ theo chế độ 2



Hình 9. Đường cong biểu diễn cường độ còn lại bình quân của các loại bê tông khi chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 1 và chế độ 2

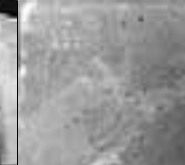
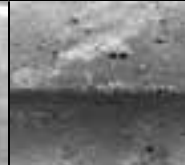
tăng của nhiệt độ.

3.3.3. Sự ảnh hưởng của thời gian tác dụng nhiệt đến cường độ nén còn lại của các loại bê tông

Đường cong biểu diễn cường độ còn lại $R_{T^{\circ}C} / R_{30^{\circ}C}$ bình quân của các loại bê tông sau khi chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt theo chế độ 1 và chế độ 2 được vẽ ở Hình 9.

Kết quả cho thấy rằng sự suy giảm cường độ của các loại bê tông chịu tác dụng cưỡng bức nhiệt chế độ 2 nhiều hơn so

Bảng 3-1. Các tính chất đặc trưng của một số nguồn cát biển Việt Nam

Mác BT	Nhiệt độ (°C)					
	30	80	150	300	450	600
250						
				Xuất hiện các vết nứt có bề rộng 0,1mm	Các vết nứt có bề rộng 0,5mm	Các vết nứt có bề rộng 1mm; bị vỡ góc
350						
				Xuất hiện các vết nứt có bề rộng 0,1mm	Các vết nứt có bề rộng 0,5mm	Các vết nứt có bề rộng 1mm
500						
				Xuất hiện các vết nứt có bề rộng 0,1mm	Các vết nứt có bề rộng 0,5mm	Các vết nứt có bề rộng 1mm

với tác dụng cường bức nhiệt chế độ 1. Khi nhiệt độ lên đến 150°C, cường độ còn lại của bê tông chịu tác dụng nhiệt theo chế độ 1 là 96% và theo chế độ 2 là 93%. Vượt quá ngưỡng này, bê tông bị mất thêm 8% cường độ ở mỗi ngưỡng nhiệt độ nung cho cả 2 chế độ tác dụng nhiệt. Ở 600°C, các mẫu bê tông chỉ duy trì được xấp xỉ 70% cường độ ban đầu.

Sự suy giảm cường độ nén của bê tông khi chịu tác dụng nhiệt cường bức ở chế độ 2 nhiều hơn so với chế độ 1 có thể là do bởi thời gian tác dụng nhiệt:

- Ở các ngưỡng nhiệt độ 80 và 150°C, thời gian phơi nhiệt Tmax bình quân của các mẫu bê tông trong lò sấy là 96 phút cho chế độ 2 và 60 phút cho chế độ 1.

- Ở các ngưỡng nhiệt độ 300, 450 và 600°C, do tốc độ gia nhiệt lò nung lớn, vì thế thời gian phơi nhiệt Tmax bình quân của các mẫu bê tông trong lò là 109 phút cho chế độ 2 và 60 phút cho chế độ 1.

Thời gian phơi nhiệt càng lâu, các quá trình chuyển hóa xảy ra càng sâu, bê tông bị hủy hoại càng nhiều.

Sự ảnh hưởng về thời gian tác dụng nhiệt đến sự suy giảm cường độ chịu nén của từng loại bê tông cũng được xem xét qua việc xây dựng đồ thị ở Hình 10. Kết quả cho thấy rằng, ảnh hưởng này đến bê tông mác 250 và 350 mạnh hơn so với bê tông mác 500 khi nhiệt độ nung đạt đến 150°C. Cụ thể:

- Khi nhiệt độ tăng đến 150°C, các mẫu bê tông mác 250 và 350 bị suy giảm cường độ chịu nén khoảng 6% khi chịu tác dụng nhiệt theo chế độ 1, và 11% khi chịu tác dụng nhiệt theo chế độ 2. Trong khi các mẫu bê tông mác 500 bị suy

Bảng 7. Cường độ còn lại $R_{T^{\circ}\text{C}}/R_{30^{\circ}\text{C}}$ của các loại bê tông sau khi chịu tác dụng cường bức nhiệt theo chế độ 1

Mác bê tông	Nhiệt độ Tmax (°C)					
	30	80	150	300	450	600
250	100%	97%	95%	86%	81%	73%
350	100%	97%	94%	84%	77%	69%
500	100%	93%	88%	78%	71%	64%

Bảng 8. Cường độ còn lại $R_{T^{\circ}\text{C}}/R_{30^{\circ}\text{C}}$ của các loại bê tông sau khi chịu tác dụng cường bức nhiệt theo chế độ 2

Mác bê tông	Nhiệt độ Tmax (°C)					
	30	80	150	300	450	600
250	100%	96%	90%	84%	78%	73%
350	100%	92%	87%	82%	75%	67%
500	100%	92%	87%	77%	68%	63%

giảm khoảng 13% cho cả 2 chế độ tác dụng nhiệt.

- Khi nhiệt độ vượt ngưỡng này, sự suy giảm cường độ của các loại bê tông thí nghiệm cho mỗi ngưỡng nhiệt độ Tmax bình quân là 8% cho cả hai chế độ tác dụng nhiệt.

3.3.4. Sự hủy hoại của bê tông dưới tác dụng cường bức nhiệt độ

Sự hủy hoại của bê tông dưới tác dụng nhiệt cũng được quan sát qua tình trạng nứt trên bề mặt của các mẫu bê tông sau khi nung bằng kính lúp thông thường với độ phóng đại 10 lần. Hình ảnh chụp tình trạng bề mặt mẫu ở các ngưỡng nhiệt độ khác nhau được tổng hợp trong Bảng 9.

Quan sát bề mặt mẫu bê tông sau khi nung cho thấy rằng bề mặt bê tông đã xuất hiện các vết nứt khi nhiệt độ vượt quá ngưỡng 300°C. Cụ thể như sau:

- Ở nhiệt độ 300°C, bề rộng vết nứt đo được 0,1 mm.

- Bề rộng vết nứt mở rộng đến 0,5mm khi nhiệt độ nung ở 450°C.

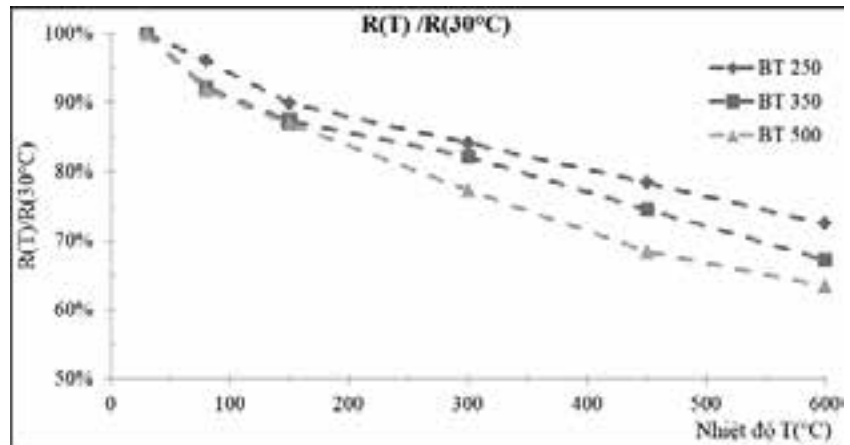
- Khi nhiệt độ lên đến 600°C, bề rộng vết nứt quan sát được là 1mm và sự vỡ góc xảy ra ở mẫu bê tông mác 250.

Như vậy mức độ hủy hoại cấu trúc bê tông do nứt, vỡ gia tăng khi nhiệt độ nung càng lớn. Chính sự hủy hoại này làm suy giảm cường độ nén của mẫu bê tông. Việc không phát hiện được vết nứt <0,1mm bằng kính lúp thông thường khi nhiệt độ dưới 300°C không đồng nghĩa với việc cấu trúc mẫu bê tông không bị phá hoại.

4. Kết luận, kiến nghị

4.1. Kết luận

Kết quả thực nghiệm về cường độ nén còn lại của bê tông vỏ hầm Hải Vân (mác 350) và các loại bê tông khác (mác 250 và 500) sau khi nung ở các nhiệt độ 80, 150, 350, 450 và 600°C cho thấy rằng:



Hình 10. Đường cong biểu diễn cường độ còn lại của các loại bê tông khi chịu tác dụng cường bức nhiệt theo chế độ 1 và chế độ 2

- Ở ngưỡng 600°C, bê tông mác 250 suy giảm 27% ở cả 2 chế độ, bê tông mác 350 suy giảm 31% (chế độ 1) và 33% (chế độ 2), bê tông mác 500 suy giảm 36% (chế độ 1) và 37% (chế độ 2).

- Sự suy giảm cường độ chịu nén của bê tông phụ thuộc vào thời gian phơi nhiệt. Thời gian phơi nhiệt càng lâu, các phản ứng hóa lý tiến sâu vào bên trong làm cho bê tông bị phá vỡ cấu trúc càng nhiều.

4.2. Kiến nghị

Có thể sử dụng kết quả nghiên cứu để đánh giá, ước lượng sự suy giảm khả năng chịu lực của kết cấu bê tông sau hỏa hoạn./.

Tài liệu tham khảo

1. C. ALONSO et L. FERNANDEZ «Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments », *Journal of Materials Science*, vol 39, p. 3015-3024, 2004.
2. M. CASTELLOTE, et al. «Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction », *Cement and Concrete Research*, vol 34, p. 1633-1644, 2004.
3. A. NOUMOWÉ. Effet de hautes températures (20-6000C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performances. Thèse de Doctorat, Génie civil, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1995.
4. U. SCHNEIDER, U. DIEDERICHs et C. EHM «Effect of temperature on steel and concrete for PCRV's », *Nuclear Engineering and Design*, vol 67, p. 245-258, 1982.
5. B. TOUMI. Étude de l'influence des hautes températures sur le comportement du béton. Thèse de doctorat, Matériaux, Université Mentouri Constantine, 2010.
6. A. CARLES-GIBERGUES et M. PIGEON 1992. La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse, Paris, Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées.
7. W.P.S. DIAS, G.A. KHOURY et P.J.E. SULLIVAN «Mechanical Properties of Hardened Cement Paste Exposed to Temperatures up to 700°C (1292°F) », *ACI Materials Journal*, vol 87, p. 160-166, 1990.
8. J.-C. MINDEGUILA. Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons. Thèse de Doctorat, Génie Civil, Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2009.
9. Z. XING. Influence de la nature minéralogique des granulats sur leur comportement et celui du béton à haute température. Thèse de Doctorat, Génie Civil, Université de Cergy-Pontoise, 2011.
10. G.A. KHOURY «Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment », *Magazine of Concrete Research*, vol 44, p. 291-309, 1992.
11. Z.P. BAZANT et M.F. KAPLAN 1996. Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models, Harlow, Longman.
12. P. KALIFA, F.-D. MENNETEAU et D. QUENARD «Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures », *Cement and Concrete Research*, vol 30, p. 1915-1927, 2000.
13. G.R. CONSOLAZIO, M.C. MCYAY et J.W. RISH. Measurement and prediction of pore pressure in cement mortar subjected to elevated temperature. In: PHAN, L.T., et al. International Workshop of Fire Performance of High Strength Concrete, February 13-14, 1997, Gaithersburg, Maryland. NIST: National Institute of Standards and Technology Special Publication 919, p. 125-148.
14. N. VAN THAI. Comportement des bétons ordinaire et à hautes performances soumis à haute température: application à des éprouvettes de grandes dimensions. Thèse de Doctorat, Génie Civil, Université de Cergy-Pontoise, 2013.
15. H. FARES. Propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons autoplaçants exposés à une température élevée. Thèse de doctorat, Génie civil, Université de Cergy-Pontoise, 2009.
16. P. PLIYA. Contribution des fibres de polypropylène et métalliques à l'amélioration du comportement du béton soumis à une température élevée. Thèse de Doctorat, Génie civil, Université de Cergy-Pontoise, 2010.
17. TCVN 3118:1993, Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ nén.

Khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép: Đánh giá một số mô hình dự báo

Torsional resistance of reinforced concrete beams: The assessment of predictive models

Dân Quốc Cường⁽¹⁾, Đặng Vũ Hiệp⁽²⁾, Nguyễn Ngọc Phương⁽³⁾

Tóm tắt

Bài báo này nghiên cứu khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép thường theo một mô hình lý thuyết và một số tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép và đối chứng với một số kết quả thực nghiệm để đưa ra các khuyến nghị về thiết kế dầm bê tông cốt thép chịu xoắn. Các mô hình tính toán dầm chịu xoắn bao gồm mô hình giàn mềm góc nghiêng thay đổi và một số tiêu chuẩn như TCVN 5574-2018, ACI 318-19 và EC2-04. Các kết quả thực nghiệm được tập hợp từ một số nghiên cứu đã được công bố trước đây. Kết quả chỉ ra rằng các tiêu chuẩn ACI318-19 và EC2-04 dự báo khả năng chịu xoắn với hệ số biến động tương đương nhau, trong khi mô hình dàn mềm dự báo cho hệ số biến động nhỏ hơn khoảng 40% so với các tiêu chuẩn. Hàm lượng cốt thép ngang ảnh hưởng nhiều đến kết quả dự báo theo các tiêu chuẩn.

Từ khóa: dầm bê tông cốt thép, khả năng chịu xoắn, mô hình dàn mềm, tiêu chuẩn thiết kế

Abstract

This paper studies the torsional resistance of normal reinforced concrete beams according to a theoretical model and several design standards of reinforced concrete structures and compares with some experimental results to provide recommendations on the design of reinforced concrete beams under pure torsion. Calculation models of beams in torsion include the rotation-angle softened-truss model and several building codes such as TCVN 5574-2018, ACI 318-19, and EC2-04. The experimental data are gathered from several previously published studies. The results show that the ACI318-19 and EC2-04 building codes predict torsional moment with the same coefficient of variation, while the rotation-angle softened-truss model provides a coefficient of variation about 40% smaller than that of the standards. The ratio of transverse reinforcement greatly affects the prediction results according to the building codes.

Key words: reinforced concrete beams, torsional resistance, softened-truss model, design standards

(1) ThS, Giảng viên, khoa Công nghệ thông tin, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <cuongdq@hau.edu.vn>

(2) PGS.TS, Giảng viên, khoa Xây Dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

(3) PGS.TS, Giảng viên, khoa Xây Dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Ngày nhận bài: 06/04/2022

Ngày sửa bài: 27/04/2022

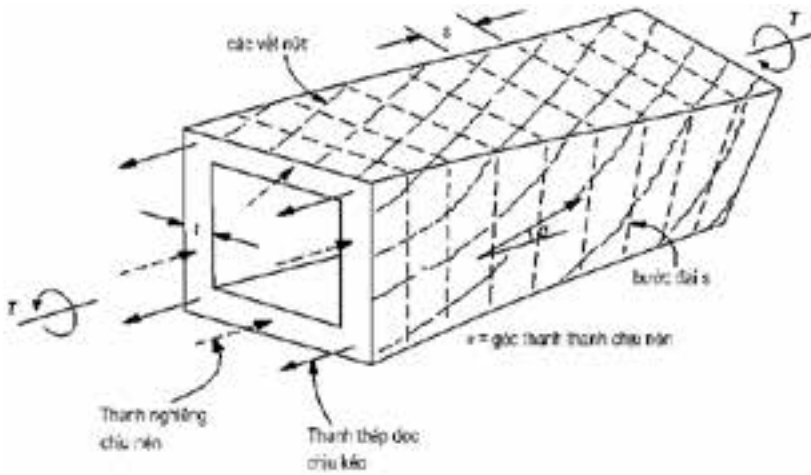
Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Giới thiệu

Những cấu kiện chịu mô men xoắn xuất hiện trong các công trình xây dựng khá phổ biến, chẳng hạn như các dầm biên trong hệ thống sàn sườn, dầm chiếu tới cầu thang, các dầm có diện chịu tải không đối xứng hay các dầm cong trong công trình cầu...Việc thiết kế các cấu kiện chịu xoắn, uốn-xoắn đồng thời trong kết cấu nhà cửa ngày càng được các nhà thiết kế quan tâm vì gần đây các tòa nhà được thiết kế với hình dạng đặc biệt và có các cấu kiện với dạng hình học thay đổi xuất hiện ngày càng nhiều. Với sự phát triển của công nghệ và vật liệu mới, các cấu kiện kết cấu cũng có thể được thiết kế với hình dạng mỏng và có đặc trưng hình học tối ưu để tiết kiệm chi phí. Do đó, việc phân tích các mô hình đối với cấu kiện bê tông cốt thép (BTCT) chịu xoắn từ đó có những so sánh và nhận xét có thể làm căn cứ cho việc thiết kế cấu an toàn và đáng tin cậy hơn. Đặc biệt, việc tính toán chính xác cường độ giới hạn và các dạng phá hoại của kết cấu dầm bê tông cốt thép chịu xoắn sẽ rất hữu ích để thiết kế cấu kiện chịu xoắn kết hợp với các thành phần nội lực khác nhau như lực cắt, mô men uốn bởi vì thực tế rất ít khi chỉ gặp cấu kiện chịu mô men xoắn thuần túy.

Đã có nhiều nghiên cứu khác nhau để phát triển mô hình phân tích cho cấu kiện chịu xoắn. Đầu tiên là lý thuyết uốn xiên được Elfgren [4], Lessig [5] phát triển để xác định khả năng chịu lực cấu kiện dầm bê tông cốt thép không chỉ chịu mômen xoắn mà còn cả chịu kết hợp nhiều thành phần khác bao gồm mômen uốn và lực cắt. Tuy nhiên, việc phân tích các mô hình dựa trên lý thuyết uốn xiên chỉ xem xét được điều kiện cân bằng lực, với giả thiết là cốt thép đạt tới giới hạn chảy. Do đó, rất khó để áp dụng mô hình đó cho trường hợp cấu kiện bị phá hoại do nén vỡ bê tông. Trong trường hợp đó, mô hình cũng không thể tính đến khả năng chịu kéo và cắt của bê tông, thành phần được coi là quan trọng nhất trong việc kháng của các cấu kiện bê tông cốt thép chịu lực cắt và lực xoắn. Bước phát triển tiếp theo là sử dụng mô hình dàn dẻo không gian được Lampert và Thurlimann [6] và Hsu [7] phát triển và kiểm chứng. Hình 1 mô tả các thành phần nội lực và tiết diện ngang dạng thanh thành mỏng có chiều dày t chịu xoắn bỏ qua phần lõi bê tông bên trong. Các dải bê tông xoắn ốc nghiêng giữa các vết nứt chống lại lực nén, trong khi các thanh thép dọc ở các góc và thanh thép đai chống lại lực kéo sinh ra bởi mômen xoắn. Trong trường hợp này, tiết diện thành mỏng được giả định đóng vai trò như một giàn không gian. Nhược điểm chính của mô hình dàn dẻo không gian là không kể đến sự đóng góp khả năng chịu lực của bê tông nằm giữa các dải nứt nghiêng và chưa kể đến trạng thái làm việc 2 trục của bê tông vùng nén.

Để khắc phục những hạn chế đó, mô hình giàn mềm góc nghiêng thay đổi (RA-STM) và mô hình dàn mềm góc nghiêng cố định (FA-STM) do Pang và Hsu [8,12], Hsu và Zhang [9], Jeng và Hsu [10], Ju và cộng sự [11] đã được đề xuất. Mô hình dàn mềm đã xem xét đầy đủ ứng xử của cấu kiện bê tông cốt thép chịu xoắn với các điều tương thích cũng như trạng thái cân bằng lực. Tuy nhiên dưới góc độ chỉ



Hình 1. Các thành phần nội lực của tiết diện chịu xoắn

dự báo khả năng chịu lực thì mô hình RA-STM thuận tiện cho tính toán toán hơn vì chỉ sử dụng hai mô hình biến dạng vật liệu là cốt thép chịu kéo/nén và bê tông chịu nén, không xem xét đến sự đóng góp của bê tông chịu kéo vào khả năng chịu xoắn của dầm. Bài báo này nhằm mục đích giới thiệu một mô hình dự báo khá chính xác khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép thường dựa trên mô hình RA-STM do Pang và Hsu [8] đề xuất. Ngoài ra, các kết quả tính toán được so sánh với công thức tính toán trong một số tiêu chuẩn hiện hành và sau đó được so sánh với một số kết quả thực nghiệm để đưa ra một số khuyến cáo khi thiết kế loại cấu kiện chịu lực phức tạp này.

2. Công thức tính toán trong một số tiêu chuẩn và mô hình đàn mềm

2.1. Tính toán dầm bê tông cốt thép chịu xoắn trong các tiêu chuẩn xây dựng

2.1.1. ACI 318-19 [2]

Tiêu chuẩn ACI 318-19 đánh giá mô men xoắn giới hạn của cấu kiện bê tông cốt thép dựa trên mô hình giàn không gian. Tiêu chuẩn giả định rằng sau khi cấu kiện bị nứt, chỉ có cốt thép đai và cốt thép dọc là tham gia chịu xoắn. Do đó, khi tính toán T_n , khả năng chống lại lực xoắn của cấu kiện phụ thuộc vào cốt thép đai và cốt thép dọc, ảnh hưởng của bê tông bị bỏ qua. Theo tiêu chuẩn ACI 318-19, mô men xoắn giới hạn của các cấu kiện bê tông cốt thép không ứng suất trước và ứng suất trước là giá trị nhỏ hơn theo (1) và (2):

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_c} \frac{1.7 A_{oh}^2}{p_h} \quad (1)$$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{p_h} \tan \theta \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_c} \frac{1.7 A_{oh}^2}{p_h} \quad (2)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh},$$

Trong đó A_o là diện tích tiết diện được giới hạn bởi chu vi dòng ứng suất cắt; A_{oh} là diện tích tiết diện được giới hạn bởi cốt thép đai; p_h là chu vi của phần được giới hạn bởi cốt thép đai; θ là góc thanh xiên chịu nén, $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$, tiêu chuẩn đề xuất lấy $\theta = 45^\circ$; A_t là diện tích của 1 thanh cốt thép đai; A_l là diện tích của thanh cốt thép dọc; s là khoảng cách cốt đai; f_{yt} là cường độ chảy dẻo của cốt thép đai; f_{vl} là cường độ chảy dẻo của cốt thép dọc.

2.1.2. EC2-04 [3]

EC2-04 xác định giá trị mô men xoắn giới hạn của cấu kiện bê tông cốt thép dựa trên phương trình sau:

$$T_{Rd} = \min \left(\frac{2A_k A_t f_{yt}}{s} \cot \theta, \frac{2A_k A_l f_{yl}}{u_k} \tan \theta \right) \leq 2\nu \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (3)$$

$$t_{ef} = A / u \geq 2c$$

$$A_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef})$$

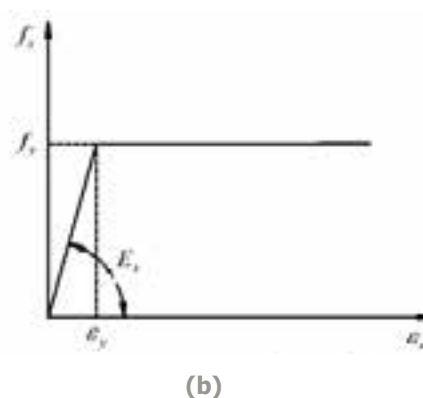
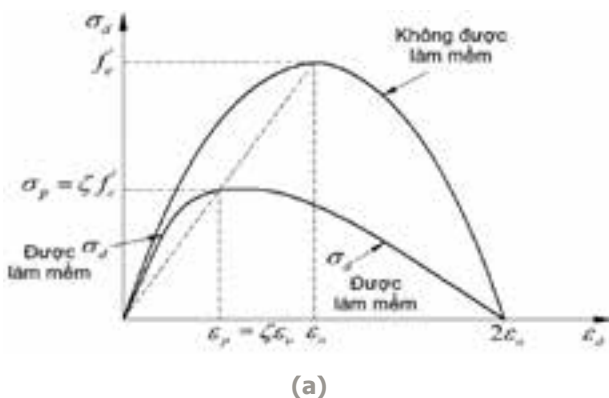
$$\theta = \cot^{-1} \left(\sqrt{A_l s f_{yl} / A_t u_k f_{yt}} \right)$$

$$\nu = 0.6(1 - f_{ck} / 250) [f_{ck}, \text{MPa}]$$

Trong đó t_{ef} là chiều dày hữu hiệu của tiết diện thành mỏng chịu xoắn; A là diện tích bao ngoài tiết diện cấu kiện bê tông; u là chu vi bao ngoài tiết diện cấu kiện bê tông; c là khoảng cách từ mép tiết diện đến trọng tâm cốt thép dọc; A_k và u_k là diện tích tiết diện và chu vi được giới hạn bởi chu vi dòng ứng suất cắt; θ là góc thanh xiên chịu nén, $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$; ν là hệ số giảm cường độ do bê tông bị nứt khi chịu cắt; α_{cw} là hệ số kể đến trạng thái ứng suất nén, lấy $\alpha_{cw} = 1$ với bê tông thường; f_{cd} là cường độ thiết kế mẫu nén bê tông $f_{cd} = f_{ck} / 1.5$.

2.1.3. TCVN 5574-2018 [1]

Tính toán độ bền của cấu kiện giữa các tiết diện không



Hình 2. (a) Mối quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông [14];
(b) Mối quan hệ ứng suất-biến dạng của cốt thép [14]

gian được tiến hành theo điều kiện:

$$T \leq 0.1R_b b^2 h \quad (4)$$

Trong đó T là mô men xoắn do ngoại lực trong tiết diện thẳng góc của cầu kiện; b và h lần lượt là cạnh nhỏ và cạnh lớn của tiết diện ngang của cầu kiện.

Tính toán độ bền các tiết diện không gian được tiến hành theo điều kiện:

$$T \leq T_{sw} + T_s \quad (5)$$

Trong đó T là mô men xoắn trong tiết diện không gian, được xác định do tất cả ngoại lực nằm ở một phía của tiết diện không gian; T_{sw} là mô men xoắn chịu bởi cốt thép (của tiết diện không gian) nằm theo phương ngang so với trục cầu kiện; T_s là mô men xoắn chịu bởi cốt thép (của tiết diện không gian) nằm theo phương dọc trục cầu kiện.

2.2. Mô hình đàn mềm [14, 15]

2.2.1. Luật vật liệu

Hình 2 chỉ ra mối quan hệ ứng suất-biến dạng của vật liệu bê tông và cốt thép trong mô hình đàn mềm. Trong nghiên cứu này chỉ xem xét sự đóng góp của bê tông vùng nén vào khả năng chịu xoắn của dầm. Đường cong ứng suất-biến dạng nén của bê tông được thể hiện bởi các công thức (17), (18) cho trên hình 3. Do trạng thái ứng suất trong bê tông khi cầu kiện chịu xoắn là trạng thái kéo-nén hai trục nên hệ số mềm hóa ζ được tính đến để làm giảm ứng suất nén cũng như biến dạng nén trong bê tông so với trạng thái ứng suất nén một trục. Hệ số mềm hóa ζ tính theo công thức (19). Quan hệ ứng suất-biến dạng cốt thép dọc và ngang cho trong công thức (20) và (21).

2.2.2. Các phương trình cân bằng và tương thích

Mô hình sử dụng ba phương trình cân bằng ứng suất (6), (7) và (8) và ba phương trình tương thích biến dạng (10), (11) và (12) như chỉ ra trên hình 3. Chi tiết về thiết lập các phương trình này có thể xem trong tài liệu [15].

2.2.3. Các bước tính toán

Hình 3 thể hiện sơ đồ khối các bước tính toán khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép theo mô hình đàn mềm với góc xoay thay đổi.

Các phương trình tính toán mô hình đàn mềm

$$\sigma_l - \rho_l f_l = \sigma_d \sin^2 \alpha_r \quad (6)$$

$$\sigma_t - \rho_t f_t = \sigma_d \cos^2 \alpha_r \quad (7)$$

$$\tau_{lt} = (-\sigma_d) \sin \alpha_r \cos \alpha_r \quad (8)$$

$$T = \tau_{lt} (2A_o t_d) \quad (9)$$

$$\varepsilon_l = \varepsilon_r \cos^2 \alpha_r + \varepsilon_d \sin^2 \alpha_r \quad (10)$$

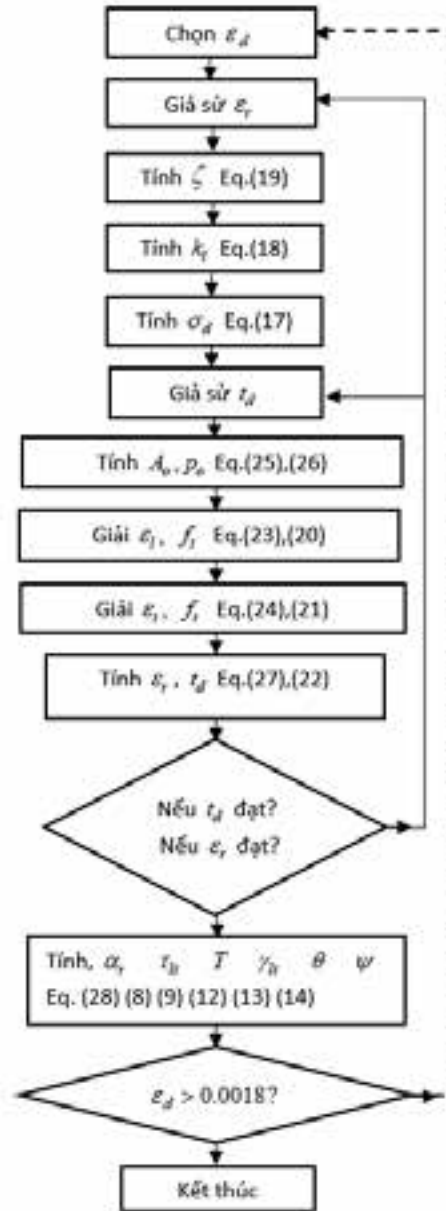
$$\varepsilon_t = \varepsilon_r \sin^2 \alpha_r + \varepsilon_d \cos^2 \alpha_r \quad (11)$$

$$\frac{\gamma_{lt}}{2} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \alpha_r \cos \alpha_r \quad (12)$$

$$\theta = \frac{p_o}{2A_o} \gamma_{lt} \quad (13)$$

$$\psi = \theta \sin 2\alpha_r \quad (14)$$

$$t_d = \frac{\varepsilon_{ds}}{\psi} \quad (15)$$



Hình 3. Sơ đồ khối phân tích xoắn sử dụng mô hình đàn mềm [13, 15]

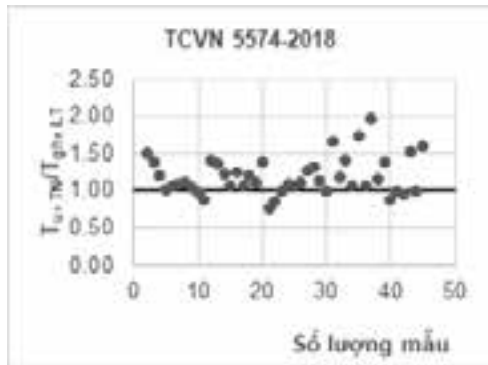
$$\varepsilon_d = \frac{\varepsilon_{ds}}{2} \quad (16)$$

$$\sigma_d = k_1 \zeta f'_c \quad (17)$$

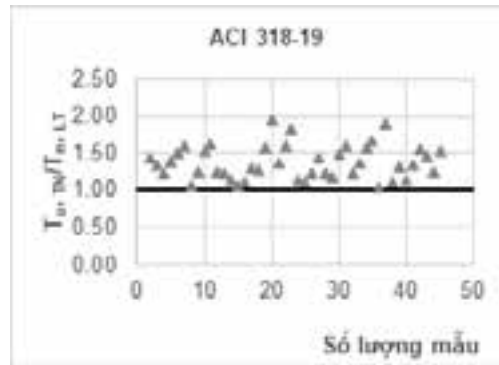
$$k_1 = \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \right) \quad \varepsilon_{ds} / \zeta \varepsilon_o \leq 1$$

$$k_1 = \left[1 - \frac{\zeta^2}{(2-\zeta)^2} \right] \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\zeta \varepsilon_o}{\varepsilon_{ds}} \right) + \frac{\zeta^2}{(2-\zeta)^2} \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \right) \quad (18a)$$

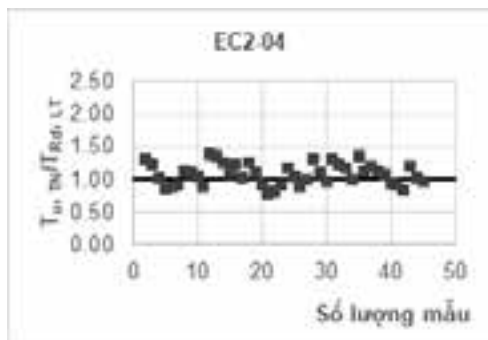
$$\varepsilon_{ds} / \zeta \varepsilon_o > 1 \quad (18b)$$



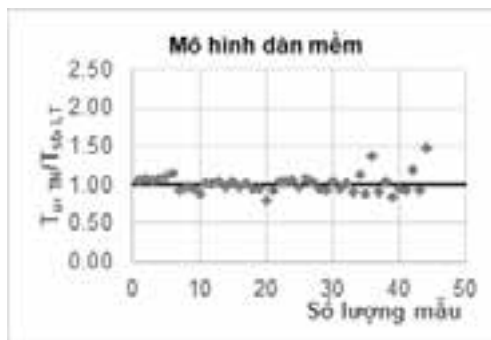
a. Tỷ lệ T_u/T_y theo TCVN 5574-2018



b. Tỷ lệ T_u/T_y theo tiêu chuẩn ACI 318-19



c. Tỷ lệ T_u/T_y theo tiêu chuẩn EC2-04



d. Tỷ lệ T_u/T_y theo mô hình đàn mềm

Hình 4. So sánh kết quả thực nghiệm với kết quả dự báo

$$\text{Hệ số mềm hóa } \zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600\varepsilon_r}} \quad (19)$$

$$f_l = E_s \varepsilon_l \quad \varepsilon_l < \varepsilon_{ly} \quad (20a)$$

$$f_l = f_{ly} \quad \varepsilon_l \geq \varepsilon_{ly} \quad (20b)$$

$$f_t = E_s \varepsilon_t \quad \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} \quad (21a)$$

$$f_t = f_{ty} \quad \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} \quad (21b)$$

$$t_d = \frac{A_o}{p_o} \left[\frac{(-\varepsilon_d)(\varepsilon_r - \varepsilon_d)}{(\varepsilon_l - \varepsilon_d)(\varepsilon_t - \varepsilon_d)} \right] \quad (22)$$

$$\varepsilon_l = \varepsilon_d + \frac{A_o(-\varepsilon_d)(-\sigma_d)}{A_l f_l} \quad (23)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d + \frac{A_o s(-\varepsilon_d)(-\sigma_d)}{p_o A_t f_t} \quad (24)$$

$$A_o = A_c - 0.5 p_c t_d + t_d^2 \quad (25)$$

$$p_o = p_c - 4 t_d \quad (26)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_l + \varepsilon_t - \varepsilon_d \quad (27)$$

$$\tan^2 \alpha_r = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_d}{\varepsilon_l - \varepsilon_d} \quad (28)$$

Các ký hiệu trong các phương trình và công thức từ (6) đến (28) trong hình 3 như sau: p_l, p_t là hàm lượng thép theo phương l, t ; f_l, f_t là ứng suất của cốt thép theo phương l, t ; A_c là diện tích tiết diện; p_c là chu vi tiết diện; θ là góc thanh xiên chịu nén; ψ là độ cong của thanh chống bê tông; s là khoảng cách cốt đai; f_{yl} là cường độ chảy dẻo của cốt thép đai; f_{yt} là cường độ chảy dẻo của cốt thép dọc; t_d là chiều dày vùng tiết diện bê tông chịu xoắn; σ_l, σ_t là ứng suất pháp tuyến theo phương l, t ; σ_d là ứng suất nén chính của bê tông; $\varepsilon_l, \varepsilon_t$ là biến dạng của thép theo phương l, t ; ε_{ds} biến dạng lớn nhất của bê tông ở bề mặt; $\varepsilon_r, \varepsilon_d$ là biến dạng của bê tông theo tọa độ $r-d$; γ_{lt} là biến dạng của thép trong mặt phẳng l, t ; f'_c là cường độ nén mẫu trụ bê tông; E_s là mô đun đàn hồi của thép.

3. Dữ liệu thực nghiệm và so sánh khả năng chịu xoắn giữa thực nghiệm và các mô hình dự báo

3.1. Chuẩn bị dữ liệu

Trong bài báo này sử dụng 44 mẫu dầm được thí nghiệm chịu xoắn thuần túy do các nhà nghiên cứu Hsu Thomas T [16], McMullen AE và Rangan BV [17], Fang IK và Shiau JK [18] thực hiện để so sánh và đánh giá các mô hình đã trình bày trong mục 2. Dữ liệu bao gồm đặc trưng tiết diện: chiều rộng dầm (b) và chiều cao dầm (h); cường độ mẫu nén trụ của bê tông (f'_c); các đặc trưng cốt thép: diện tích cốt thép dọc (A_l), diện tích cốt thép đai (A_t), cường độ chảy dẻo của cốt thép dọc (f_{yl}), cường độ chảy dẻo của cốt thép đai (f_{yt}), khoảng bước đai (s); giá trị mô men xoắn giới hạn thực nghiệm (T_u). Các thông số này được thể hiện từ cột 3 đến cột 11 trong bảng 1. Chi tiết về các kết quả thí nghiệm có thể xem trong các tài liệu tương ứng.

3.2. Kết quả và bàn luận

Kết quả tính toán cụ thể mô men xoắn giới hạn theo 4 mô hình được thể hiện trong bảng dữ liệu 1, từ cột 12 đến

Bảng 1. Kết quả tính toán mô men xoắn giới hạn

Tác giả	Tên mẫu	b	h	f_c	Al	f_{yl}	At	f_{yt}	s	T_u	T_{gh} TCVN	T_n ACI	T_{Rd} EC2	T_{st} Mô hình dàn mềm	T_u/T_{gh}	T_u/T_n	T_u/T_{Rd}	T_u/T_{st}
		mm	mm	MPa	mm ²	Mpa	mm ²	Mpa	mm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm				
Hsu Thomas T [16]	M1	254	381	29.9	803	326	70.9	353	149	30.39	20.33	21.17	65.27	28.68	1.49	1.44	1.31	1.06
	M2	254	381	30.5	1132	329	70.9	357	105	40.56	29.16	30.36	66.48	37.51	1.39	1.34	1.23	1.08
	M3	254	381	26.8	1548	322	129.7	326	140	43.84	36.52	36.01	58.77	41.36	1.20	1.22	1.02	1.06
	M4	254	381	26.5	2042	319	129.1	327	105	49.60	48.62	35.81	58.37	45.30	1.02	1.39	0.88	1.09
	M5	254	381	28.0	2584	335	130.0	331	83	55.70	52.94	36.80	61.70	49.85	1.05	1.51	0.90	1.12
	M6	254	381	29.4	3058	318	129.1	341	70	60.11	55.59	37.71	64.39	52.31	1.08	1.59	0.93	1.15
	I3	254	381	44.7	1132	343	128.6	334	127	45.65	40.92	42.60	96.00	49.41	1.12	1.07	1.14	0.92
	I4	254	381	45.0	1548	315	129.0	326	92	58.08	55.30	46.66	97.28	59.91	1.05	1.24	1.11	0.97
	I5	254	381	45.0	2042	310	129.1	325	70	70.73	72.49	46.66	97.36	74.22	0.98	1.52	1.04	0.95
	I6	254	381	45.8	2584	325	128.8	329	57	76.72	86.60	47.07	99.84	86.32	0.89	1.63	0.90	0.89
	N1	152	305	29.5	283	352	31.5	341	92	9.09	6.49	7.30	21.20	8.95	1.40	1.24	1.38	1.02
	N1A	152	305	28.7	283	346	31.5	345	92	8.99	6.57	7.39	20.75	8.81	1.37	1.22	1.37	1.02
	N2	152	305	30.4	515	331	31.8	338	51	14.46	11.71	12.80	21.86	13.83	1.23	1.13	1.25	1.05
	N2A	152	305	28.4	515	333	71.0	361	114	13.22	12.51	12.37	20.71	13.64	1.06	1.07	1.10	0.97
	N3	152	305	27.3	422	352	32.0	352	64	12.20	9.78	11.00	19.83	11.66	1.25	1.11	1.24	1.05
	N4	152	305	27.3	658	340	70.9	356	89	15.70	14.80	12.13	19.95	16.19	1.06	1.29	1.02	0.97
	K2	152	495	30.6	767	336	71.3	338	105	23.73	19.55	18.63	40.72	23.51	1.21	1.27	1.26	1.01
	K3	152	495	29.0	1196	316	129.1	321	124	28.47	25.51	18.13	39.26	29.82	1.12	1.57	1.11	0.95
	K4	152	495	28.6	1700	344	129.2	340	86	35.03	25.16	18.01	38.75	37.00	1.39	1.95	0.92	0.95
	C4	254	254	27.2	1135	336	128.8	328	98	25.31	33.50	18.61	35.83	31.32	0.76	1.36	0.79	0.81
	C5	254	254	27.2	1548	328	129.2	329	73	29.71	34.29	18.61	36.14	32.20	0.87	1.60	0.82	0.92
	C6	254	254	27.6	2039	316	129.0	328	54	34.23	34.79	18.75	37.01	33.20	0.98	1.83	0.92	1.03
	J1	254	381	14.3	513	328	71.0	346	152	21.47	19.56	18.95	35.04	20.71	1.10	1.13	1.18	1.04
	J2	254	381	14.5	803	320	70.4	341	98	29.15	27.42	26.49	35.48	27.50	1.06	1.10	1.05	1.06
	J3	254	381	16.9	1132	339	128.6	337	127	35.25	31.95	28.59	40.69	35.78	1.10	1.23	0.88	0.99
	J4	254	381	16.8	1548	324	129.0	332	92	40.68	31.77	28.51	40.62	37.71	1.28	1.43	1.00	1.08
McMullen AE, Rangan BV [17]	A2	254	254	38.2	516	380	31.6	285	41	22.60	17.17	18.39	46.61	21.92	1.32	1.23	1.31	1.03
	A3	254	254	39.4	800	352	70.4	360	79	27.80	24.78	23.35	47.88	29.12	1.12	1.19	1.11	0.95
	A4	254	254	39.2	1142	351	70.9	360	57	34.50	35.09	23.29	47.60	37.19	0.98	1.48	0.98	0.93
Fang IK, Shiau JK. [18]	H-06-12	350	500	78.5	2030	410	71.2	440	100	115.10	69.01	71.86	379.43	109.73	1.67	1.60	1.30	1.05
	H-12-12	350	500	78.5	2030	410	71.2	440	50	155.30	132.45	127.34	417.12	162.28	1.17	1.22	1.24	0.96
	H-12-16	350	500	78.5	2870	520	71.2	440	50	196.00	138.01	143.73	387.53	192.31	1.42	1.36	1.17	1.02
	H-20-20	350	500	78.5	3430	560	126.4	440	55	239.00	222.85	152.50	401.98	260.89	1.07	1.57	0.99	0.92
	H-07-10	350	500	68.4	1715	500	71.4	420	90	126.70	73.43	76.47	332.76	111.18	1.73	1.66	1.37	1.14
	H-14-10	350	500	68.4	1715	500	126.9	360	80	135.20	125.88	131.09	359.93	154.40	1.07	1.03	1.12	0.88
	H-07-16	350	500	68.4	2870	500	71.4	420	90	144.50	73.43	76.47	293.64	105.60	1.97	1.89	1.21	1.37
	N-06-06	350	500	35.5	1190	440	71.2	440	100	79.70	69.01	71.86	190.21	87.88	1.15	1.11	1.14	0.91
	N-06-12	350	500	35.5	2030	410	71.2	440	100	95.20	69.01	71.86	176.67	90.75	1.38	1.32	1.08	1.05
	N-12-12	350	500	35.5	2030	410	71.2	440	50	116.80	132.45	102.56	194.22	137.69	0.88	1.14	0.94	0.85
	N-12-16	350	500	35.5	2870	420	71.2	440	50	138.00	138.01	102.56	186.82	144.92	1.00	1.35	0.92	0.95
	N-20-20	350	500	35.5	3430	560	126.4	440	55	158.00	167.26	102.56	187.17	170.08	0.94	1.54	0.84	0.93
	N-07-10	350	500	33.5	1715	500	71.4	420	90	111.70	73.43	76.47	169.36	94.21	1.52	1.46	1.21	1.19
	N-14-10	350	500	33.5	1715	500	126.9	360	80	125.00	125.88	99.62	183.19	133.70	0.99	1.25	1.03	0.93
	N-07-16	350	500	33.5	2870	500	71.4	420	90	117.30	73.43	76.47	149.45	78.88	1.60	1.53	0.98	1.49

Bảng 2. So sánh chỉ số thống kê của các phương pháp tính

Phương pháp	Trung bình $\bar{X}$	Lệch chuẩn SD	Biến động CV
TCVN 5574-2018	1.19	0.251	0.21
ACI 318-19	1.37	0.226	0.16
EC2-04	1.09	0.162	0.15
Mô hình dàn mềm	1.02	0.122	0.12

cột 15. Hình 4 thể hiện so sánh giữa kết quả thực nghiệm với kết quả dự báo từ 3 tiêu chuẩn và mô hình dàn mềm. Từ bảng 2 có thể thấy rằng TCVN5574 dự báo khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép có độ biến động lớn nhất, thể hiện qua hệ số biến động CV bằng khoảng 0,21. Hai tiêu chuẩn ACI318 và EC02 cho kết quả dự báo với hệ số biến động tương đương nhau. Hình 4.b thể hiện dự báo theo ACI318 cho biết toàn bộ các mẫu có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) lớn hơn 1, như vậy dự báo theo ACI318 là an toàn. Bên cạnh đó hình 4.a cho biết có 10/44 mẫu (chiếm 22,7%) có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) nhỏ hơn 1 khi dự báo theo TCVN 5574. Quan sát bảng dữ liệu ta thấy rằng trong số 10 mẫu dự báo không an toàn này có hàm lượng cốt ngang cao, dao động từ khoảng 1,36% đến 3,2%. Trong khi tiêu chuẩn EC2 có tới 15/44 mẫu (chiếm 34,1%) có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) nhỏ hơn 1. Ngoài ra, từ bảng dữ liệu có thể thấy phần lớn trong số 15 mẫu dự báo không an toàn có hàm lượng cốt ngang cao, trong khoảng từ 1,17% đến 3,2%. Điều này có thể chỉ ra rằng các tiêu chuẩn TCVN5574 và EC2 dự báo thiếu thận trọng khả

năng chịu xoắn khi hàm lượng cốt ngang cao. Đối với mô hình dàn mềm hệ số biến động nhỏ hơn nhiều so với 3 tiêu chuẩn trên chứng tỏ độ biến thiên của kết quả dự báo theo mô hình dàn mềm là nhỏ hơn. Tuy nhiên từ bảng dữ liệu ta có thể thấy 21/44 mẫu (chiếm 47,7%) có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) nhỏ hơn 1 (hình 4.d). Do đó có thể rút ra nhận xét mô hình dàn mềm mặc dù kết quả dự báo có độ biến thiên khá thấp và gần với kết quả thực nghiệm nhưng số lượng mẫu có kết quả dự báo tỷ lệ $T_{u,TN}/T_{u,LT} < 1$ là cao nhất.

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày tóm tắt lý thuyết thiết kế dầm bê tông cốt thép chịu xoắn theo 3 tiêu chuẩn TCVN5574, ACI318, EC2 và mô hình dàn mềm, đồng thời thu thập được 44 dữ liệu thí nghiệm dầm chịu xoắn của nhiều nhà nghiên cứu khác nhau để so sánh, đánh giá các mô hình trên. Từ các kết quả và phân tích bên trên, trong phạm vi khảo sát có thể rút ra một số kết luận sau:

- Ba tiêu chuẩn TCVN5574, ACI318, EC2 dự báo mô men xoắn của dầm bê tông cốt thép với kết quả có độ biến thiên lớn gấp khoảng 1,4 lần mô hình dàn mềm;

- Tiêu chuẩn ACI318 cho kết quả dự báo với hệ số biến động lớn nhất. Với hàm lượng cốt ngang cao (từ 1,17% đến 3,2%) hai tiêu chuẩn TCVN5574, EC2 dự báo thiếu thận trọng mô men kháng xoắn;

- Mô hình dàn mềm do Hsu và cộng sự đề xuất mặc dù cho kết quả dự báo gần với kết quả thực nghiệm nhưng tỷ lệ các mẫu có tỷ số $T_{u,TN}/T_{u,LT} < 1$ lớn hơn so với dự báo theo TCVN5574, ACI318 và EC2.

Khi sử dụng các tiêu chuẩn trên để dự báo khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép cần lưu ý hàm lượng cốt ngang trong dầm để sử dụng mô hình tính toán phù hợp./.

Tài liệu tham khảo

1. Tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 5574:2018: Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.
2. ACI Committee. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary. American Concrete Institute, Indianapolis, IN, USA, 2019.
3. EC2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. British Standards Institution, London, UK, 2004.
4. Lennart Elfgrén, Inge Karlsson and Anders Losberg. Nodal forces in the analysis of the ultimate torsional moment for rectangular beams. Magazine of Concrete Research, 1974.
5. Lessig, N. N. Determination of Load-Carrying Capacity of Rectangular Reinforced Concrete Elements Subjected to Flexure and Torsion. Institute Betona I Zhelezobetona, Moscow, Work 5, 4-28, 1959.
6. Paul Lampert, Bruno Thürlimann. Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending. 1972.
7. Thomas T.C. Hsu. Torsion of Structural Concrete-Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members. ACI SP-18, American Concrete Institute, Detroit, Mich, 1968.
8. Pang, X.B and Hsu, T.T.C. Behavior of reinforced concrete membrane elements in shear. ACI Struct J, 92(6), 665-79, 1995.
9. Hsu, T.T.C and Zhang, L.X. Nonlinear analysis of membrane elements by fixed-angle softened-truss model. ACI Struct. J, 94(5), 483-492, 1997.
10. Jeng, C.H. and Hsu, T.T.C. A Softened Membrane Model for Torsion in Reinforced Concrete Members. Eng. Struct, 32(9), 1944-1954, 2009.
11. Ju, H., Lee, D.H, Hwang, J.H, Kim, K.S. and Oh, Y.H. Fixed-Angle Smeared-Truss Approach with Direct Tension Force Transfer Model for Torsional Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Members. J. Adv. Concrete Technol, 11(9), 215-229, 2013.
12. Pang, X.B. and Hsu, T.T.C. Fixed-angle softened-truss model for reinforced concrete, ACI Struct. J, 93(2), 197-207, 1996.
13. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C. Constitutive Laws of Reinforced Concrete in Biaxial tension-compression. Research Report URCEE 91-2, 1991.
14. Belarbi, A. and Hsu, T.T.C. Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete. ACI Structural Journal, 1994.
15. Hsu, T. T. C. Unified Theory of Reinforced Concrete. CRC Press, Boca Raton, 1993.
16. Hsu T.T.C. Torsion of structural concrete-behavior of reinforced concrete, Torsion Struct Concr SP-18 ACI, 261-306, 1968.
17. McMullen AE, Rangan BV. Pure torsion in rectangular section. ACI Struct J, 1978.
18. Fang IK, Shiau JK. Torsional behavior of normal and high-strength concrete beams. ACI Struct J, 2004.

Một nghiên cứu thực nghiệm kiểm định và quan trắc cầu bằng thiết bị toàn đạc laser mặt đất

An experiment study of inspection and monitoring bridge using ground laser scanner total station

Vũ Ngọc Quang⁽¹⁾, Vũ Đình Chiêu⁽²⁾, Phạm Thị Thanh Hòa⁽³⁾

Tóm tắt

Bài báo nghiên cứu khả năng sử dụng máy quét laser mặt đất trong kiểm định, quan trắc chuyển dịch công trình cầu, một cách tiếp cận mới cho công tác kiểm định công trình. Nghiên cứu sử dụng một máy toàn đạc điện tử quét laser mặt đất, Topcon GTL-1000 để quét dữ liệu độ cao bề mặt dưới của một đoạn dầm cầu ngắn trong suốt quá trình kiểm định công trình bằng đồng hồ so trong hai trường hợp của sơ đồ tải trọng là: Không tải và tải trọng đúng tâm. Kết quả cho thấy máy quét toàn đạc laser mặt đất có thể trích xuất hàng ngàn điểm đo trên một bề mặt của kết cấu cần kiểm định với một độ chính xác cao. Kết quả thu nhận được không chỉ là độ võng tại một vài vị trí tương ứng với các điểm đơn trên kết cấu mà là cả một bề mặt võng của kết cấu. Cách tiếp cận đề xuất trong bài báo có thể được áp dụng trong các nhiệm vụ kiểm định thực tế và mang tới cho các kỹ sư khảo sát một công cụ hữu hiệu trong quan trắc ứng xử của kết cấu.

Từ khóa: VD: Máy quét laser mặt đất, Đám mây điểm, Kiểm định, Quan trắc cầu, Chuyển dịch, Độ võng, Topcon GTL

Abstract

This paper studies the ability of a ground terrestrial laser scanner for inspection and monitoring displacement of the bridge, a new approach for works inspection. The study used a high accuracy laser scanner total station, Topcon GTL-1000 to acquire elevation data of the underside of a short span during bridge inspection by clock dial-micrometer in two cases of payload diagram including no loading and centric loading. The results showed that a ground laser scanner can extract thousands of points on the surface of the inspected structure with high accuracy. The results are not only deflection of several single points at different positions, but also a surface of deflection on the entire structure. The approach proposed in this paper can be applied in practical inspection tasks and brings surveyors an efficient tool for observing the behavior of the structure.

Key words: Ground laser scanner, Point cloud, Inspection, Bridge monitoring, Displacement, Deflection, Topcon GTL

(1) ThS, Giảng viên, khoa Công trình, Trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải, Email: quangvn@utt.edu.vn

(2) ThS, Giảng viên, khoa Cầu đường, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, Email: chieuvd@nuce.edu.vn

(3) ThS, Giảng viên, khoa Trắc địa bản đồ và quản lý đất đai, ĐH Mỏ-Địa chất, Email: phamthithanhhoa@humg.edu.vn

Ngày nhận bài: 15/03/2022

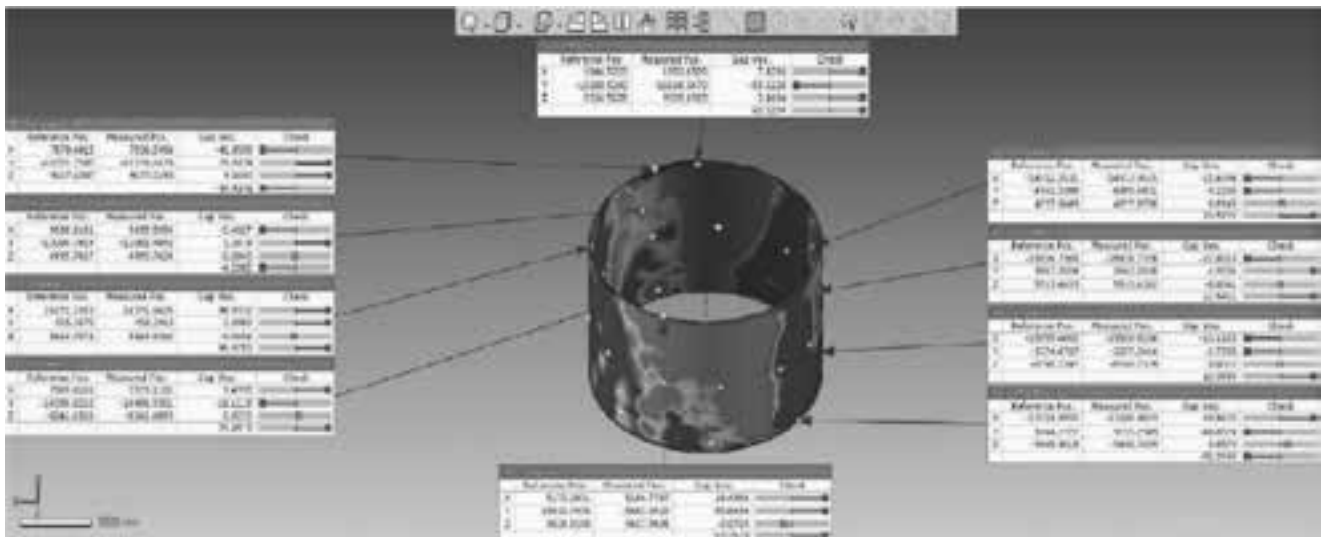
Ngày sửa bài: 05/04/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

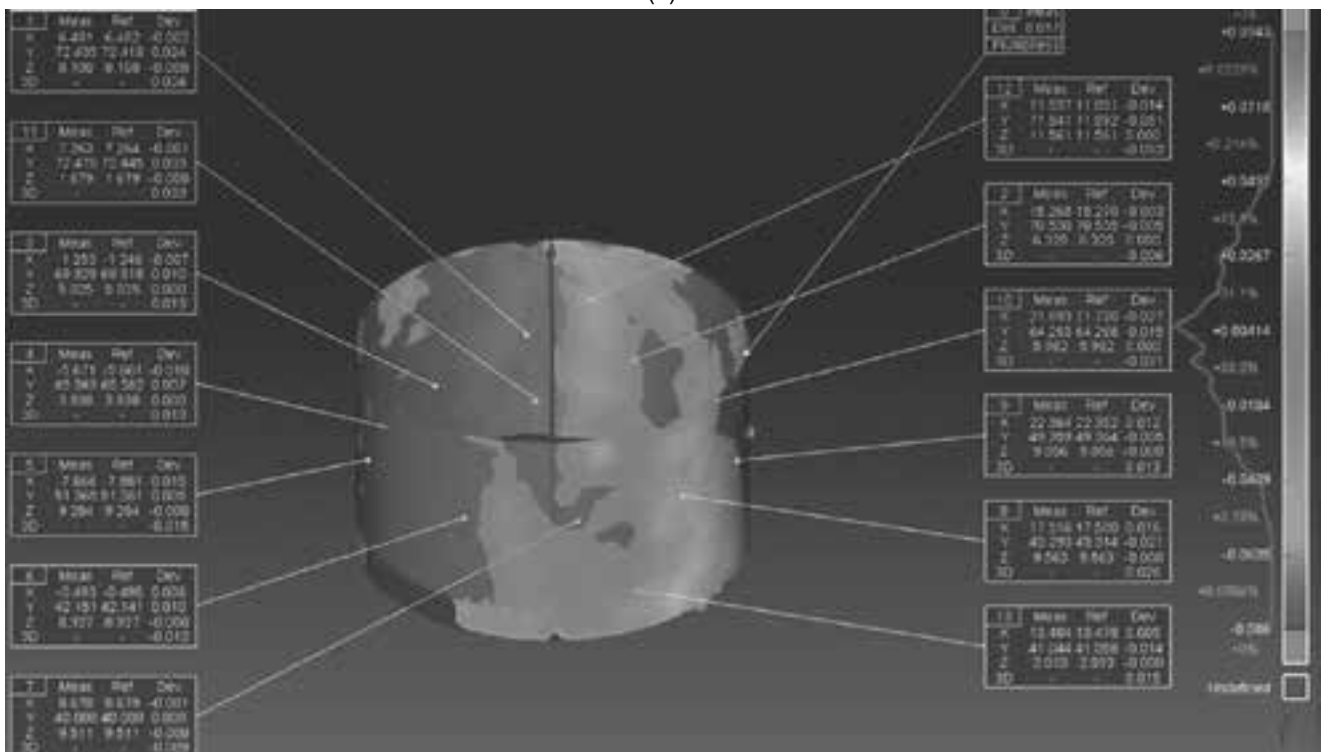
1. Tổng quan

Kiểm định và quan trắc là một yêu cầu quan trọng trước khi đưa công trình vào vận hành chính thức cũng như trong suốt quá trình sử dụng. Thông thường, các phương pháp truyền thống đòi hỏi hình thức tiếp cận trực tiếp để thực hiện các phép đo hay để gắn các thiết bị đo đạc chuyên dụng ở trên các kết cấu. Đây là phương pháp đòi hỏi thời gian [1], đôi khi là có cả những yếu tố nguy hiểm kèm theo do hạn chế về điều kiện tiếp cận các kết cấu. Sự phát triển của các thiết bị hiện đại cho phép thực hiện các phép đo kiểm định, quan trắc không tiếp cận trực tiếp, mang lại cho các kỹ sư lựa chọn mới trong giải quyết các bài toán kiểm định và thiết bị quét laser mặt đất là một trong số đó. Thiết bị quét mặt đất (Ground laser scanner) ra đời đã được ứng dụng nhiều trong xây dựng mô hình 3D của các kết cấu hay của cả một công trình với hàng triệu điểm bề mặt được trích xuất, mang lại hình ảnh, mô hình chân thực nhất [2]. Mô hình bề mặt của kết cấu sẽ được hình thành bằng cách xây dựng các mạng lưới tam giác dày đặc dựa trên các đám mây điểm lên tới hàng nghìn điểm trên mỗi mét vuông diện tích của kết cấu [3]. Các số liệu đám mây điểm hỗ trợ nhanh chóng hình thành các bản vẽ hoàn công tổng thể của công trình hay kết cấu với các kích thước chi tiết nhất [4–6]. Các thiết bị quét mặt đất có khả năng thu nhận thông tin không gian của các đối tượng một cách độc lập hoặc kết hợp với các thiết bị chuyên dụng khác [7–9] cho các mục đích chuyên biệt với từng dạng công trình tương ứng. Các ứng dụng của GLS trong quan trắc, kiểm định công trình cầu bao gồm xây dựng mô hình 3D của các kết cấu, kiểm tra độ lệch của dầm, kiểm tra độ võng bề mặt trong các sơ đồ tải khác nhau. Các kết quả từ một số thiết bị quét mặt đất được đánh giá cao khi so sánh với một số phương pháp khác như I-Site TLS so sánh với phương pháp ảnh số, thiết bị Riegl LMS Z390i so với Leica TCR 1102 [10–12]. Ứng dụng trong phát hiện các hư hỏng bề mặt kết cấu của công trình có thể tham khảo trong nghiên cứu [13]. Đặc biệt, trong công trình nghiên cứu [14], số liệu từ thiết bị quét mặt đất sau khi xây dựng mô hình đã phát hiện chính xác tới 87% diện tích bề mặt bị hư hỏng. Bên cạnh đó, kết quả trong mô hình được xây dựng từ các đám mây điểm dày đặc cho phép đánh giá các điều kiện kỹ thuật của các công trình mang tính chất lịch sử một cách trực quan [15] hay phát hiện sự không liên tục, đứt gãy và chuyển dịch của các đập chắn có kiến trúc bằng đá [16], kiểm tra các kích thước hình học thuần túy của các cấu kiện [17–19]. Với các công trình kiến trúc lớn, có kết cấu phức tạp và có nhu cầu lưu giữ cho các mục đích phục dựng sau thời gian dài, thiết bị quét laser cũng là một giải pháp hiệu quả khi các bản vẽ hoàn công được xây dựng tới các chi tiết nhỏ nhất [20–22]. Trong phát triển và xây dựng hệ thống thông tin công trình (BIM), số liệu từ các máy quét laser mặt đất là không thể thiếu [23, 24]. Giải pháp này giúp giảm thời gian thực hiện các phép đo truyền thống, nâng cao độ chính xác xác định các yếu tố kỹ thuật và tối ưu hóa trong việc xây dựng các mô hình dự báo các rủi ro tiềm ẩn trong tương lai. Một số hình ảnh về ứng dụng thiết bị quét laser mặt đất trong việc thu thập số liệu thông tin để quan trắc và phân tích biến dạng công trình được thể hiện trong hình 1 (a),(b).

Về mặt tổng quan, có thể thấy rằng thiết bị quét mặt đất có rất nhiều ưu điểm trong công tác quan trắc và kiểm định [22]. Tuy nhiên, với các phép đo đặc thù như kiểm định và quan trắc cầu, với yêu cầu độ chính xác rất cao thì với mỗi thiết bị mới đều cần phải có những



(a)



(b)

Hình 1. GLS phục vụ phân tích biến dạng tank chứa dầu thô Nhà máy lọc dầu Nghi Sơn (NEH Engineering Survey & Mapping)

đánh giá, nghiên cứu, thực nghiệm nhằm khẳng định tính khả thi của giải pháp.

2. Nguyên tắc hoạt động

Các thiết bị máy quét laser về cơ bản sử dụng một trong hai phương pháp để xác định yếu tố khoảng cách bao gồm phương pháp đo xung và phương pháp đo pha. Trong khi phương pháp đo xung có thể mạnh về phạm vi đo đạc và giảm nhiễu thì phương pháp đo pha có ưu thế về độ chính xác và tốc độ thu nhận tín hiệu, một yêu cầu rất cao trong các phép đo quan trắc và kiểm định. Một ví dụ điển hình về thiết bị quét theo phương pháp đo xung có thể kể đến Topcon GLS-2000 với khoảng cách quét lên tới 500m tốc độ quét là 120,000 điểm trên mỗi giây và độ chính xác xác định yếu tố khoảng cách lên tới 3.5mm. Đại diện cho phương pháp đo

pha là Faro FocusS 150 thì khoảng cách giảm chỉ còn 150m nhưng mật độ điểm lên tới 976,000 điểm trên giây và độ chính xác lên tới 1mm với khoảng cách 25m [25]. Ngoài các thiết bị trên thì còn rất nhiều thiết bị quét của các hãng khác nhau như Leica, Trimble...

Về nguyên tắc hoạt động, các thiết bị có các thông số kỹ thuật khác nhau, sử dụng phương pháp đo khác nhau nhưng về nguyên tắc thì có thể nói hệ thống đo khoảng cách trong máy quét chính là yếu tố then chốt. Các thành phần tọa độ không gian của đối tượng cần quét được xác định thông qua các yếu tố khoảng cách, góc định hướng và góc đứng hoặc góc thiên đỉnh (Hình 2)

Các giá trị khoảng cách từ vị trí máy quét tới các điểm đo đối với phương pháp đo xung và đo pha được xác định tương ứng với các công thức 1 và 2 như sau : [26, 27].

$$S = \frac{1}{2} \cdot c \cdot t \quad (1)$$

$$s = \frac{1}{2} (N \cdot \lambda + \lambda \frac{\Delta \varphi}{2\pi}) \quad (2)$$

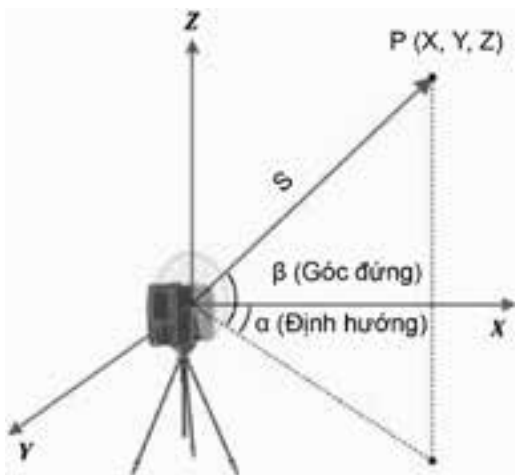
Ba thành phần tọa độ được xác định qua công thức cơ bản trong bài toán trắc địa như trong công thức 3. Trong trường hợp có nhiều trạm quét, các đám mây điểm được ghép với nhau bằng các điểm khống chế trên kết cấu hoặc các trạm quét có tọa độ, độ cao trong một hệ thống nhất như một hệ lưới khống chế.

$$X_p = S \cdot \cos \beta \cdot \cos \alpha$$

$$Y_p = S \cdot \cos \beta \cdot \sin \alpha$$

$$Z_p = S \cdot \cos \beta \quad (3)$$

Cần lưu ý rằng, hệ tọa độ ở đây là hệ tọa độ của máy quét. Các máy quét cũng có thể được cài đặt trên hệ tọa độ cục bộ của công trình hoặc hệ tọa độ chung trên cơ sở các điểm khống chế khác.



Hình 2. Nguyên tắc hoạt động của máy quét laser [25]



Hình 3. Topcon GTL-1000



Hình 4. Quan trắc, kiểm định công trình cầu

3. Thực nghiệm và kết quả

Nghiên cứu sử dụng thiết bị Topcon GTL-1000, một thiết bị có khả năng quét không gương lên tới 800m với độ chính xác $(2+2\text{ppm} \cdot D)\text{mm}$ và $(1+2\text{ppm} \cdot D)\text{mm}$ khi có gương, hiển thị đo khoảng cách tới 0.1mm [28]. Về cấu tạo, GTL-1000 là thiết bị hai trong một, là sự kết hợp của một máy toàn đạc điện tử robotic và một máy quét Laser Scan 3D (Hình 3).

Topcon GTL-1000 có thể ứng dụng trong nhiều lĩnh vực bao gồm quan trắc và kiểm định kết cấu (Hình 4).

Nhóm tác giả đã sử dụng thiết bị Topcon GTL-1000 để quét nhịp cầu P13-P14 thuộc dự án xây dựng tuyến đường bộ trên cao dọc đường vành đai 2, đoạn từ cầu Vĩnh Tuy đến Ngã tư sở theo hình thức hợp đồng BT. Quy trình thực hiện được thể hiện trong Hình 5.

Kết quả xác định độ võng bằng đồng hồ so với tải trọng đúng tâm trong bảng 1

Bảng 1: Độ võng tải trọng thử nhịp P13-P14 (CCU-HUCE)

Ký hiệu	Vị trí	Tb	Độ võng	Ghi chú
V1	Cánh dầm phải tuyến	507.33	5.07	Tải trọng đúng tâm
V2	Đáy dầm phải tuyến	458.00	4.58	
V3	Đáy dầm trái tuyến	445.00	4.45	
V4	Cánh dầm trái tuyến	499.00	4.99	

Đồng thời với quá trình kiểm tra độ võng bằng đồng hồ so, một máy quét laser GTL-1000 được vận hành để thu thập sự thay đổi các thành phần tọa độ không gian (đặc biệt là cao độ) của dầm cầu trong quá trình kiểm tra độ võng trong hai trường hợp là không tải và tải trọng đúng tâm. Sơ đồ bố trí thiết bị đo võng (Hình 6).

Kết quả quét mặt dưới dầm cầu khi không có tải và có tải sau khi quét được xử lý bằng phần mềm Rithm của và có thể tương thích với các phần mềm Revit, Recap, sketchup... Hình ảnh quét đại diện thể hiện trong hình 7a, b

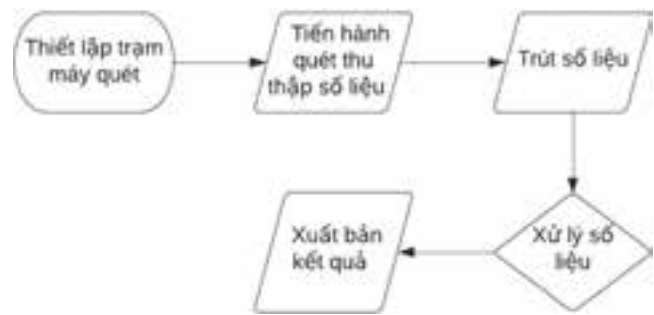
Để so sánh với kết quả xác định độ võng của dầm cầu bằng đồng hồ so, 4 điểm ở vị trí giữa theo chiều dọc của dầm được chọn để xác định sự thay đổi cao độ trong hai trường hợp không tải và sơ đồ tải đúng tâm. Kết quả xác định độ võng tương ứng với các vị trí trong bảng 2.

Bảng 2: Kết quả xác định độ võng bằng số liệu quét laser

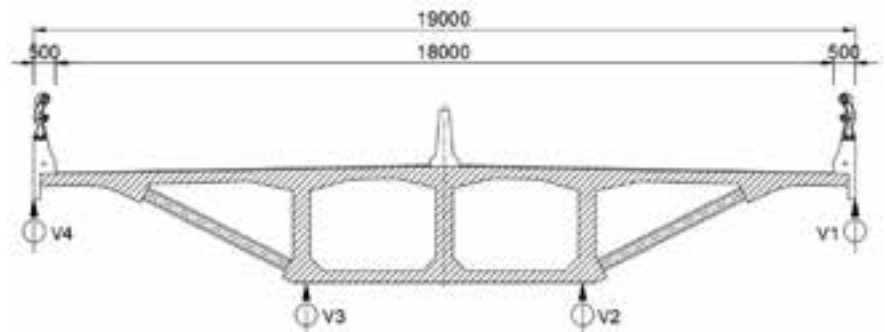
Ký hiệu	Vị trí	Độ cao không tải	Độ cao có tải đúng tâm	Độ võng khi tải đúng tâm (mm)
V1A	Cánh dầm phải tuyến	8.1362	8.1303	5.90
V2A	Đáy dầm phải tuyến	6.2732	6.2705	2.70
V3B	Đáy dầm trái tuyến	6.2342	6.2315	2.70
V4C	Cánh dầm trái tuyến	8.1462	8.1425	3.70

Kết quả xác định độ võng thông qua độ cao của điểm quét trên mô hình đám mây điểm Point cloud tại các vị trí là tương đương với kết quả thu nhận từ đồng hồ so về mặt vị trí võng lớn nhất, nhỏ nhất. Tuy nhiên, về mặt giá trị của các giá trị độ võng thì đang lệch 0.83mm với vị trí võng lớn nhất và 1.75mm với vị trí võng nhỏ nhất, giá trị lệch lớn nhất là 1.88mm.

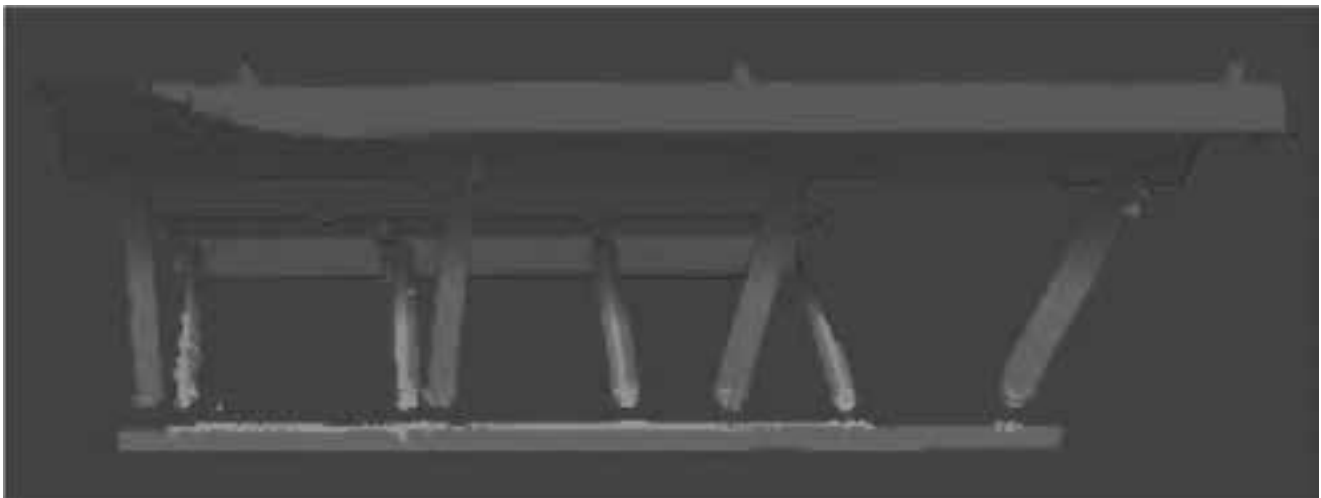
Nguyên nhân của các giá trị độ lệch này có thể là do các thiết bị đồng hồ so đọc giá trị nhiều nhiều lần và lấy trung



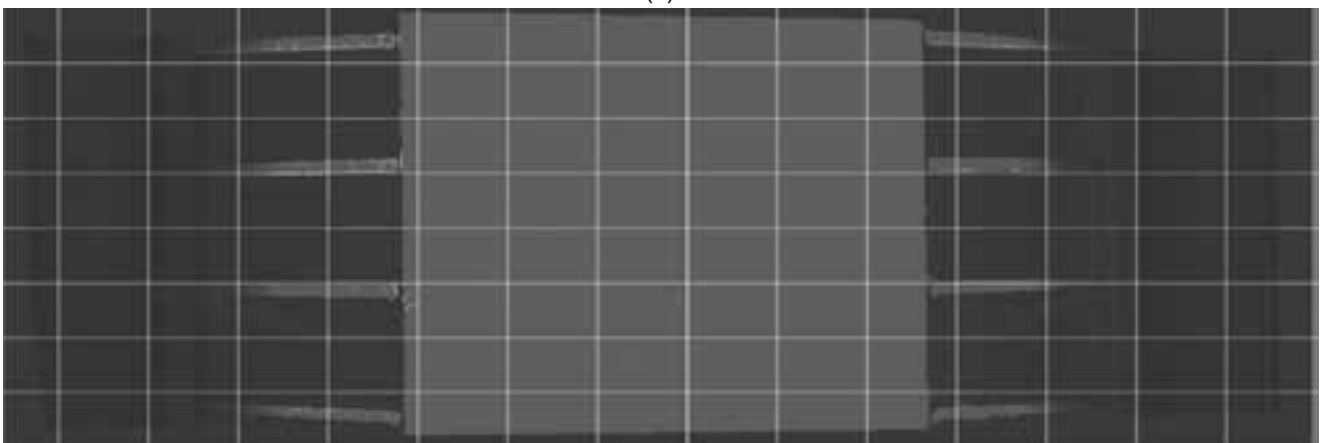
Hình 5: Quy trình thực hiện



Hình 6. Bố trí thiết bị đo võng bằng đồng hồ so (CCU-HUCE)



(a)



(b)

Hình 7. Point cloud trên Autodesk Recap

binh còn thiết bị GTL-1000 lại quét tức thời lên tới trăm nghìn điểm trên mỗi giây, chưa tính đến giá trị biên độ dao động trong quá trình kiểm định. Các thiết bị quét hoạt động giống như một thiết bị toàn đạc điện tử nên chịu ảnh hưởng sai số từ một số nguồn khác như định tâm máy, định hướng, sai số điểm khống chế, ghép mô hình.... Ngoài ra, vị trí các điểm chọn không được đánh dấu bằng các gương phản xạ chuyên dụng do mục tiêu ban đầu là đo đạc, kiểm định không tiếp xúc trực tiếp.

4. Kết luận và thảo luận

Kết quả thực nghiệm quét laser mặt đất bằng thiết bị GTL-1000 đạt được hiệu quả cao về năng suất lao động, tiết kiệm thời gian và đáp ứng tính đa mục tiêu chỉ với một tác vụ quét.

Công tác vận hành thiết bị không đòi hỏi nhiều nhân lực, chỉ cần một kỹ sư có thể vận hành cho cả một công trình lớn nhờ quy trình quét đơn giản.

Các thực nghiệm cần được tiếp tục thực hiện với phương pháp quét khác nhau như đặt các gương phản xạ chuyên dụng hay thay đổi với thiết bị quét sử dụng phương pháp đo pha để nâng cao độ chính xác định các đại lượng đo.

5. Lời cảm ơn

Các tác giả chân thành cảm ơn công ty NEH-Engineering Survey and Mapping đã cung cấp nhưng tư liệu, hình ảnh thực cho báo cáo và kỹ sư Nguyễn Như Tuấn Anh, công ty Topcon Singapore Positioning PTE.LTD đã giúp đỡ trong việc thu thập số liệu cho quá trình nghiên cứu, thực nghiệm./.

Tài liệu tham khảo

1. P. Tang and B. Akinici. Formalization of workflows for extracting bridge surveying goals from laser-scanned data. *Automation in Construction*, Vol. 22, 306–319, 2012.
2. B. Riveiro, P. Morer, P. Arias, and I. De Arteaga. Terrestrial laser scanning and limit analysis of masonry arch bridges. *Construction and Building Materials*, Vol. 25, 1726–1735, 2011.
3. B. Riveiro, P. Morer, P. Arias, and I. De Arteaga. Terrestrial laser scanning and limit analysis of masonry arch bridges. *Construction and Building Materials*, Vol. 25, 1726–1735, 2011.
4. I. Gumilar, T. Hawaari, T.P. Sidiq, and A. Lukmanulhakim. As-built drawing generation of LFM building ITB using terrestrial laser scanner. In: *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. Institute of Physics Publishing, 2020.
5. R.J. Ross, B.K. Brashaw, and S.J. Anderson. Use of Laser Scanning Technology to Obtain As-Built Records of Historic Covered Bridges, 2012.
6. I. Lubowiecka, J. Armesto, P. Arias, and H. Lorenzo. Historic bridge modelling using laser scanning, ground penetrating radar and finite element methods in the context of structural dynamics. *Engineering Structures*, Vol. 31, 2667–2676, 2009.
7. I. Lubowiecka, J. Armesto, P. Arias, and H. Lorenzo. Historic bridge modelling using laser scanning, ground penetrating radar and finite element methods in the context of structural dynamics. *Engineering Structures*, Vol. 31, 2667–2676, 2009.
8. B. Muhammad Shumail Farooq and D.D. Tran Ph Brian Lines Ph D Michael Panethiere PE. An Approach to Bridge Inspection Using 3D Laser Scanners and Digital Photographs. 2017.
9. C. Zhang, D. Arditi, and Z. Chen. DOCUMENTATION AND VISUALIZATION OF AN AS-BUILT TUNNEL BY COMBINING 3D LASER SCANNING AND WEB MAPPING. In: *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. pp. 139–144, 2013.
10. D. Lichti, S. Gordon, M. Stewart, J. Franke, and M. Tsakiri. Comparison of Digital Photogrammetry and Laser Scanning Vision-Based Deformation and Crack Monitoring in Bridges View project. Vol. Vol. 00, 39–44, 2002.
11. B. Riveiro, H. González-Jorge, M. Varela, and D. V. Jauregui. Validation of terrestrial laser scanning and photogrammetry techniques for the measurement of vertical underclearance and beam geometry in structural inspection of bridges. *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, Vol. 46, 784–794, 2013.
12. T. Lovas, A. Barsi, L. Dunai, et al. Terrestrial Laserscanning in Deformation Measurements of Structures. In: *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. pp. 527–532, 2008.
13. L. Zhao, J. Mbachu, B. Wang, Z. Liu, and H. Zhang. Installation Quality Inspection for High Formwork Using Terrestrial Laser Scanning Technology. *Symmetry*, Vol. 14, 1–31, 2022.
14. G. Teza, A. Galgaro, and F. Moro. Contactless recognition of concrete surface damage from laser scanning and curvature computation. *NDT and E International*, Vol. 42, 240–249, 2009.
15. J.A. Pawłowicz. The TLS technique as a way of identification and measurement of damaged elements of a historic sacral building.
16. A. Riquelme, M. Cano, R. Tomás, and A. Abellán. Identification of Rock Slope Discontinuity Sets from Laser Scanner and Photogrammetric Point Clouds: A Comparative Analysis. In: *Procedia Engineering*. pp. 838–845, Elsevier Ltd, 2017.
17. T.P. Kersten, H. Sternberg, and K. Mechelke. Geometrical Building Inspection by Terrestrial Laser Scanning Determination of Intensity-Based Stochastic Models for Terrestrial Laser Scanners Utilising 3D-Point Clouds View project. In: *FIG working week in Eilat, Israel 2*. pp. 1–6, 2009.
18. L. Zhao, J. Mbachu, B. Wang, Z. Liu, and H. Zhang. Installation Quality Inspection for High Formwork Using Terrestrial Laser Scanning Technology. *Symmetry*, Vol. 14, 2022.
19. P. Arias, B. Riveiro, J. Armesto, and M. Solla. TERRESTRIAL LASER SCANNING AND NON PARAMETRIC METHODS IN MASONRY ARCHES INSPECTION. In: *International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. pp. 39–44, 2010.
20. M. Tkáč, P. Mesároš, and T. Mandíćák. Terrestrial laser scanning - Effective technology for creating building information models. *Pollack Periodica*, Vol. 13, 61–72, 2018.
21. M. Przyborski and P. Tysiąc. As-built inventory of the office building with the use of terrestrial laser scanning. In: *E3S Web of Conferences*. EDP Sciences, 2018.
22. C. Wu, Y. Yuan, Y. Tang, and B. Tian. Application of terrestrial laser scanning (Tls) in the architecture, engineering and construction (aec) industry. *Sensors*, Vol. 22, 1–32, 2022.
23. H. Sadikin, A. Hernandi, A. Yusup Saptari, et al. The Study of Terrestrial Laser Scanning (TLS) Survey for Three-Dimensional (3D) Building Documentation (7621) The Study of Terrestrial Laser Scanning (TLS) Survey for Three-Dimensional (3D) Building Documentation. In: *FIG Working Week*. pp. 1–18, 2015.
24. A. Aryan, F. Bosché, and P. Tang. Planning for Terrestrial Laser Scanning in Construction: A Review.
25. C. Wu, Y. Yuan, Y. Tang, and B. Tian. Application of terrestrial laser scanning (Tls) in the architecture, engineering and construction (aec) industry. 2022.
26. A. Berberan, I. Ferreira, E. Portela, et al. Overview on Terrestrial Laser Scanning As a Tool for Dam Overview on Terrestrial Laser Scanning As a Tool. In: *6TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON DAM ENGINEERING*. pp. 1–11, 2011.
27. U. Stilla and B. Jutzi. Book Review. In: *Topographic Laser Ranging and Scanning: Principles and Processing*, 2008.
28. Topcon. GTL-1000 Laser Scanner Total Station., https://www.topcon.co.jp/en/positioning/products/product/3dscanner/GTL-1000_E.html.

Nghiên cứu xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông tường chắn theo tiêu chuẩn EN 13791:2020

Research method evaluation of the compressive strength of concrete retaining wall as standard EN 13791:2020

TS. Lê Văn Mạnh⁽¹⁾

Tóm tắt

Bài báo trình bày việc nghiên cứu xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông tường chắn mới thi công, bằng phương pháp phá hủy có xét tới sự phụ thuộc vào số lượng mẫu thí nghiệm theo tiêu chuẩn EN 13791:2020.

Từ khóa: Cường độ chịu nén, bê tông, EN 13791:2020

Abstract

The paper presents a research method evaluation of the compressive strength of concrete newly constructed retaining walls on the reliability, considering the number of the test following EN 13791:2020.

Key words: The compressive strength, concrete, EN 13791:2020

1. Tổng quan

Trong các đặc tính cơ học của bê tông, cường độ chịu nén thường hiện trường được xác định bằng nhiều phương pháp khác nhau nhưng có thể chia thành hai nhóm: nhóm phương pháp phá hủy và nhóm phương pháp không phá hủy. Nhóm phương pháp không phá hủy có ưu điểm cho kết quả nhanh, không làm ảnh hưởng đến kết cấu, nhưng thường không đảm bảo được độ chính xác cần thiết. Nhóm phương pháp phá hủy (khoan lõi) đem lại giá trị thực của đặc tính vật liệu, tuy nhiên lại đòi hỏi nhiều công sức và có khả năng ảnh hưởng tới kết cấu hiện tại nên số lượng mẫu thí nghiệm thường có xu hướng giảm tối đa.

Việc xác định cường độ chịu nén hiện trường ở Việt Nam được quy định tại TCVN 12252: 2020, còn ở các nước thuộc liên minh Châu Âu, việc này được hướng dẫn cụ thể trong EN 13791:2020, tại Mỹ sử dụng ASTM C42/C42M-13. Có khá nhiều sự khác biệt giữa các Tiêu chuẩn, đặc biệt liên quan đến số lượng mẫu thí nghiệm. Trong Tiêu chuẩn EN 13791:2020 [8], cường độ chịu nén đặc trưng hiện trường có biên độ phụ thuộc vào số lượng mẫu thí nghiệm, và số lượng lõi khoan yêu cầu có thể được giảm khi kết hợp với các phương pháp không phá hủy. Vấn đề này chưa được đề cập đến trong Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 12252: 2020.

Nhằm xây dựng hệ thống tiêu chuẩn đồng bộ, hiện đại và tiệm cận với tiêu chuẩn quốc tế, việc nghiên cứu ứng dụng tiêu chuẩn EN 13791:2020 trong việc xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông tường chắn mới thi công là cần thiết nhằm đánh giá đúng cường độ bê tông, nhất là các công trình có sự nghi ngờ về chất lượng.

2. Nghiên cứu ứng dụng tiêu chuẩn EN 13791:2020 cho kết cấu bê tông

Đối với kết cấu bê tông mới thi công, có nhiều phương pháp để đánh giá cường độ bê tông như dựa vào đúc mẫu đúc bê tông tại hiện trường, hoặc sử dụng các phương pháp không phá hủy như siêu âm bê tông, bắn súng bật nảy... Tuy nhiên khi có sự nghi ngờ về chất lượng bê tông của các công trình mới thi công, thì các phương pháp trên chưa đủ độ tin cậy để đánh giá đúng cường độ chịu nén của bê tông. Việc cho phép khoan lấy mẫu sẽ dẫn đến những lo ngại nhất định cho khả năng làm việc của kết cấu, vì vậy việc xác định vị trí khoan, đặc điểm làm việc chịu lực, cũng như số lượng mẫu khoan cũng cần được xem xét. Vấn đề này được thể hiện rõ hơn với tiêu chuẩn EN 13791:2020.

Trong tiêu chuẩn này đề cập đến việc xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông :

- Xác định cường độ chịu nén đặc trưng hiện trường $f_{ck,ls}$ của vùng thí nghiệm hoặc cấu kiện đúc tại chỗ (mục 8) [8] đối với vùng thí nghiệm có thể tích $\leq 10m^3$ bằng phương pháp khoan lấy mẫu, khi cấu kiện có thể tích từ $10m^3$ đến $30m^3$ thì kết hợp khoan lấy mẫu với phương pháp không phá hủy tại vị trí vùng bê tông có cường độ thấp;

- Xác định cường độ chịu nén của bê tông cho các kết cấu đang xây dựng có nghi ngờ về cường độ chịu nén, dựa trên kết quả nén mẫu đúc thông thường hoặc có nghi ngờ về chất lượng thi công (mục 9) [8], phương pháp này áp dụng đối với kết cấu bê tông có thể tích không lớn hơn $30m^3$.

Trong đó quy định chung về các lõi khoan bê tông phải có đường kính $\geq 75mm$ với tỷ lệ chiều dài/đường kính là 2:1 hoặc 1:1. Trong các lõi khoan có thể có cốt thép lọt vào, tuy nhiên thể tích không được lớn hơn 2%, với tỷ lệ như vậy về cơ bản không ảnh hưởng tới việc xác định cường độ chịu nén của bê tông.

2.1. Phương pháp đánh giá cấp bê tông cho các nhóm kết cấu riêng lẻ

Kết quả đánh giá cường độ chịu nén hiện trường cho các nhóm kết cấu riêng lẻ thỏa mãn điều kiện:

(1) Khoa công trình, Trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải,
Email: lemanhds@utt.edu.vn

Ngày nhận bài: 27/03/2022

Ngày sửa bài: 17/04/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

$$(f_{c, is, highest} - f_{c, m(n)is})/s > G_p \quad (1)$$

$$(f_{c, m(n)is} - f_{c, is, lowest})/s > G_p \quad (2)$$

Trong đó

$f_{c, is, highest}$ – Kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén hiện trường lớn nhất trong n kết quả thí nghiệm;

$f_{c, is, lowest}$ – Kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén hiện trường nhỏ nhất trong n kết quả thí nghiệm;

$f_{c, m(n)is}$ – Giá trị trung bình của n kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén hiện trường;

s – Giá trị của độ lệch chuẩn kết quả thí nghiệm của $f_{ck, is}$;

Giá trị tới hạn G_p được thể hiện ở bảng dưới đây:

Bảng 1. Giá trị tới hạn G_p trong kiểm tra các trường hợp ngoại lệ

Số mẫu thí nghiệm	G_p	Số mẫu thí nghiệm	G_p	Số mẫu thí nghiệm	G_p
4	1.496	10	2.482	16	2.852
5	1.764	11	2.564	17	2.894
6	1.973	12	2.636	18	2.932
7	2.139	13	2.699	19	2.968
8	2.274	14	2.755	20	3.001
9	2.387	15	2.806	25	3.135

2.2. Nghiên cứu xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông trong các công trình vừa thi công xong

Việc nghiên cứu xác định này được thực hiện khi xuất hiện các trường hợp sau:

- Các mẫu đúc bê tông tại hiện trường có những mẫu nhất định không đạt cường độ theo yêu cầu;

- Khi có những sự cố nhất định khi chờ bê tông ninh kết (ví dụ như bảo dưỡng bê tông không đúng quy trình);

- Khi công trường xảy ra các trường hợp bất khả kháng như va đập, rơi đổ, hoặc lúc đổ bê tông đầm rung không đều.

Khi những nghi ngờ trên được xác định hoặc khi có những yêu cầu của chủ đầu tư (trong một số công trình nhất định thì việc kiểm định chất lượng thi công có các yêu cầu đánh giá cường độ chịu nén hiện trường).

Trong trường hợp này có 3 phương pháp thực nghiệm cho phép xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông đổ tại chỗ như sau:

- Nghiên cứu so sánh và đánh giá kết quả cường độ chịu nén hiện trường bằng phương pháp không phá hủy với 20 thí nghiệm (trường hợp 1);

- Tiến hành 9 đến 20 thí nghiệm xác định cường độ chịu nén hiện trường bằng phương pháp không phá hủy kết hợp với khoan lấy mẫu 3 lõi khoan cho các cấu kiện có thể tích đến 180m³ (trường hợp với 2 lõi khoan khi cấu kiện có thể tích nhỏ hơn 30m³) (trường hợp 2);

- Khi chỉ thực hiện phương pháp phá hủy khoan lấy mẫu 3 đến 12 lõi khoan cho cấu kiện có thể tích từ 30m³ đến 180m³ (trường hợp 3).

2.2.1. Trường hợp 1.

Theo như tiêu chuẩn EN 13791:2020 và PD CEN/TR 17086:2020 sổ tay hướng dẫn sử dụng tiêu chuẩn EN 13791:2020 thì có khuyến nghị rằng số lượng thí nghiệm bằng phương pháp không phá hủy (sử dụng súng bật nảy và siêu âm bê tông) không nên nhỏ hơn 20 thí nghiệm.

$$t_{calc} = (\overline{X_r} - \overline{X_s}) / \sqrt{(S_r^2 - S_s^2) / 20} \quad (3)$$

n – Số kết quả thí nghiệm cho mỗi cấu kiện;

$\overline{X_r}$ – Giá trị trung bình của n thí nghiệm trên các mẫu bê tông tham chiếu;

Bảng 2. Phương pháp xác định cường độ BT bằng cách kết hợp PP phá hủy và PP không phá hủy

Số cấu kiện ≤30m ³ của vùng thí nghiệm	Số thí nghiệm PP không phá hủy nhỏ nhất	Số lõi khoan nhỏ nhất	Phương pháp xác định cường độ chịu nén của bê tông		
			Giá trị trung bình kết quả nén mẫu lõi khoan	Giá trị nhỏ nhất kết quả nén mẫu lõi khoan	
1	9	2 lõi	-	≥ 0.85(f _{ck,spec,cube} - 4)	
2	12	3 lõi	≥ 0.85(f _{ck,spec,cube} + 1)		
3					
4					
5	20		≥ 0.85(f _{ck,spec,cube} + 2)		
6					

Bảng 3. Phương pháp xác định cường độ BT bằng PP phá hủy

Số cấu kiện ≤30m ³ của vùng thí nghiệm	Số lõi khoan nhỏ nhất cho mỗi cấu kiện	Số lõi khoan nhỏ nhất cho toàn vùng	Phương pháp xác định cường độ chịu nén của bê tông	
			Giá trị trung bình kết quả nén mẫu lõi khoan	Giá trị nhỏ nhất kết quả nén mẫu lõi khoan
1	3	3		≥ 0.85(f _{ck,spec,cube} - 4)
2	2	4	≥ 0.85(f _{ck,spec,cube} + 1)	
3	2	6		
4	2	8		
5	2	10	≥ 0.85(f _{ck,spec,cube} + 2)	
6	2	12		

Bảng 4. Kết quả thí nghiệm mẫu khoan

Ký hiệu mẫu	Kích thước mẫu		Diện tích chịu lực	Lực phá hoại	Cường độ mẫu khoan	Cường độ hiện trường		R_{hti}
	Đường kính, d_{mk}	Chiều cao, h				Tỷ lệ h/d_{mk}	Hệ số chuyển đổi	
--	mm	mm	mm ²	kN	MPa	--	--	MPa
M1	94.4	188.2	6999.0	159.1	22.7	1.994	1.20	27.3
M2	94.4	185.9	6999.0	144.3	20.6	1.969	1.20	24.7
M3	94.4	187.3	6999.0	134.7	19.2	1.984	1.20	23.1
M4	94.4	187.9	6999.0	126.3	18.0	1.990	1.20	21.7
M5	94.4	185.1	6999.0	145.1	20.7	1.961	1.20	24.9

$\overline{X}_s$ - Giá trị trung bình của n thí nghiệm trên các mẫu bê tông đang đánh giá;

S_r^2 - Độ lệch chuẩn thí nghiệm trên các mẫu bê tông tham chiếu;

S_s^2 - Độ lệch chuẩn thí nghiệm trên các mẫu bê tông đang đánh giá.

Từ kết quả 20 thí nghiệm xác định cường độ bê tông bằng phương pháp không phá hủy cho mỗi vùng bê tông đánh giá, nếu giá trị t_{calc} nằm trong khoảng từ -2.024 đến +2.024 thì xác suất 95% không có sự khác biệt đáng kể giữa hai kết quả thí nghiệm của bê tông tham chiếu và bê tông cần đánh giá. Và có thể nhận xét chung một nhóm mác bê tông.

Nếu giá trị giá trị t_{calc} nằm ngoài khoảng trên hoặc không có vùng bê tông nào để làm bê tông tham chiếu thì có thể phải thí nghiệm thêm bằng phương pháp khoan lõi với số lượng lõi tối thiểu.

2.2.2. Trường hợp 2

Tiến hành 9 đến 20 thí nghiệm xác định cường độ chịu nén hiện trường bằng phương pháp không phá hủy kết hợp với khoan lấy mẫu 3 lõi khoan cho các cấu kiện có thể tích từ 30m³ đến 180m³, 2 lõi khoan khi cấu kiện có thể tích nhỏ hơn 30m³.

Khi kết quả thí nghiệm xác định cường độ chịu nén bê tông phù hợp với các tiêu trí trên bảng 2 thì xem như bê tông đạt yêu cầu. Nếu kết quả nhận được không đạt có thể mở rộng thử nghiệm bằng cách tăng thêm các lõi khoan, và khi ấy kết quả xác định cường độ bê tông chỉ dựa vào kết quả nén mẫu khoan hiện trường.

2.2.3. Trường hợp 3

Đối với cấu kiện có thể tích nhỏ hơn 30m³ thì cần lấy tối thiểu 3 lõi khoan, khi cấu kiện lớn hơn 180m³ thì khoan tối thiểu 12 lõi khoan.

Bảng 3 là bảng chỉ dẫn đánh giá chi tiết.

Khi kết quả thí nghiệm xác định cường độ chịu nén bê tông phù hợp với các tiêu trí trên bảng 3 thì xem như bê tông đạt yêu cầu.

3. Phân tích đánh giá cường độ chịu nén hiện trường của tường chắn theo tiêu chuẩn EN 13791:2020

Cơ sở nghiên cứu về các yêu cầu về số lượng mẫu thí nghiệm và độ tin cậy trong việc xác định cường độ chịu nén của bê tông, được lấy từ kết quả khoan khảo sát tường chắn tường chắn của dự án Đường cao tốc Hạ Long-Vân Đồn và cải tạo, nâng cấp QL18 đoạn Hạ Long – Mông Dương.

Thí nghiệm này được thực hiện theo quy định của tiêu chuẩn TCVN 12252: 2020 có tham khảo theo ASTM C42, EN

13791:2020 và GOCT 28570-2019. Quá trình gia công mẫu và thí nghiệm nén mẫu được thực hiện tại phòng thí nghiệm LAS-72 của trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải:

Trong quá trình khoan lấy mẫu tường chắn, đã kết hợp khoan lấy mẫu đồng thời với siêu âm và bắn súng bật nảy. Tại vùng kiểm tra tường chắn, kết quả thí nghiệm chất lượng bê tông bằng phương pháp siêu âm và bắn súng bật nảy được thể hiện ở bảng 5 dưới đây.

Bảng 5. Kết quả kiểm tra cường độ trên súng bật nảy và siêu âm xác định độ đồng nhất của tường chắn tương ứng với các vùng thí nghiệm khoan lõi

STT	Vùng thí nghiệm	Giá trị V (m/s)	R_b (MPa)
1	1.1	3623.8	29.4
2	1.2		29.4
3	1.3		28.1
4	2.1	3588.8	25.1
5	2.2		25.3
6	2.3		24.1
7	3.1	3457.8	25.0
8	3.2		26.9
9	3.3		22.4
10	4.1	3452.3	19.8
11	4.2		20.9
12	4.3		22.0
13	5.1	3556.9	27.3
14	5.2		25.9
15	5.3		26.5
$R_{tb} =$			25.2

Kết quả kiểm tra cường độ bê tông tường chắn bằng súng bật nảy Schmidt cho thấy cường độ bê tông trung bình của các vùng thí nghiệm kiểm tra dao động từ 19.8MPa đến 29.4MPa hệ số biến động từ 7.4% đến 16.9% < 20%. Vận tốc truyền sóng siêu âm trong bê tông trụ trung bình từ 3457.8m/s đến 3623.8 m/s và hệ số biến động của bê tông từ 2.29% đến 2.86% < 3%. Theo tiêu chuẩn TCVN 9357:2012 cho phép hệ số biến động khi siêu âm bê tông có độ biến động lớn nhất từ 2 đến 3% như vậy, tường chắn đạt yêu cầu về độ đồng nhất của bê tông.

Đây là công trình mới thi công xong nên các thông tin về cường độ thiết kế, nhật ký thi công đầy đủ. Trong trường hợp này khi nghiên cứu áp dụng tiêu chuẩn EN 13791 : 2020 có 3 phương pháp thực nghiệm cho phép xác định cường độ chịu nén hiện trường của bê tông đổ tại chỗ với đặc điểm của dự án, vì vậy nghiên cứu hai trường hợp:

- Trường hợp 2: Tiến hành 9 đến 20 thí nghiệm xác định cường độ chịu nén hiện trường bằng phương pháp không phá hủy kết hợp với khoan lấy mẫu 3 lõi khoan cho các cấu kiện có thể tích đến 180m³ (trường hợp với 2 lõi khoan khi cấu kiện có thể tích nhỏ hơn 30m³);

- Trường hợp 3 : Khi chỉ thực hiện phương pháp phá hủy khoan lấy mẫu 3 đến 12 lõi khoan cho cấu kiện có thể tích từ 30m³ đến 180m³.

Trường hợp 2

- Dựa trên kết quả đánh giá bê tông hiện trường bằng phương pháp không phá hủy theo bảng 5 với 15 vị trí thí nghiệm bằng súng bật nảy có cường độ hiện trường trung bình là $R_{tb} = 25.2 \text{ Mpa}$ > 20Mpa là cường độ thiết kế của tường chắn. Vì vậy theo phương pháp xác định cường độ chịu nén hiện trường bằng súng bật nảy, bê tông thỏa mãn các yêu cầu về cường độ chịu nén.

- Theo trường hợp này thể tích của toàn khối tường chắn là 28,5m³ tổng chiều dài tường chắn 72.32m kết quả khoan mẫu hiện có 5 lõi khoan, tuy nhiên vì đã sơ bộ đánh giá được cường độ bê tông bằng phương pháp không phá hủy là 24.3 Mpa, lựa chọn 3 mẫu M2, M3 và M4 có cường độ chịu nén thấp nhất làm cơ sở để xác định xem bê tông đó được chấp nhận là phù hợp với đặc điểm kỹ thuật của nó hay không.

Vì bê tông tường chắn là loại C20 nên:

$$f_{c, is, lowest} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$f_{c, m(n), is} = (24.7 + 23.1 + 21.7) / 3 = 23.2 \text{ MPa}$$

$$0.85(f_{ck, spec, cube} + 1) = 0.85(20 + 1) = 18.5 \text{ MPa}$$

$$0.85(f_{ck, spec, cube} - 4) = 0.85(20 - 4) = 13.6 \text{ MPa}$$

Theo kết quả trên bê tông là phù hợp với đặc điểm kỹ thuật về cường độ chịu nén.

Trường hợp 3

- Trường hợp này thể tích của toàn khối tường chắn là 28,5m³ tổng chiều dài tường chắn 72.32m. Theo bảng 3, cần có 3 lõi khoan. Tuy nhiên do chiều dài tường chắn lớn nên lựa chọn cả 5 mẫu khoan để xem xét. Các lõi khoan đã được nén mẫu và thể hiện trên bảng 4 để xét các điều kiện của bảng 4:

Vì bê tông tường chắn là loại C20

$$f_{c, is, lowest} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$f_{c, m(n), is} = (27.3 + 24.7 + 23.1 + 21.7 + 24.9) / 5 = 24.3 \text{ MPa}$$

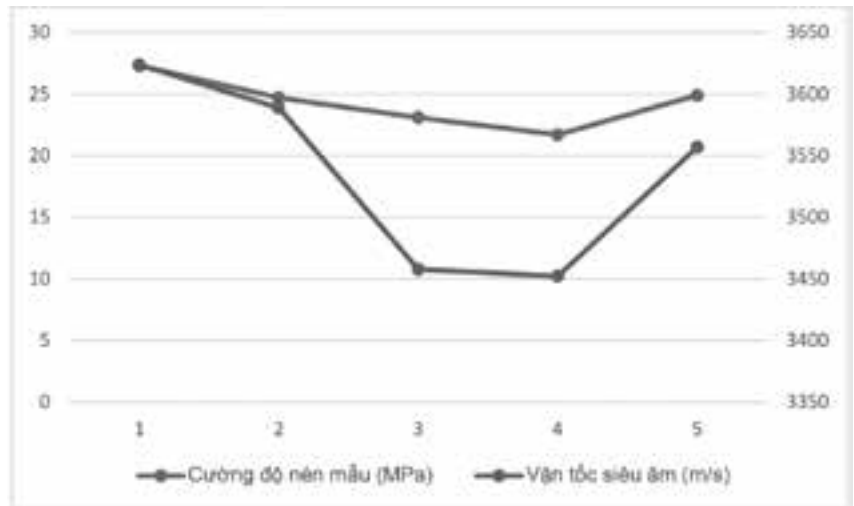
$$0.85(f_{ck, spec, cube} + 1) = 0.85(20 + 1) = 18.5 \text{ MPa}$$

$$0.85(f_{ck, spec, cube} - 4) = 0.85(20 - 4) = 13.6 \text{ MPa}$$

Kết quả trên bê tông cũng phù hợp với đặc điểm kỹ thuật về cường độ chịu nén.

Từ kết quả đánh giá cường độ bê tông cho công trình vừa thi công xong nhận thấy, việc kết hợp cả phương pháp không phá hủy và phương pháp phá hủy sẽ làm giảm số lượng mẫu khoan mà kết quả đánh giá về sự phù hợp với đặc điểm kỹ thuật của bê tông khá tương đồng

Nhưng câu hỏi đặt ra cần khoan vị trí lõi khoan ở đâu để có đủ tin cậy trong việc đánh giá đúng chất lượng bê tông. Trong Tiêu chuẩn TCVN 9334:2012 đã chỉ rõ có thể dự đoán cường độ bê tông khi kết hợp kết quả đo vận tốc xung



Hình 1. Biểu đồ quan hệ giữa cường độ chịu nén và vận tốc siêu âm

với kết quả đo trị số bật nảy. Trên cơ sở kết hợp phương pháp khoan lõi bê tông để xác định cường độ chịu nén hiện trường. Vì vậy hình 1 thể hiện sự kết hợp đó tại các vùng thí nghiệm tương ứng giữa khoan lõi và siêu âm:

Việc thiết lập đường chuẩn giữa vận tốc xung với cường độ được tiến hành hoặc bằng một trong những phương pháp thí nghiệm được mô tả trong TCVN 3118:1993. Biết rằng quan hệ giữa vận tốc xung siêu âm và cường độ bị chi phối bởi một số yếu tố bao gồm tuổi, điều kiện dưỡng hộ, điều kiện độ ẩm, tỷ lệ cấp phối, loại cốt liệu và loại xi măng, có thể dự đoán cường độ của bê tông dựa trên quan hệ giữa cường độ và vận tốc xung V-R.

Đối với các công trình tường chắn đã đưa vào khai thác, việc xây dựng đường chuẩn V-R cho mỗi công trình là điều không khả thi, tuy nhiên việc kết hợp phương pháp không phá hủy và phương pháp khoan để xác định cường độ chịu nén của bê tông lại có những ưu điểm nhất định.

Biểu đồ quan hệ trên hình 1 thể hiện rằng khi vận tốc truyền xung V trong bê tông đạt giá trị lớn nhất thì cường độ bê tông lớn nhất. Và tương tự như vậy khi vận tốc truyền xung V trong bê tông đạt giá trị nhỏ nhất thì cường độ bê tông thường đạt giá trị thấp.

Theo như tiêu chuẩn EN 13791:2020 trong trường hợp kết cấu bê tông có thể tích nhỏ hơn 30m³ (tường chắn có tổng thể tích 28.5m³), có thể sử dụng số mẫu khoan tối thiểu là 3 mẫu khoan, các mẫu này phải thỏa mãn quy trình như sau: xác định các vị trí có cường độ chịu nén thấp (sử dụng kết hợp giữa bắn súng bê tông và siêu âm bê tông), từ các vị trí này tiến hành khoan tối thiểu 3 lõi khoan, trong đó tối thiểu mỗi lõi khoan cho một phần tử của kết cấu. Giá trị cường độ chịu nén trung bình của 3 hoặc nhiều hơn lõi khoan có thể được chấp nhận là cường độ $f_{ck, is}$ để đánh giá kết cấu.

Trong trường hợp sử dụng Tiêu chuẩn EN 13791:2020 cho trường hợp chỉ khoan 3 mẫu tại các vị trí M2, M3, M4 là các vị trí có vận tốc truyền xung V trong bê tông đạt giá trị nhỏ nhất tức là các vị trí có cường độ bê tông thấp nhất thì khi đó cường độ bê tông được xác định như sau:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} = (24.7 + 23.1 + 21.7) / 3 = 23.2 \text{ MPa}$$

Từ kết quả trên cho thấy, cường độ bê tông theo phương pháp số lượng mẫu khoan tối thiểu 3 mẫu là 23.2 MPa nhỏ hơn giá trị trung bình của bê tông theo phương pháp truyền thống đang sử dụng ở nước ta hiện nay là 24.3 MPa (khi lấy giá trị cường độ chịu nén trung bình của 5 lõi khoan) và cũng

như giá trị cường độ chịu nén trung bình khi sử dụng súng bột nẩy 25.2MPa. Rõ ràng kết quả này có hệ số an toàn cao hơn các phương pháp khác.

4. Kết luận

Kết hợp phương pháp khoan lấy mẫu đồng thời với phương pháp siêu âm xác định các vị trí có vận tốc xung siêu âm đạt gần giá trị thấp nhất, từ đó sử dụng súng bột nẩy và tiến hành khoan lấy mẫu bê tông tại các vị trí đó, sẽ giúp giảm thiểu số lượng lõi khoan xuống tối thiểu 3 mẫu. Đối kết cấu tường chắn ở trên, nếu như chỉ lấy kết quả 3 mẫu khoan M2, M3, M4 trên bản mặt cầu, hoàn toàn có xác định gần đúng cường độ chịu nén bê tông hiện trường của kết cấu với độ an toàn cao. Các bước thực hiện như vậy vừa tránh ảnh hưởng đến kết cấu vừa đánh giá đúng được cường độ bê tông. Tiêu chuẩn EN 13791:2020 có khuyến nghị nên xem

xét khoan 3 mẫu xác định cường độ chịu nén của bê tông trở lên, còn như đã phân tích lý thuyết độ tin cậy trong bảng 3.3 của bài báo [1] thì với số lượng mẫu từ 3 mẫu trở lên có thì độ tin cậy hay suất đảm bảo P của sê-ri mẫu thí nghiệm cường độ chịu nén của bê tông đạt giá trị từ 92.74%. Nếu không có sự nghi ngờ về kết quả thí nghiệm thì không nên khoan quá nhiều mẫu, bởi điều đó dễ dẫn đến giảm khả năng chịu lực và tuổi thọ của kết cấu.

Việc xác định cường độ chịu nén của bê tông theo tiêu chuẩn EN 13791:2020 có thể giúp hạn chế số lượng lõi khoan xuống mức thấp nhất, nhưng vẫn đảm bảo được các yêu cầu về tính an toàn với độ tin cậy cao, giúp cho việc kiểm soát chất lượng các công trình mới thi công được toàn diện. Vì vậy cần nghiên cứu xây dựng Tiêu chuẩn Việt Nam trên cơ sở tham khảo tiêu chuẩn EN 13791:2020./.

Tài liệu tham khảo

1. Lê Văn Mạnh, Nguyễn Văn Vi, Phân tích đánh giá cường độ chịu nén hiện trường của bê tông có xét tới số lượng mẫu thí nghiệm phục vụ tính toán khả năng chịu lực của các công trình cầu cũ, Tạp chí Giao thông vận tải, số 8/2020, tr.71-76 ;
2. TCVN 12252: 2020, Phương pháp xác định cường độ bê tông trên mẫu lấy từ kết cấu.
3. TCVN 3118:1993, Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ nén ;
4. TCVN 12252: 2020 – “Bê tông – Phương pháp xác định cường độ bê tông trên mẫu lấy từ kết cấu” ;
5. TCVN 9357: 2012 Bê tông nặng – Phương pháp thử không phá hủy - Đánh giá chất lượng bê tông bằng vận tốc xung siêu âm ;
6. TCVN 9334:2012 Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ nén bằng súng bột nẩy ;
7. ASTM C42/C42M-13, Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete ;
8. EN 13791-2020, Assessment of in situ compressive strength in structures and precast concrete components. European Standard.

Ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông...

(tiếp theo trang 51)

của dầm giảm, hạn chế độ mở rộng của bề rộng vết nứt, phân tán vết nứt nhiều hơn, góp phần đảm bảo phần nào tính liên tục của kết cấu thông qua việc truyền lực qua vết nứt trên dầm. Tỷ số giữa giá trị tải trọng tác dụng của nhóm mẫu dầm 2 so với nhóm mẫu dầm 1 tại thời điểm ứng với độ võng cho phép là 1.10 lần.

- Hàm lượng cốt sợi trong bê tông từ 0.4% tăng đến 0.6% theo thể tích, không làm cải thiện ứng suất kéo trong bê tông. Tuy nhiên góp phần tăng sự làm việc của bê tông vùng nén. Tỷ số giữa giá trị tải trọng tác dụng của nhóm mẫu dầm 2 so với nhóm mẫu dầm 1 tại thời điểm ứng với biến dạng nén trong bê tông đạt 2‰ là 1.11 lần;

- Khi thay đổi hàm lượng cốt sợi thép trong bê tông từ 0.4% lên 0.6% theo thể tích, thì có sự thay đổi về khả năng kháng nứt, tuy nhiên sự thay đổi là không nhiều. Tại bề rộng vết nứt cho phép trên dầm là $\Delta_{cr} = 0.3 \text{ mm}$, thì tỷ số tải trọng tác dụng lên nhóm mẫu dầm 2 so với nhóm mẫu dầm 1 là 1.14 lần.

- Kết quả nghiên cứu cho thấy khả năng ứng dụng của cốt sợi thép trong việc đảm bảo trạng thái giới hạn thứ 2 của kết cấu BTCT. Cần mở rộng nghiên cứu cho dầm bê tông cốt thép sử dụng hàm lượng cốt sợi thép cao hơn dưới tác dụng của tải trọng tĩnh cũng như chịu tác dụng của tải trọng môi (lập) để hiểu rõ thêm vai trò hiệu quả của cốt sợi thép trong thực tế./.

Tài liệu tham khảo

1. Phan Quang Minh và các tác giả. Kết cấu Bê tông cốt thép. Phần cấu kiện cơ bản. Nhà xuất bản KHKT, Hà Nội, 2013.
2. ACI 544.1R. State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete, American concrete Institute, ACI Committee 544, 2002.
3. Nguyễn Trung Hiếu. Nghiên cứu thực nghiệm sự làm việc của dầm bê tông cốt thép sử dụng bê tông cốt sợi thép. Tạp chí Xây dựng Việt Nam ISSN 0866 - 8762, 85-87, 2015.
4. Đặng Văn Phú. Nghiên cứu sự làm việc của bê tông cốt sợi. Tạp chí khoa học kỹ thuật thủy lợi và môi trường ISSN 1859-3941, 98-105, 2018.
5. Vicente, Miguel A., Gonzalo Ruiz, Doris C. González, Jesús Mínguez, Manuel Tarifa, and Xiaoxin Zhang. Cr-Scan Study of Crack Patterns of Fiber-Reinforced Concrete Loaded Monotonically and under Low-Cycle Fatigue. International Journal of Fatigue, 138-147, 2018.
6. Arnon Bentur and Sidney Mindess. Fiber reinforced cementitious Composites, Second edition, Taylor and Francis, London and New York, 2007.
7. C.D.Johnston. Steel fiber reinforced mortar and concrete, A review of mechanical properties. In fiber reinforced concrete ACI – SP 44 – Detroit, 1974.
8. EN:14651. Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength” (limit of proportionality (LOP), residual), 2005.
9. SFRC Consortium. Design guideline for structural applications of steel fiber reinforced concrete, 2014.
10. TCVN 5574. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép, 2018.

Tổng quan về QCVN 18:2021/BXD quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn trong thi công xây dựng

Overview of the national technical regulations on safety in construction QCVN 18:2021/BXD

Phạm Minh Hà⁽¹⁾, Lê Trường Giang⁽²⁾, Nguyễn Tuấn Ngọc Tú⁽³⁾, Phan Phú Cường⁽⁴⁾

Tóm tắt

QCVN 18:2021/BXD đã được ban hành theo Thông tư số 16/2021/TT-BXD ngày 20/12/2021 của Bộ trưởng Bộ Xây dựng, để thay thế cho QCVN 18:2014/BXD và chính thức có hiệu lực thi hành từ ngày 20/6/2022. Bài báo này giới thiệu phương pháp biên soạn, các điều chỉnh và một số nội dung chính của QCVN 18:2021/BXD.

Từ khóa: Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia, QCVN 18:2021/BXD, QCVN 18:2014/BXD, an toàn trong thi công xây dựng

Abstract

QCVN 18:2021/BXD was issued according to Circular No. 16/2021/TT-BXD dated December 20, 2021, by the Minister of Construction, to replace QCVN 18:2014/BXD and officially took effect from June 20, 2022. This paper introduces compilation methods, adjustments, and some main contents of QCVN 18:2021/BXD.

Key words: Vietnamese regulation, QCVN 18:2021/BXD, QCVN 18:2014/BXD, safety and health in construction

1. Tổng quan

Trên thế giới cũng như ở Việt Nam, số lượng các vụ tai nạn trong ngành xây dựng luôn duy trì ở mức cao so với các ngành khác. Trước đây, hệ thống quy phạm pháp luật trong xây dựng của Việt Nam chủ yếu quan tâm đến các tai nạn (thương tật, tử vong); các yếu tố ảnh hưởng đến sức khỏe (thể chất và tinh thần), bệnh nghề nghiệp rất ít được quan tâm. Sau khi Luật An toàn, vệ sinh lao động năm 2015 (viết gọn là Luật ATVSLĐ) được ban hành, các quy định về quản lý, thực thi việc đảm bảo an toàn, vệ sinh lao động (được hiểu là đảm bảo sức khỏe cho người) được tăng cường và được chú trọng. Theo quy định của Luật ATVSLĐ [1], Bộ Xây dựng có trách nhiệm chủ trì xây dựng, ban hành quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn, vệ sinh lao động trong xây dựng công trình theo đúng lĩnh vực được phân công theo Luật Xây dựng [2].

Từ cuối năm 2017, Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng (SACQI) đã thực hiện việc soát xét QCVN 18:2014/BXD [3] và việc này cũng được thực hiện đồng thời với các chương trình khác mà SACQI trực tiếp tham gia thực hiện, bao gồm: (1) Sửa đổi, bổ sung một số điều của Luật Xây dựng, (2) Đề án 198 năm 2018 của Chính phủ do Bộ Xây dựng chủ trì về hoàn thiện hệ thống tiêu chuẩn, quy chuẩn kỹ thuật xây dựng, (3) Các Nghị định, Thông tư hướng dẫn Luật Xây dựng.

Bài báo này trình bày cụ thể về việc xây dựng QCVN 18:2021/BXD [4]. Những nội dung chính của Quy chuẩn này kèm theo các điều chỉnh, bổ sung so với QCVN 18:2014/BXD cũng được thảo luận.

2. Những vấn đề đặt ra trong việc xây dựng QCVN 18:2021/BXD

2.1. Một số tồn tại, hạn chế của QCVN 18:2014/BXD

Qua quá trình nghiên cứu ban đầu về các nội dung, cơ sở biên soạn QCVN 18:2014/BXD cũng như đồng thời thực hiện việc lấy ý kiến rộng rãi (từ cuối năm 2017 đến tháng 9/2018) của các cơ quan chuyên môn thuộc Bộ/ngành, Sở Xây dựng các địa phương, các tập đoàn, viện nghiên cứu, trường đại học, hiệp hội, các nhà thầu thi công, nhà thầu tư vấn (thiết kế, giám sát, quản lý dự án) và các chuyên gia; cho thấy, QCVN 18:2014/BXD có một số tồn tại, hạn chế⁽¹⁾ chính như sau:

(1) Về đối tượng áp dụng: Chỉ áp dụng trong thi công các loại công trình do Bộ Xây dựng quản lý mà không đề cập đến các loại công trình do các Bộ quản lý công trình chuyên ngành khác quản lý; ngoài ra, về đối tượng hướng tới là “công việc” hay “công trình” cũng không rõ ràng giữa trình bày về phạm vi điều chỉnh và nội dung thể hiện;

(2) Về nội dung trình bày: Một số mục quy định quá chi tiết nên dẫn đến nhiều quy định khá cứng trong áp dụng hoặc dễ nhầm lẫn với quy định về biện pháp thi công (ví dụ: quy định góc dốc khi đào đất được xem là lẫn với quy định về biện pháp thi công); nhiều mục thì quá sơ sài do hạn chế đối tượng áp dụng và chưa đề cập đến một số loại hình hoặc công tác thi công được sử dụng, thiếu một số loại công việc kể cả khi thi công các công trình thuộc lĩnh vực quản lý ngành của Bộ Xây dựng⁽²⁾;

(3) Về các quy định đối với việc đảm bảo an toàn trong sử dụng máy, thiết bị thi công⁽³⁾ (đối với các loại máy, thiết bị mới đưa vào sử dụng tại Việt Nam cũng như quy định riêng về thử nghiệm, kiểm định đánh giá an toàn): Hầu như không có quy định, do ban hành trước Luật ATVSLĐ;

(4) Tính hội nhập: Các nhà thầu lớn (xây dựng và lắp máy) cho rằng quy chuẩn nên trình bày theo các chuẩn quốc tế để các Nhà thầu Việt Nam khi thi công các dự án đầu tư nước ngoài tại Việt Nam hoặc tại nước ngoài để đảm bảo các quy định chung của cả quốc tế và Việt Nam. Mặt khác, Đề án 198 cũng đưa ra yêu cầu về việc tiêu chuẩn, quy chuẩn phải có tính đồng bộ, đáp ứng yêu cầu

(1) PGS.TS, Email: phamha.cgd@gmail.com,
(2) TS, Email: ltgiang.cgd@gmail.com
(1,2,3,4) Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng

quản lý nhà nước và các hoạt động trong xây dựng; đảm bảo an toàn và sức khỏe trong xây dựng. Ngoài ra, Việt Nam đã tham gia và đã có lộ trình tham gia đầy đủ các công ước quốc tế về lao động với Tổ chức Lao động Quốc tế (ILO) cũng là yêu cầu phải đổi mới Quy chuẩn này;

(5) Về yêu cầu thực tiễn: Ngoài việc đảm bảo an toàn, sức khỏe cho người ở trong công trường, các quy định về đảm bảo an toàn, vệ sinh và môi trường cho người ở ngoài công trường cũng hầu như chưa đề cập tới (hoặc rất hạn chế). Một số đặc điểm đặc thù ở Việt Nam như công trình ngừng thi công, lán trại, dịch bệnh, điều kiện tự nhiên, khí hậu và một số nội dung khác có tác động trực tiếp và gián tiếp đến an toàn và sức khỏe của người cũng chưa có quy định để kiểm soát đảm bảo an toàn. Ngoài ra, quy định về phương tiện bảo vệ cá nhân và đảm bảo sức khỏe nghề nghiệp cũng không đề cập đến trong khi các nội dung này cũng có liên quan trực tiếp đến các tai nạn lao động do ngành Xây dựng có những đặc thù riêng.

2.2. Nhiệm vụ và giải pháp đã thực hiện khi xây dựng QCVN 18:2021/BXD

2.2.1. Nhiệm vụ

Trên cơ sở những tồn tại, hạn chế của QCVN 18:2014/BXD, các nhiệm vụ nghiên cứu sau đây đã được SACQI đặt ra để biên soạn Quy chuẩn mới:

(1) Nhiệm vụ 1, về nghiên cứu định hướng: i) Nằm trong định hướng tổng thể của Đề án 198 với nhấn mạnh đến tính đồng bộ, đáp ứng yêu cầu quản lý nhà nước và các hoạt động trong xây dựng; đảm bảo an toàn⁽⁴⁾ trong xây dựng; khuyến khích áp dụng các công nghệ tiên tiến, nâng cao năng suất lao động, chống thất thoát lãng phí; hướng tới các tiêu chí xanh, tiết kiệm tài nguyên, năng lượng, bảo vệ môi trường, phát triển bền vững, bảo vệ an ninh quốc gia; ii) Đảm bảo tính hội nhập quốc tế; iii) Phù hợp với các quy định của pháp luật khác có liên quan của Việt Nam;

(2) Nhiệm vụ 2, về nghiên cứu đối tượng áp dụng: Nghiên cứu để mở rộng phạm vi áp dụng cho các loại công trình do các Bộ/Ngành quản lý nhằm đảm bảo tính thống nhất trong quản lý nhà nước về xây dựng của Bộ Xây dựng theo đúng quy định của Luật Xây dựng;

(3) Nhiệm vụ 3, nghiên cứu về nội dung và mức độ sẽ quy định: i) Đảm bảo theo quy định về quy chuẩn theo Luật Tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật [5] với đặc biệt cần nhắc đến yếu tố Quy chuẩn có tính “bắt buộc” áp dụng; ii) Không tập trung vào các quy định về biện pháp thi công; iii) Tập trung vào các quy định để đảm bảo an toàn và sức khỏe cho người ở trong công trường và khu vực xung quanh công trường; iv) Tiếp tục sử dụng những quy định khả thi của QCVN 18:2014/BXD để tránh biến động lớn; v) Bổ hoặc bổ sung những nội

dung mới theo yêu cầu công việc để đáp ứng Nhiệm vụ 2 và Nhiệm vụ 4;

(4) Nhiệm vụ 4, nghiên cứu về các yếu tố mang tính đặc thù của Việt Nam: Các yếu tố như trình độ công nghệ, quản lý, đào tạo, kỹ năng của người lao động, điều kiện tự nhiên (gió bão, động đất, khí hậu...), điều kiện địa chất, các loại công trình phổ biến, các loại tai nạn lao động thường gặp và những yếu tố khác phải được nghiên cứu xem xét, cân nhắc khi đưa thành các quy định trong Quy chuẩn.

2.2.2. Giải pháp

Để giải quyết các nhiệm vụ nêu trên, SACQI đã xác lập và thực hiện các giải pháp tương ứng như sau:

(1) Chọn lựa tài liệu chuẩn để làm cơ sở biên soạn:

Việc chọn tài liệu làm cơ sở có ý nghĩa quan trọng trong việc thỏa mãn yêu cầu chính có tính tiên quyết như đã nêu tại Nhiệm vụ 1. Các tác giả đã nghiên cứu, đề xuất và chọn Tiêu chuẩn ILO 1992⁽⁵⁾ - Safety and Health in Construction [6] của Tổ chức lao động quốc tế làm cơ sở xây dựng quy chuẩn mới với những lý do như sau: i) Phù với yêu cầu của Nhiệm vụ 1 khi mà ILO 1992 là tiêu chuẩn quốc tế, được các thành viên của Tổ chức lao động quốc tế chấp nhận làm cơ sở để biên soạn các quy định riêng của từng quốc gia. Việc chọn ILO 1992 cũng là cơ sở đảm bảo thực thi các công ước quốc tế, thỏa mãn các yêu cầu về đối tượng áp dụng của quy chuẩn an toàn trong thi công xây dựng, đảm bảo yêu cầu định hướng của hệ thống quy chuẩn, tiêu chuẩn của Việt Nam và việc hội nhập quốc tế; ii) Phù hợp với yêu cầu của Nhiệm vụ 2 khi mà ILO 1992 cũng hướng đến việc đảm bảo an toàn khi thực hiện các loại công việc thường gặp trong thi công xây dựng; và iii) Phù hợp với yêu cầu của Nhiệm vụ 3 khi mà ILO 1992 là các quy định khung nên phù hợp với yêu cầu về “quy chuẩn” theo Luật Tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật của Việt Nam.

(2) Các giải pháp khác:

- Để đảm bảo việc tuân thủ các các quy định của pháp luật khác có liên quan của Việt Nam (Nhiệm vụ 1): Cập nhật, bổ sung các quy định kỹ thuật quốc gia hiện hành của Việt Nam⁽⁶⁾ (các Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia) tương ứng với các yêu cầu trong các điều khoản của ILO 1992; loại bỏ các quy định của ILO 1992 không phù hợp⁽⁷⁾;

- Để đảm bảo các yêu cầu một Quy chuẩn của Việt Nam (Nhiệm vụ 3): Thực hiện thận trọng trong nghiên cứu, tham chiếu và so sánh khi quy định các thông số kỹ thuật có tính bắt buộc áp dụng;

- Về các loại hình công việc thi công được xét đến⁽⁸⁾ (Nhiệm vụ 3): i) Bổ sung thêm một số công việc về đảm bảo an toàn khi làm việc dưới nước, thi công cọc khoan nhồi,

¹ Nguyên nhân chính xuất phát từ: i) QCVN 18:2014/BXD được biên soạn dựa trên Tiêu chuẩn thực hành về an toàn trong xây dựng của CHLB Nga (có bổ sung một số nội dung từ các tài liệu khác); và ii) Chưa cập nhật các quy định mới của Luật ATVSLĐ.

² Ví dụ: Làm việc dưới nước là công việc thường gặp trong thi công các công trình hạ tầng kỹ thuật; cầu lắp thiết bị cơ điện, vật kiến trúc như vách kính, kết cấu bao che khác trong các công trình dân dụng, hoặc việc sử dụng chất nổ khi phá đá, làm hầm trong các công trình công nghiệp và một số công việc khác.

³ Máy, thiết bị thi công: Được hiểu là tất cả các loại xe, máy, thiết bị, tàu/thuyền và các thiết bị cơ giới khác được sử dụng trong thi công xây dựng.

⁴ Theo quy định tại Khoản 20 Điều 3 Nghị định 06/2021/NĐ-CP: “An toàn trong thi công xây dựng công trình là giải pháp phòng, chống tác động của các yếu tố nguy hiểm, yếu tố có hại nhằm đảm bảo không gây thương tật, tử vong, không làm suy giảm sức khỏe đối với con người, ngăn ngừa sự cố gây mất an toàn lao động trong quá trình thi công xây dựng công trình”.

⁵ ILO 1992 do chuyên gia của 21 quốc gia quốc tế từ các nước phát triển và đang phát triển tại các châu lục tham gia biên soạn để cung cấp hướng dẫn thực hành về khung pháp lý, quản trị, kỹ thuật và đào tạo cho an toàn và sức khỏe trong xây dựng.

Bảng 1. Mục 2- Quy định kỹ thuật của QCVN 18:2021/BXD

Cấu trúc	Nội dung/Tiêu mục
2. QUY ĐỊNH KỸ THUẬT	
2.1 Đảm bảo an toàn tại công trường xây dựng và khu vực lân cận	2.1.1 Quy định chung; 2.1.2 Đường tạm và đường tiếp cận nơi làm việc; 2.1.3 Đảm bảo vệ sinh, môi trường và sức khỏe; 2.1.4 Phòng ngừa vật rơi; 2.1.5 Ngăn ngừa người bị rơi, ngã; 2.1.6 Ngăn ngừa sụp đổ công trình; 2.1.7 Ngăn ngừa xâm nhập trái phép; 2.1.8 Phòng cháy, chữa cháy; 2.1.9 Chiếu sáng; 2.1.10 Chống sét; 2.1.11 Thiên tai và các điều kiện thời tiết nguy hiểm; 2.1.12 Công trình ngừng thi công.
2.2 Giàn giáo và thang	2.2.1 Quy định chung; 2.2.2 Sử dụng vật liệu; 2.2.3 Thiết kế, chế tạo, lắp dựng; 2.2.4 Kiểm tra, giám sát và bảo trì; 2.2.5 Sử dụng thiết bị nâng trên giàn giáo; 2.2.6 Giàn giáo định hình; 2.2.7 Sử dụng giàn giáo; 2.2.8 Giàn giáo treo.
2.3 Kết cấu chống đỡ tạm	2.3.1 Quy định chung; 2.3.2 Sử dụng vật liệu; 2.3.3 Khảo sát, thiết kế; 2.3.4 Thi công, lắp dựng; 2.3.5 Thử nghiệm, kiểm định an toàn; 2.3.6 Kiểm tra, giám sát, sử dụng và bảo trì; 2.3.7 Tháo dỡ toàn bộ, tháo dỡ một phần và chống đỡ lại.
2.4 Thiết bị nâng	2.4.1 Quy định chung; 2.4.2 Vận thăng; 2.4.3 Cản trục cột buồm; 2.4.4 Cột, hệ cột, tháp treo pa lăng; 2.4.5 Cản trục tháp; 2.4.6 Dây, cáp sử dụng để nâng, hạ.
2.5 Máy, thiết bị thi công để vận chuyển, đào đất đá, vật liệu và làm đường	2.5.1 Quy định chung; 2.5.2 Máy xúc, đào; 2.5.3 Máy ủi; 2.5.4 Máy san gạt; 2.5.5 Máy, thiết bị rải nhựa đường, bê tông nhựa; 2.5.6 Máy hoàn thiện mặt đường; 2.5.7 Xe lu.
2.6 Thiết bị, dụng cụ cầm tay và các hệ thống máy, thiết bị phục vụ thi công khác	2.6.1 Quy định chung; 2.6.2 Thiết bị, dụng cụ cầm tay; 2.6.3 Thiết bị, dụng cụ cầm tay vận hành bằng khí nén; 2.6.4 Súng bắn đinh cầm tay; 2.6.5 Thiết bị, dụng cụ sử dụng điện; 2.6.6 Máy gia công gỗ; 2.6.7 Động cơ; 2.6.8 Silô phục vụ thi công; 2.6.9 Máy, thiết bị thi công bê tông; 2.6.10 Trạm, máy, thiết bị áp lực; 2.6.11 Băng tải, vít tải; 2.6.12 Trạm, máy nghiền sàng vật liệu; 2.6.13 Máy phát điện.
2.7 Làm việc trên cao	2.7.1 Quy định chung; 2.7.2 Làm việc trên mái nhà; 2.7.3 Làm việc trên các công trình cao.
2.8 Đào, đắp đất, đá và thi công công trình ngầm, đường hầm	2.8.1 Quy định chung; 2.8.2 Đào, đắp đất đá; 2.8.3 Thi công công trình ngầm; 2.8.4 Khoan; 2.8.5 Vận chuyển, lưu trữ và sử dụng chất nổ; 2.8.6 Nổ mìn; 2.8.7 Vận chuyển bằng tàu, xe chạy trên ray; 2.8.8 Kiểm soát bụi; 2.8.9 Thi công đường ống ngầm.
2.9 Cốp-phơ-đem, cai-sờn và làm việc trong môi trường khí nén	2.9.1 Quy định chung; 2.9.2 Làm việc trong cốp-phơ-đem và cai-sờn; 2.9.3 Làm việc trong đường hầm ở môi trường khí nén.
2.10 Thi công lắp dựng, tháo dỡ các loại cấu kiện, kết cấu	2.10.1 Quy định chung; 2.10.2 Lắp dựng, tháo dỡ kết cấu thép, kết cấu tiền chế; 2.10.3 Sàn tạm.
2.11 Ván khuôn và thi công bê tông	2.11.1 Quy định chung; 2.11.2 Ván khuôn; 2.11.3 Thi công bê tông.
2.12 Thi công cọc	2.12.1 Quy định chung; 2.12.2 Kiểm tra và bảo trì máy, thiết bị thi công cọc; 2.12.3 Vận hành máy, thiết bị thi công cọc; 2.12.4 Hệ thống máy, thiết bị thi công cọc đặt trên các thiết bị nổi; 2.12.5 Thi công cọc tẩm, cọc ván.
2.13 Làm việc trên mặt nước	2.13.1 Quy định chung; 2.13.2 Tàu, thuyền; 2.13.3 Cứu nạn.
2.14 Làm việc dưới nước	2.14.1 Quy định chung; 2.14.2 Giám sát y tế; 2.14.3 Thời gian làm việc dưới nước; 2.14.4 Trang thiết bị lặn; 2.14.5 Hoạt động lặn; 2.14.6 Nổ mìn dưới nước; 2.14.7 Hàn, cắt kim loại dưới nước.
2.15 Phá dỡ công trình	2.15.1 Quy định chung; 2.15.2 Phá dỡ tường; 2.15.3 Phá dỡ sàn; 2.15.4 Phá dỡ kết cấu kim loại; 2.15.5 Phá dỡ các công trình cao; 2.14.6 Phá dỡ công trình có sử dụng amiăng.
2.16 Điện	2.16.1 Quy định chung; 2.16.2 Kiểm tra và bảo trì; 2.16.3 Thử nghiệm, kiểm định.
2.17 Chất nổ	2.17.1 Quy định chung; 2.17.2 Lưu trữ, vận chuyển và thao tác (xử lý) với chất nổ; 2.17.3 Loại bỏ chất nổ.
2.18 Yếu tố có hại, sơ cứu và dịch vụ y tế nghề nghiệp	2.18.1 Quy định chung; 2.18.2 Chăm sóc sức khỏe cho người lao động; 2.18.3 Sơ cứu; 2.18.4 Chất, hóa chất nguy hiểm; 2.18.5 Không khí nguy hiểm, độc hại; 2.18.6 Nguy cơ phóng xạ, bức xạ; 2.18.7 Làm việc trong môi trường nóng, lạnh, ẩm; 2.18.8 Tiếng ồn và rung động; 2.18.9 Bụi; 2.18.10 Các tác nhân sinh học; 2.18.11 Các yếu tố khác.
2.19 Phương tiện bảo vệ cá nhân	2.19.1 Quy định chung; 2.19.2 Các loại phương tiện bảo vệ cá nhân.
2.20 Điều kiện sinh hoạt cho người lao động tại công trường	2.20.1 Quy định chung; 2.20.2 Nước ăn, uống; 2.20.3 Nhà vệ sinh; 2.20.4 Khu tắm, giặt, làm sạch; 2.20.5 Khu thay đồ; 2.20.6 Phục vụ ăn, uống; 2.20.7 Nơi lánh nạn; 2.20.8 Chỗ ở tạm.

thi công cáp ứng lực trước, cầu lắp các vật kiến trúc/thiết bị cơ điện, làm việc trên các loại công trình cao và những nội dung khác mà ILO 1992 không đề cập đến; và ii) Bổ sung các quy định về kết cấu chống đỡ tạm⁽⁹⁾ (phân biệt rõ 2 loại hình giàn giáo và kết cấu chống đỡ tạm/phục vụ thi công) là các đối tượng hay xảy ra các tai nạn trên các công trường ở Việt Nam;

- Về các quy định mang tính đặc thù Việt Nam⁽¹⁰⁾ để quản lý an toàn và vệ sinh trong lao động (Nhiệm vụ 4): i) Bổ sung quy định về các trường hợp phải ngừng làm việc trong điều kiện người lao động phải tiếp xúc trực tiếp với các điều kiện thời tiết, môi trường cực đoan như gió mạnh, giông lốc, nhiệt độ cao,...; ii) Bổ sung quy định đối với công trình ngừng thi công (khá phổ biến ở Việt Nam); iii) Hướng dẫn nhận diện Vùng nguy hiểm⁽¹¹⁾ để có các biện pháp đảm bảo an toàn phù hợp; và iv) Một số nội dung khác quy định về lập các biện pháp đảm bảo an toàn, thoát nạn trong một số trường hợp hoặc công việc cụ thể.

3. Cấu trúc, nội dung và sử dụng QCVN 18:2021/BXD

3.1. Cấu trúc, nội dung của Quy chuẩn

Về cấu trúc, ngoài phần “Lời nói đầu”, Quy chuẩn gồm 05 Phần chính như sau: (1) Quy định chung; (2) Quy định kỹ thuật; (3) Quy định về quản lý; (4) Trách nhiệm của tổ chức, cá nhân; và (5) Tổ chức thực hiện.

QCVN 18:2021/BXD là Quy chuẩn được biên soạn mới; so với Quy chuẩn QCVN 18:2014/BXD, có một số điểm mới nổi bật sau đây:

(1) Phạm vi áp dụng: Áp dụng đối với: 1) Các loại công việc thi công xây dựng liên quan đến đào, đắp đất đá, xây dựng mới, cải tạo, sửa chữa, nâng cấp, mở rộng, bảo trì, tháo dỡ, phá dỡ đối với nhà, kết cấu dạng nhà và các loại công trình/kết cấu khác; 2) Hoạt động khảo sát, quan trắc; thiết kế, thẩm tra thiết kế; lập và kiểm tra kế hoạch tổng hợp về an toàn có liên quan đến các công việc nêu trên. Tuy nhiên, Quy chuẩn không áp dụng cho thi công lắp đặt giàn khoan dầu khí và các kết cấu khác sử dụng cho ngành dầu khí ở biển và thềm lục địa⁽¹²⁾.

(2) Về nội dung:

- Quy chuẩn đề cập khá đầy đủ các quy định liên quan

đến đảm bảo an toàn và sức khỏe cho người lao động ở trong công trường và khu vực lân cận công trường, các điều kiện đặc thù cũng như quy định của pháp luật khác có liên quan đã được cập nhật, bổ sung (Xem chi tiết tại Bảng 1 và nội dung đã nêu tại mục 2.2.2);

- Khác với QCVN 18:2014/BXD, trong QCVN 18:2021/BXD một số mục riêng như công tác hàn, công tác xây và một số công việc khác không đề cập đến cụ thể để tránh chồng chéo về nội dung và tránh việc lẫn với quy định biện pháp thi công. Cũng phải nói thêm là, trong QCVN 18:2021/BXD việc chọn lựa các loại công việc/nhiệm vụ để quy định đảm bảo an toàn dựa trên bản chất của vấn đề thay vì liệt kê tất cả các công tác có thể có trong thi công xây dựng (Xem thêm mục 3.2.2).

(3) Về triết lý: Quy chuẩn này cũng nhấn mạnh việc đảm bảo an toàn cho người là “trước tiên phải nhận diện được các yếu tố nguy hiểm, sau đó lập/chọn lựa và thực hiện các biện pháp để phòng ngừa phù hợp, hiệu quả”. Việc này, trước tiên phải được thực hiện bằng cách nhận diện các yếu tố nguy hiểm để lập và kiểm soát các vùng nguy hiểm (xem Mục 2.1.1.2 đến 2.1.1.4 của Quy chuẩn). Việc hướng dẫn xác định vùng nguy hiểm cũng là nội dung hoàn toàn mới so với ILO 1992, đã được biên soạn phù hợp với thực tiễn và trình độ/hiểu biết của người lao động, nhà thầu Việt Nam. Ngoài ra, ngay từ trong giai đoạn thiết kế, các yếu tố nếu không được quan tâm có thể là nguồn nguy cơ gây tổn hại đến người lao động cũng đã được khuyến cáo (như sử dụng vật liệu, hóa phẩm xây dựng, sử dụng biện pháp/công nghệ thi công).

3.2. Sử dụng Quy chuẩn

3.2.1. Định hướng

Về mục đích chính, Quy chuẩn là căn cứ (về kỹ thuật) để Nhà thầu lập và thực hiện biện pháp đảm bảo an toàn và các biện pháp cần thiết khác để thực hiện 2 nhiệm vụ: Nhiệm vụ 1) Bảo vệ cho người làm việc trên công trường và người ở khu vực lân cận trước các nguy cơ gây suy giảm sức khỏe, thương tật, tử vong phát sinh từ công trường; Nhiệm vụ 2) Đảm bảo vệ sinh, môi trường trong và ngoài công trường xây dựng. Về nhiệm vụ 2: các quy định đã nêu rõ trong Quy chuẩn và về bản chất, các quy định này cũng hướng đến

⁶ Nhóm công việc có liên quan đến quy định kỹ thuật quốc gia chủ yếu về: Đảm bảo chất lượng đầu vào của các sản phẩm, hàng hóa; yêu cầu về kiểm định an toàn máy, thiết bị thi công, an toàn điện, an toàn hóa chất, an toàn cháy, sử dụng chất nổ và một số nội dung/nhiệm vụ khác liên quan đến bảo vệ môi trường.

⁷ Các nội dung liên quan về quyền hạn, trách nhiệm của các tổ chức, cá nhân có thể lược bớt khi mà các nội dung này theo quy định của Việt Nam đều được trình bày trong Luật, Nghị định hoặc Thông tư hướng dẫn; hoặc các nội dung để hướng dẫn Cơ quan có thẩm quyền quản lý tại quốc gia cần thực hiện.

⁸ Các công việc được bổ sung, điều chỉnh được chọn lựa căn cứ vào các ý kiến của tổ chức, cá nhân qua việc lấy ý kiến rộng rãi và tại các hội nghị, hội thảo trong quá trình biên soạn.

⁹ Quy định chi tiết về kết cấu chống đỡ tạm là nội dung mới hoàn toàn so với ILO 1992 và QCVN 18:2014/BXD. Các quy định kỹ thuật hiện hành trong nước chủ yếu tập trung vào kết cấu của công trình, một số hướng dẫn cho loại hình kết cấu tạm phục vụ thi công chủ yếu trong các tài liệu giảng dạy hoặc chỉ khái quát trong một số tiêu chuẩn nên các tác giả đã đề xuất và bổ sung vào trong QCVN 18:2021/BXD;

¹⁰ Một số nội dung mới đưa vào nhằm: i) Đáp ứng yêu cầu quản lý trật tự và an toàn xây dựng tại các thành phố lớn; ii) Xét đến loại hình các tai nạn đã xảy ra; và iii) Phù hợp trình độ, hiểu biết về công tác đảm bảo an toàn và sức khỏe trong thi công xây dựng.

¹¹ Việc nhận diện “Vùng nguy hiểm” được hướng dẫn thông qua nhận diện “các yếu tố nguy hiểm” là nội dung đề xuất mới so với ILO 1992. Về nội dung này, ngoài việc hướng dẫn các tổ chức, cá nhân hiểu về các nguy cơ gây mất an toàn còn để cụ thể hóa các quy định của Luật Xây dựng (Khoản 46 Điều 3, Khoản 3 và 4 Điều 115) và Nghị định 06/2021/NĐ-CP (Khoản 8 Điều 14, Khoản 4 Điều 13).

¹² Về môi trường làm việc, có các khác biệt như độ sâu lớn, chịu tác động trực tiếp và thường xuyên của dòng chảy ngầm/mặt, thủy triều và các tác động khác như bão, sóng thần; vì vậy, các quy định có liên quan đến đảm bảo an toàn và sức khỏe rất nghiêm ngặt, đòi hỏi việc sử dụng máy, thiết bị thi công và phương tiện bảo vệ cá nhân có tính đặc thù và phải được nghiên cứu riêng cho từng dự án. ILO, Mỹ, Anh, Châu Âu và một số quốc gia khác đều ban hành các khung quy định riêng khi lắp đặt các kết cấu này.

việc tuân thủ theo các quy định của pháp luật về bảo vệ môi trường.

Đối với Nhiệm vụ 1, các nguyên tắc sau đây phải được áp dụng để lập và thực hiện đúng các nội dung đã quy định trong Quy chuẩn:

(1) Xác định tất cả các yếu tố nguy hiểm, yếu tố có hại có thể có dựa vào điều kiện thực tế, đặc điểm của công trường, công trình và đặc điểm của các loại công việc thi công khác nhau để xác định các vùng nguy hiểm, vùng nguy hại trên công trường và khu vực lân cận công trường để xây dựng và thực hiện biện pháp kiểm soát vùng nguy hiểm, nguy hại phù hợp;

(2) Đối với từng loại công việc/nhiệm vụ thi công: Căn cứ vào thiết kế; vật tư, vật liệu, sản phẩm sẽ sử dụng; biện pháp thi công; các loại xe, máy, thiết bị thi công và các nội dung có liên quan để nhận diện các nguy cơ/rủi có thể xảy ra với người lao động và người ở khu vực xung quanh để chọn lựa các mục áp dụng có liên quan trong Quy chuẩn.

3.2.2. Một số ví dụ

Một số ví dụ trong mục này nhằm mục đích để người đọc Quy chuẩn nắm được cách áp dụng Quy chuẩn để thực hiện Nhiệm vụ 1 nêu tại mục 3.2.1.

Ví dụ 1: Xác định vùng nguy hiểm

Dự án xây dựng nhà cao tầng có sử dụng cần trục tháp, kết cấu móng sử dụng cọc ép bằng máy ép cọc có đường dẫn. Các vùng nguy hiểm có thể có và xác định như sau: (1) Máy ép cọc: có nguy cơ bị đổ/lật; như vậy xác định vùng nguy hiểm phải căn cứ vào chiều cao của máy và địa hình (sau khi đổ có thể trượt); (2) Cần trục tháp: có các nguy cơ rơi vật đang cẩu, rơi tay cần, đổ/lật hoặc sập cần trục; như vậy, xác định vùng nguy hiểm phải căn cứ vào tất cả nguy cơ trên (xem Bảng 1 của Quy chuẩn để xác định cụ thể); (3) Các vùng nguy hiểm khác trên công trường có thể có nêu tại 2.1.1.3 của Quy chuẩn.

Ví dụ 2: Đối với công việc hàn hoặc cắt kim loại (là mục có trong QCVN 18:2014/BXD nhưng không quy định thành mục riêng trong QCVN 18:2021/BXD)

Lý do chính mà công tác này có trong QCVN 18:2014/BXD là do các tai nạn liên quan đến cháy khá phổ biến. Như vậy bản chất vấn đề đảm bảo an toàn và sức khỏe cho người lao động liên quan đến và được quy định tại các mục trong QCVN 18:2021/BXD như sau: Đảm bảo an toàn cháy/mục 2.1.8; sử dụng thiết bị/mục 2.6; đường dây dẫn điện/mục

2.16; sử dụng phương tiện bảo vệ cá nhân để bảo vệ mắt, đường hô hấp, da,.../mục 2.18.5 và 2.19.2 và các nội dung khác có thể liên quan đến vị trí làm việc (ví dụ: trên cao/mục 2.7, dưới nước/mục 2.14.1 và 2.14.7),... Nếu có nguy cơ cháy, điện giật hoặc nguy cơ khác tại khu vực thực hiện hàn, cắt thì vùng nguy hiểm phải được thiết lập để giảm thiểu rủi ro cho người ở ngoài khu vực hàn cắt. Trình tự thực hiện hàn/cắt không được quy định trong QCVN 18:2021/BXD vì đây thuộc phạm vi biện pháp thi công và đào tạo, huấn luyện nghề.

Ví dụ 3: Công việc làm kết cấu chống đỡ tạm (KCCĐT) để chống đỡ phục vụ thi công dầm cầu. KCCĐT này có sử dụng móng cọc ép bê tông cốt thép, khung thép chế tạo tại xưởng ngoài công trường, được lắp dựng tại công trường.

Sử dụng Quy chuẩn như sau: Về tổng quát, tất cả các công tác liên quan đến KCCĐT/mục 2.3; về cụ thể một số công tác khác như hạ cọc/mục 2.12, đổ bê tông/mục 2.11, lắp dựng kết cấu thép/mục 2.10, sử dụng giàn giáo/mục 2.2, sử dụng các thiết bị nâng/mục 2.4 và các công việc đảm bảo an toàn khác có liên quan đều đã có trong Quy chuẩn. Yêu cầu về phương tiện bảo vệ cá nhân, tương tự Ví dụ 2.

4. Kết luận và kiến nghị

Bài báo đã trình bày tổng quan về việc biên soạn QCVN 18:2021/BXD. Quy chuẩn đã được biên soạn theo thông lệ quốc tế, cập nhật một số quy định mới của pháp luật và bổ sung các yêu cầu riêng có tính đặc thù của Việt Nam. Quy chuẩn có thể đáp ứng hầu hết các công việc/nhiệm vụ thường gặp trong thi công xây dựng và cũng là tài liệu khung phục vụ giảng dạy, đào tạo về công tác đảm bảo an toàn, sức khỏe trong xây dựng.

Để Quy chuẩn đi vào cuộc sống, đảm bảo tính đồng bộ của hệ thống các quy định về công tác đảm bảo an toàn, sức khỏe cho người lao động, trong thời gian tới, việc tiếp tục rà soát, nghiên cứu để ban hành các tiêu chuẩn, chỉ dẫn kỹ thuật liên có quan đến các công việc/nhiệm vụ tại công trường xây dựng là hết sức cần thiết. Việc này cũng đòi hỏi sự nỗ lực và phối hợp chặt chẽ giữa các cơ quan quản lý nhà nước với các nhà thầu xây dựng, tổ chức nghiên cứu, học giả và những người làm công tác quản lý, giám sát an toàn, vệ sinh lao động. Trước mắt, trên cơ sở các nội dung của QCVN 18:2021/BXD, các quy định tại công trường liên quan đến việc đảm bảo an toàn, sức khỏe và bảo vệ môi trường cần được các nhà thầu cụ thể hóa bằng các hướng dẫn đơn giản (ví dụ: tờ rơi) để áp dụng hiệu quả. /.

Tài liệu tham khảo

1. Quốc hội nước Cộng hòa xã hội chủ nghĩa Việt Nam, Luật An toàn, vệ sinh lao động số 84/2015/QH13 năm 2015;
2. Quốc hội nước Cộng hòa xã hội chủ nghĩa Việt Nam, Văn bản hợp nhất Luật Xây dựng số 02/VBHN-VPQH năm 2020;
3. Bộ Xây dựng, QCVN 18:2014/BXD ban hành theo Thông tư số 14/2014/TT-BXD năm 2014;
4. Bộ Xây dựng, QCVN 18:2021/BXD ban hành theo Thông tư số 16/2021/TT-BXD năm 2021;
5. Quốc hội nước Cộng hòa xã hội chủ nghĩa Việt Nam, Luật Tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật số 68/2006/QH11 năm 2006;
6. International Labour Organization, ILO 1992 - Safety and Health in Construction.

Tổng quan về các tiêu chuẩn đánh giá kết cấu hiện hữu

Overview on codes and standards for the assessment of existing structures

Phạm Phú Tinh⁽¹⁾, Phạm Minh Hà⁽²⁾

Tóm tắt

Bài báo này trình bày tổng quan các tiêu chuẩn hiện hành của quốc tế (ISO), châu Âu (EN), Mỹ (ASCE, ACI), Nga (СП, СП РК, ЦНИИП), và Việt Nam (TCVN) về đánh giá kết cấu hiện hữu, trong đó có so sánh khung đánh giá chung và phương pháp luận của các tiêu chuẩn.

Từ khóa: kiểm tra, đánh giá, kết cấu hiện hữu, cải tạo, xuống cấp

Abstract

This paper presents an overview of codes and standards of the International Organization for Standardization (ISO), Europe (EN), the United States (ASCE, ACI), Russia (СП, СП РК, ЦНИИП) and Vietnam (TCVN) for the assessment of existing structures, in which the general framework of assessment and the methodology are considered and compared.

Key words: inspection, assessment, existing structures, retrofitting, deterioration

1. Giới thiệu

Các kết cấu hiện hữu, có thể bị xuống cấp hoặc hư hại, do ảnh hưởng của môi trường theo thời gian, do sử dụng, do các tác động bất ngờ như động đất hay hỏa hoạn, do các sai sót trong khảo sát, thiết kế và xây dựng, v.v. nên cần được đánh giá để đảm bảo an toàn sử dụng, hay phục vụ mục đích phá dỡ, cải tạo. Cũng như việc thiết kế kết cấu mới, việc đánh giá kết cấu hiện hữu cũng có các tiêu chuẩn hướng dẫn.

Các tiêu chuẩn đánh giá kết cấu hiện hữu trong bài báo này được áp dụng cho các tòa nhà, các công trình dân dụng và công nghiệp, được làm bằng các vật liệu bê tông, khối xây, kim loại, gỗ, ... Với các kết cấu hiện hữu như cầu, công trình ngoài khơi hoặc nhà máy điện (nhiệt, hạt nhân), ... thì thường có các tiêu chuẩn đánh giá riêng.

Tổng hợp tất cả các lý do được nêu trong [1, 3-14], việc đánh giá kết cấu hiện hữu cần được thực hiện khi:

- (1) Quan sát thấy các sai sót so với mô tả dự án ban đầu
- (2) Kết quả bất lợi của cuộc kiểm tra định kỳ về tình trạng của kết cấu
- (3) Nghi ngờ về sự an toàn của kết cấu do có dấu hiệu hư hỏng
- (4) Các sự cố bất thường trong quá trình sử dụng (va đập của xe cộ, tuyết lở, hỏa hoạn trong tòa nhà, động đất), có thể đã làm hỏng kết cấu
- (5) Rõ ràng không đảm bảo sự sử dụng bình thường (TTGH2)
- (6) Nghi ngờ về khả năng chịu lực liên quan đến vật liệu xây dựng, phương pháp xây dựng hoặc hệ chịu lực
- (7) Phát hiện ra các lỗi thiết kế hoặc lỗi xây dựng
- (8) Sử dụng sai mục đích
- (9) Thay đổi mục đích sử dụng hoặc gia hạn thời hạn sử dụng theo thiết kế một cách có kế hoạch
- (10) Hết thời hạn sử dụng còn lại được cấp trên cơ sở đánh giá kết cấu trước đó
- (11) Phục vụ cải tạo, sửa chữa, phá dỡ
- (12) Không đáp ứng tiêu chuẩn thiết kế hiện hành
- (13) Có yêu cầu từ cơ quan chức năng, từ chủ sở hữu mới trước khi muốn mua lại dự án, từ công ty bảo hiểm, vv
- (14) Đơn giản chỉ vì nghi ngờ về độ an toàn của kết cấu.

Việc đánh giá kết cấu hiện hữu là phức tạp và khác với việc thiết kế kết cấu mới, vì phụ thuộc vào mức độ hiểu biết kết cấu hiện hữu. Nó phức tạp ở chỗ, các đặc trưng thực tế (vật liệu, kích thước hình học, tác động, chi tiết cấu tạo, suy thoái, lịch sử sửa chữa, ...) không những khó biết được đầy đủ và chính xác, mà còn khá tốn công và tỉ mỉ khi áp các đặc trưng thực tế này vào bài toán phân tích kết cấu và bài toán kiểm tra tiết diện. Ví dụ khi cốt thép bị ăn mòn, bê tông bị suy thoái, kết cấu bị mỏi, nó vừa ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của tiết diện, vừa ảnh hưởng đến sơ đồ tính, do đó nếu không hiểu biết đầy đủ về ăn mòn cốt thép hoặc suy thoái của bê tông, sẽ dẫn tới sự không chính xác của kết quả phân tích kết cấu và kết quả tính toán khả năng chịu lực, cuối cùng là đánh giá sai. Phán quyết về mức độ an toàn của kết cấu hiện hữu nói chung không được rõ ràng và rành mạch như đối với kết cấu mới.

Bài báo này trình bày tổng quan các tiêu chuẩn hiện hành của quốc tế (ISO), châu Âu (EN), Mỹ (ASCE, ACI), Nga (СП, СП РК, ЦНИИП), và Việt Nam (TCVN) về đánh giá kết cấu hiện hữu, trong đó có so sánh khung đánh giá chung và phương pháp luận của các tiêu chuẩn.

(1) PGS.TS, Giảng viên, Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <pphutinh@gmail.com>

(2) PGS.TS, Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng, Bộ Xây dựng, Email: <phamha.cgd@gmail.com>

2. Tổng quan về các tiêu chuẩn đánh giá kết cấu hiện hữu

2.1. Tiêu chuẩn quốc tế (ISO)

ISO 13822 [1] là tiêu chuẩn quốc tế đưa ra các yêu cầu và quy trình chung để đánh giá các kết cấu hiện hữu (tòa nhà, cầu, kết cấu công nghiệp, v.v. bằng các vật liệu khối xây, bê tông, thép, gỗ hay bất kỳ vật liệu nào khác). ISO 13822 được dựa trên các nguyên tắc về độ tin cậy của kết cấu và hậu quả của sự phá hoại [2].

ISO 13822 là cơ sở cho việc soạn thảo các tiêu chuẩn hoặc quy phạm quốc gia để thực hành phù hợp với điều kiện thực trạng về kỹ thuật và kinh tế. Nó hướng dẫn khung chung và phương pháp luận cho việc đánh giá kết cấu hiện hữu.

Khung chung là các thủ tục đánh giá sơ bộ, đánh giá chi tiết, với các hướng dẫn về khảo sát vật liệu, khảo sát tải trọng, phân tích kết cấu, thử tải, kiểm tra kết cấu theo trạng thái giới hạn, kết luận, kiến nghị và viết báo cáo đánh giá, hình 1. Phương pháp luận được giới thiệu trong ISO 13822 là các lý thuyết cơ bản và quen thuộc, đó là lý thuyết xác suất thống kê để xác định giá trị trung bình, giá trị đặc trưng của đặc tính vật liệu, hình học và tác động, là lý thuyết độ tin cậy để xác định các hệ số tin cậy (hệ số riêng) và từ đó xác định giá trị tính toán của cường độ vật liệu và giá trị tính toán của các tác động.

ISO 13822 không sử dụng các dấu hiệu bên ngoài (vỡ, nứt, nghiêng) để kết luận về khả năng chịu lực của kết cấu, nó cũng không phân cấp nguy hiểm của kết cấu được đánh giá. Cơ sở của việc đánh giá là kiểm tra theo trạng thái giới hạn về cường độ và trạng thái giới hạn về sử dụng bình thường.

2.2. Tiêu chuẩn châu Âu (EN)

Tiêu chuẩn châu Âu hiện hành (thế hệ 1) chưa có một bộ riêng về đánh giá an toàn kết cấu hiện hữu, nhưng có EN 1998-3:2005 [3] về đánh giá và gia cố tòa nhà sau động đất. EN 1998-3:2005 phù hợp với ISO 13822 cả về khung chung và phương pháp luận. Ngoài việc kể đến các đặc thù về phân tích kết cấu và thiết kế công trình chịu động đất, nó còn sử dụng khái niệm mức độ hiểu biết kết cấu, từ đó quy định khối lượng khảo sát kết cấu và hệ số tự tin tương ứng với mức độ hiểu biết.

Tiêu chuẩn châu Âu thế hệ 2, đã và đang được phát triển từ 2015, theo đó Ủy ban tiêu chuẩn có kế hoạch biên soạn một bộ tiêu chuẩn riêng về đánh giá an toàn kết cấu hiện hữu, hiện mới xong bước 1 và đã xuất bản được một báo cáo khoa học và pháp lý, mã hóa là JRC 94918 [4]. (Một EN cần ba bước để được phát hành: bước 1: phát hành báo cáo khoa học và pháp lý, bước 2: Sau khi báo cáo khoa học và pháp lý được đồng thuận, thì phát hành tiền tiêu chuẩn – preEN hay ENV (thế hệ 2 gọi ENV là chỉ dẫn kỹ thuật – CEN Technical Specifications – CEN/TS), và bước 3: sau một thời gian sử dụng ENV (hay CEN/TS) mà không có xung đột hoặc tranh luận thì phát hành ENV thành EN). JRC 94918 [4] chưa được gọi là tiêu chuẩn châu Âu về đánh giá kết cấu hiện hữu.

JRC 94918 gồm ba phần: Phần 1 – Khung chính sách, Phần 2 – Tổng quan về các tiêu chuẩn, quy chuẩn hiện hành về đánh giá an toàn kết cấu hiện hữu của 12 nước thành viên, Phần 3 - Dự thảo cho EN. Xương sống của Phần 3 là ISO 13822, có thêm các định nghĩa, giải thích, và quy định cho phù hợp với EN 0 đến EN 9. Mặc dù Phần 3 của JRC 94918 đã cụ thể hóa phương pháp luận theo hướng dẫn của ISO 13822 bằng các hệ số riêng, song nó được khuyến nghị

không phục vụ áp dụng thực hành, bởi vì nó chưa phải là tiêu chuẩn châu Âu.

2.3. Tiêu chuẩn Mỹ (ASCE, ACI)

Các tiêu chuẩn đánh giá tòa nhà hiện hữu của Mỹ [5-10] khá phù hợp với ISO 13822 cả về khung chung và phương pháp luận, trong đó ASCE 11-99 [5] là tài liệu hướng dẫn chung, giống như “ISO của Mỹ”, và các tiêu chuẩn còn lại [6-10] là cụ thể hóa ASCE 11-99 hay cụ thể hóa ISO 13822. ASCE 11-99 là tài liệu không bắt buộc sử dụng, nếu có các tiêu chuẩn khác thích hợp hơn.

ASCE_SEI 41-17 [6] hướng dẫn cụ thể về đánh giá và gia cố tòa nhà hiện hữu chịu động đất, so với EN 1998-3:2005 [3] thì ASCE_SEI 41-17 chi tiết và đầy đủ hơn rất nhiều. ACI 562-19 [9] quy định cụ thể về hệ số suy giảm cường độ và hệ số tổ hợp tải trọng khi đánh giá kết cấu. ACI 318-19 [10] là tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông, nhưng có một chương 27 về đánh giá khả năng chịu lực của kết cấu hiện hữu. Tất cả các hệ số và các hướng dẫn trong chương 27 là phù hợp và thống nhất với các hệ số và hướng dẫn trong [5, 9].

Cũng giống như ISO 13822, các tiêu chuẩn [5-10] không sử dụng các dấu hiệu bên ngoài (vỡ, nứt, nghiêng) để kết luận về khả năng chịu lực của kết cấu, và không phân cấp nguy hiểm của kết cấu được đánh giá.

2.4. Tiêu chuẩn Nga (СП, СП РК, ЦНИИП)

СП 13-102-2003 [11] được giới thiệu lần đầu năm 2003, trình bày bộ quy tắc để khảo sát và đánh giá kết cấu chịu lực của các tòa nhà, ngoại trừ các vấn đề liên quan địa chất công trình của nền đất. СП 13-102-2003 đã được chấp nhận và khuyến nghị sử dụng, nó khá phù hợp với ISO 13822 cả về khung chung và phương pháp luận, bao gồm các nội dung cốt lõi: đánh giá vật liệu, đánh giá tải trọng, phân tích kết cấu, và kiểm tra theo trạng thái giới hạn.

СП РК 1.04-101-2012 [12] giới thiệu các điều khoản kiểm tra chuyên môn các tòa nhà và công trình công nghiệp, gồm kết cấu thép, kết cấu bê tông cốt thép, ống công nghiệp. Ngoài việc hướng dẫn phạm vi công việc và số lượng/khối lượng khảo sát đánh giá nền và móng, cọc, khối xây, tường của các tòa nhà tiền chế, cột, lớp phủ và trần nhà, ban công, phào chỉ và mái che, cầu thang bộ, nó còn hướng dẫn kiểm tra tầng áp mái, hệ thống sưởi, hệ thống cấp nước nóng, hệ thống thoát nước thải nội bộ. Khái niệm đánh giá dựa vào ba mức độ hiểu biết kết cấu hiện hữu giống như trong tiêu chuẩn châu Âu EN 1998-3:2005 [3] cũng được đề cập đến trong СП РК 1.04-101-2012. Tiêu chuẩn này giống một tài liệu hướng dẫn kiểm tra định kỳ tòa nhà và công trình hơn là tài liệu hướng dẫn đánh giá kết cấu hiện hữu.

ЦНИИПромзданий [13] đưa ra các khuyến nghị nhằm đánh giá nhanh, gần đúng độ tin cậy của tòa nhà hay các cấu kiện đơn lẻ làm bằng kết cấu khối xây, kết cấu bê tông cốt thép, kết cấu thép và kết cấu gỗ, dựa vào các dấu hiệu bên ngoài hay kết quả kiểm tra trực quan. Kết luận đánh giá giúp đưa ra các yêu cầu sửa chữa hoặc yêu cầu phải đánh giá chính xác hơn. Vì nhằm đánh giá nhanh, gần đúng tình trạng kỹ thuật của tòa nhà hay cấu kiện đơn lẻ dựa vào các dấu hiệu bên ngoài, nên nội dung và phương pháp tiếp cận trong ЦНИИПромзданий khác xa với nội dung và phương pháp luận được nêu trong [1], [3-4], [5-10], [11]. Phần ứng dụng của tài liệu đưa ra các bảng: (i) đánh giá tình trạng kỹ thuật của tòa nhà bằng các dấu hiệu bên ngoài, (ii) đánh giá tình trạng kỹ thuật của kết cấu sau một trận động đất theo các dấu hiệu bên ngoài, (iii) đánh giá tình trạng kỹ thuật của kết cấu sau đám cháy theo các dấu hiệu bên ngoài.

2.5. Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN)

TCVN 9381:2012 [14] là tiêu chuẩn hiện hành được áp dụng để đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà. Về khung chung, tiêu chuẩn này phù hợp với ISO 13822, nhưng về phương pháp luận, nó không rõ ràng và khác xa so với ISO 13822, đặc biệt là việc dựa vào các dấu hiệu bên ngoài để kết luận mức độ nguy hiểm của kết cấu. Việc đánh giá kết cấu dựa vào vật liệu thực tế, tải trọng thực tế, và phân tích kết cấu thực tế không được hướng dẫn rõ ràng.

Hiện tại, Việt Nam có các tiêu chuẩn về đánh giá công trình hiện hữu đã được biên soạn chờ ban hành [15]. Các tiêu chuẩn này được dựa vào tiêu chuẩn tương ứng của liên bang Nga, gồm:

(1) Nhà và công trình – Nguyên tắc khảo sát và quan trắc tình trạng kỹ thuật

(2) Nhà và công trình – Các nguyên tắc khảo sát kết cấu chịu lực

(3) Nhà và công trình – Khảo sát và đánh giá tình trạng kỹ thuật của kết cấu ngăn che

(4) Hướng dẫn đánh giá độ tin cậy của kết cấu xây dựng của nhà và công trình theo dấu hiệu bên ngoài

(5) Quy định về khảo sát kỹ thuật nhà ở.

3. Một số câu hỏi

Đánh giá kết cấu hiện hữu nhằm mục đích chứng minh rằng kết cấu có làm việc an toàn trong thời hạn sử dụng còn lại hay không. Do đó, một số câu hỏi nảy sinh và các câu trả lời tương ứng được dựa vào các tiêu chuẩn, như sau:

Cốt lõi của bài toán đánh giá kết cấu là gì?

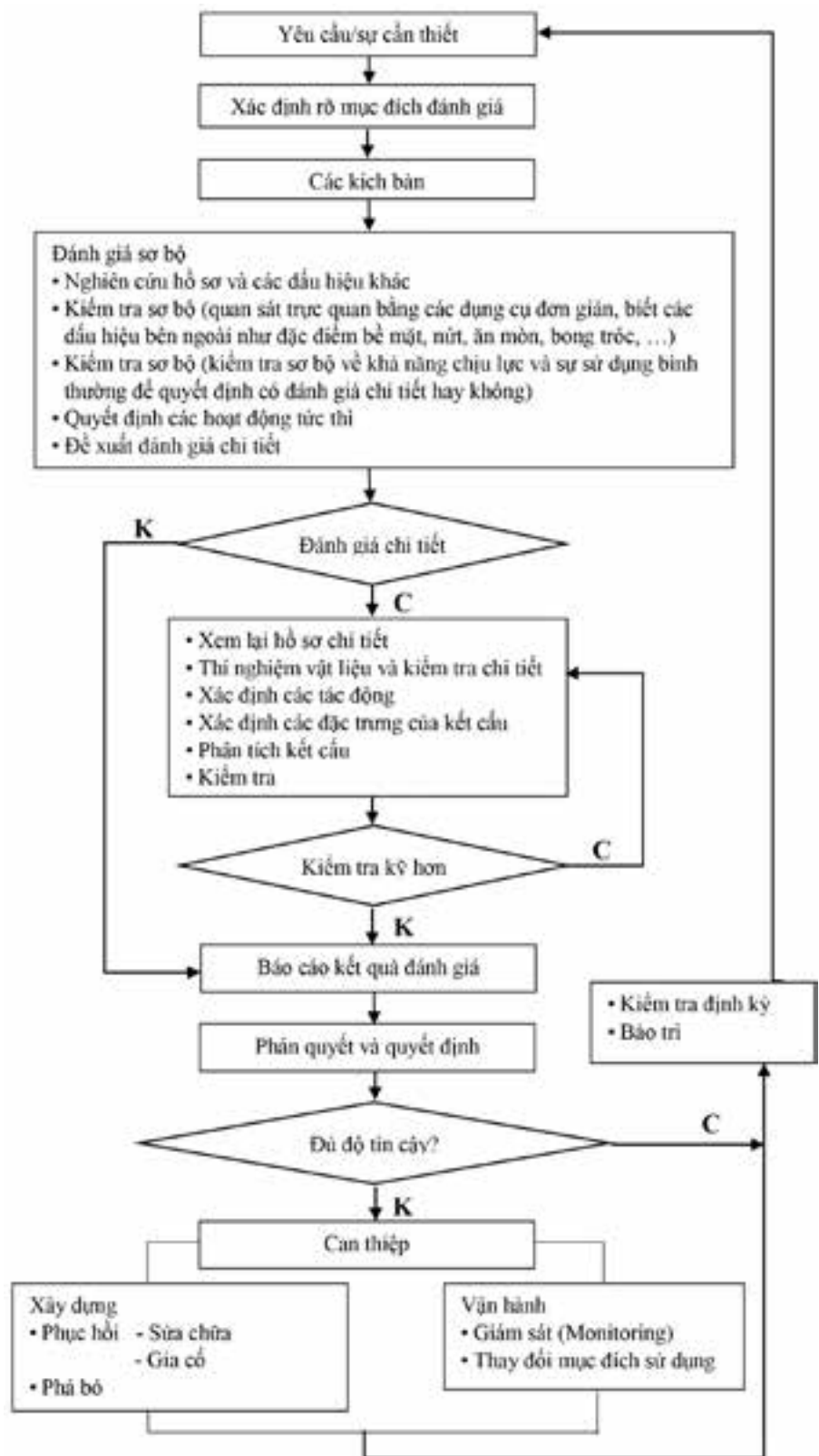
Là mức độ hiểu biết về kết cấu hiện hữu, gồm đặc trưng vật liệu thực tế, tải trọng thực tế, các kích thước hình học và chi tiết cấu tạo thực tế. Hệ số tin cậy cho vật liệu và hệ số tin cậy cho tải trọng trong bài toán đánh giá kết cấu được lấy nhỏ hơn so với hệ số tin cậy tương ứng trong bài toán thiết kế mới.

Sơ đồ tính toán phải kể đến các đặc trưng thực tế của kết cấu (vật liệu, tải trọng, kích thước hình học, chi tiết cấu tạo). Sự suy thoái của kết cấu, nếu có, phải được kể đến trong sơ đồ tính.

Cơ sở đánh giá an toàn chịu lực là so sánh nội lực thực tế bất lợi nhất trong tiết diện với khả năng chịu lực thực tế của tiết diện.

Dựa vào dấu hiệu bên ngoài (nứt, võng, ăn mòn cốt thép, suy thoái của bê tông...) có kết luận được khả năng chịu lực của cấu kiện không?

Không. Các dấu hiệu bên ngoài, nếu có, chỉ là dấu hiệu



Hình 1. Khung chung về đánh giá kết cấu hiện hữu theo ISO 13822

nghe về khả năng chịu lực của kết cấu, và là các dữ liệu hỗ trợ cho các phán quyết trong việc kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện.

Đánh giá kết cấu có dựa trên tiêu chuẩn thiết kế hiện hành không?

Bảng 1. So sánh hệ số tin cậy khi đánh giá và khi thiết kế theo tiêu chuẩn Châu Âu

Hệ số tin cậy (a)		Thiết kế [17]	Đánh giá [4]
Cho vật liệu	Bê tông, γ_C	1.50	1.02
	Cốt thép, γ_S	1.15	1.02
Cho tác động	Thường xuyên, γ_G	1.35	1.09
	Tạm thời, γ_Q	1.50	1.40 (b)
(a) Hệ số tin cậy trong bảng này lấy theo hậu quả lớp 2 (CC2 – tòa nhà chung cư và văn phòng)			
(b) Khi gió không chiếm ưu thế, lấy bằng 1.40, khi gió chiếm ưu thế, lấy bằng 1.11			

Bảng 2. So sánh hệ số suy giảm cường độ tiết diện bê tông cốt thép khi đánh giá và khi thiết kế theo tiêu chuẩn Mỹ

Cường độ	Phân loại	Đại	Hệ số suy giảm cường độ, Φ	
			Thiết kế [10]	Đánh giá [9,10]
Uốn, nén, hoặc cả hai	Phá hoại vùng kéo trước		0.90	1.00
	Phá hoại vùng nén trước	Lò xo	0.75	0.90
		Khác	0.65	0.80
Cắt, xoắn hoặc cả hai			0.75	0.80
Mang, đỡ			0.65	0.80

Giá trị của cường độ tính toán của vật liệu và giá trị tính toán của tác động thường xuyên và tác động tạm thời

G_d , q_d lần lượt được tính như sau:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}; G_d = \gamma_G G_k; q_d = \gamma_Q q_k$$

Trong đó R_k , G_k , q_k lần lượt là giá trị đặc trưng của đặc trưng vật liệu, tác động thường xuyên, và tác động tạm thời.

Các hệ số tin cậy γ_M , γ_G , γ_Q trong tiêu chuẩn đánh giá khác với giá trị của chúng trong tiêu chuẩn thiết kế.

Phương pháp và phần mềm phân tích kết cấu được sử dụng để đánh giá giống với phương pháp và phần mềm được sử dụng trong thiết kế mới, ngoài ra, khi đánh giá có thể áp dụng phương pháp phân tích kết cấu tỉ mỉ hơn, do đã biết được các chi tiết cấu tạo và đặc trưng kết cấu.

Việc đánh giá một kết cấu hiện hữu cũng dựa trên các nguyên tắc của các trạng thái giới hạn.

Một số tiêu chuẩn thiết kế [10, 16] cũng có một chương riêng về đánh giá khả năng chịu lực của kết cấu.

Liệu người ta có thể chấp nhận mức độ an toàn thấp hơn so với mức độ an toàn giả định ban đầu ở giai đoạn thiết kế?

Có. Hai bảng sau đây phần nào chứng minh điều đó. (Bảng 1, 2).

Có mấy cấp về tình trạng nguy hiểm của kết cấu nhà?

Phân cấp định tính về thực trạng của kết cấu theo các hư hại có thể xảy ra (ví dụ: không có, nhỏ, trung bình, nghiêm trọng, phá hoại, không xác định) thường được sử dụng trong giai đoạn đánh giá sơ bộ.

Phân cấp định lượng được sử dụng trong giai đoạn đánh giá chi tiết, tuy nhiên chỉ có ít trong tổng số các tiêu chuẩn có nêu rõ các cấp nguy hiểm, là:

(1) TCVN 9381:2012 [14] sử dụng 4 cấp A, B, C, D để phân loại mức độ nguy hiểm

(2) CP PK 1.04-101-2012 [12] sử dụng 5 cấp nguy hiểm (I, II, III, IV, và V) cho kết cấu gạch đá và kết cấu bê tông, phân thành 3 cấp nguy hiểm (1, 2, và 3) cho kết cấu kim loại và kết cấu gỗ.

(3) EN 1998-3:2005 [3] sử dụng 3 cấp (Sắp xếp: Near Collapse – NC, Hư hại đáng kể: Significant Damage – SD, và Hư hại hạn chế: Damage Limitation - DL). Cách phân cấp này phù hợp với phân tích kết cấu chịu động đất.

Khi nào nên đánh giá bằng thử tải?

Trong các tính huống như: khi các đặc trưng kết cấu không được hiểu đầy đủ, khi không thể thực hiện được việc đo đạc kích thước và đặc trưng vật liệu, khi không tự tin vào kết quả phân tích kết cấu, hoặc khi đối tượng được đánh giá không có hồ sơ thiết kế và hồ sơ xây dựng.

4. Kết luận và kiến nghị

Tiêu chuẩn đánh giá kết cấu hiện hữu của châu Âu [3, 4], của Mỹ [5-10], của Nga [11] phù hợp với tiêu chuẩn quốc tế ISO 13822 [1] về khung chung, phương pháp luận và cơ sở đánh giá. Khung chung là quy trình và các nội dung đánh giá. Phương pháp luận là lý thuyết xác suất thống kê và lý thuyết độ tin cậy. Cơ sở đánh giá là dựa vào yêu cầu về khả năng chịu lực và sự sử dụng bình thường.

Các tiêu chuẩn [12-14] có phương pháp luận không rõ ràng, và đánh giá dựa vào các dấu hiệu bên ngoài có thể phù hợp với việc đánh giá nhanh, gần đúng như đã nêu trong phần giới thiệu của [13].

Khác với việc thiết kế, việc đánh giá kết cấu hiện hữu phức tạp hơn nhiều, vì nó phụ thuộc vào mức độ hiểu biết kết cấu hiện hữu. Tiêu chuẩn đánh giá kết cấu vừa không cụ thể và chi tiết bằng tiêu chuẩn thiết kế, vừa phải tham khảo rất nhiều các tiêu chuẩn khác (ví dụ như các tiêu chuẩn khảo

(xem tiếp trang 102)

Phân tích khung phẳng có nút liên kết nửa cứng bằng phương pháp phần tử hữu hạn

Analysis for plane frames with semi-rigid connections using finite element method

Trần Thị Thúy Vân⁽¹⁾, Nguyễn Hồng Cu⁽²⁾, Trương Quang Tuấn⁽³⁾

Tóm tắt

Trong tính toán thiết kế khung phẳng hiện nay, đặc biệt là trường hợp khung thép phẳng thì nút liên kết giữa dầm và cột thường được đưa về trường hợp lý tưởng để tính toán cho thuận tiện và đơn giản. Điều đó đã không thể hiện được sát với ứng xử và sự làm việc thực tế của kết cấu, do đó việc tính toán chưa được phù hợp. Khi nút liên kết dầm-cột được coi là khớp lý tưởng hay cứng hoàn toàn đều chưa tính đến sự đàn hồi của liên kết. Tuy nhiên, việc kể đến độ đàn hồi của nút liên kết trong tính toán yêu cầu cần phải có các phương pháp tính toán phù hợp để giải quyết được các khó khăn phát sinh trong mô hình tính toán có nút liên kết nửa cứng. Bài báo trình bày bài toán tính toán nội lực, chuyển vị, phân tích dao động của kết cấu khung thép phẳng có nút liên kết nửa cứng sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn. Bài báo đưa ra trình tự tính toán đối với loại bài toán cụ thể áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn, từ đó áp dụng phần mềm lập trình tính toán MathCad để thiết lập chương trình con để khắc phục những khó khăn về mặt toán học có thể phát sinh trong quá trình tính toán. Từ kết quả tính toán sẽ đưa ra được một số khuyến nghị cần thiết trong việc áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn để tính toán khung có nút liên kết nửa cứng.

Từ khóa: nút liên kết nửa cứng, phương pháp phần tử hữu hạn, phân tích tĩnh, phân tích dao động, khung phẳng

Abstract

In the modern calculations and designs of plane frames, especially steel plane frames, the beam-column connections commonly are assumed as idealized connections for simplicity of calculation. That does not reflect the actual behavior of structural systems, thereof the designs and calculations are not appropriate. When the beam-column connections are considered as ideally pinned or perfectly rigid joints, the flexibility of connections is not taken into account. However, to include the flexibility of beam-column connections, appropriate analysis methods are required to deal with the difficulties arising in modeling the system with semi-rigid connections. This paper presents the static analysis for internal forces, displacements, and vibration analysis of steel plane frames with semi-rigid connections using the finite element method, thereby, the MathCad software is adopted to establish the calculation routine to overcome the arisen mathematical difficulties. From the obtained results, some necessary recommendations will be given in applying the finite element method to analyze plane frames with semi-rigid connections.

Key words: semi-rigid connection, finite element method, static analysis, vibration analysis, plane frame

(1)TS, Giảng viên, khoa Xây dựng, ĐH Kiến trúc Hà Nội, Email: <tthvan.hau@gmail.com>

(2)ThS, Nghiên cứu viên, Viện Khoa học công nghệ xây dựng IBST

(3)ThS, Kỹ sư, Công ty Cổ phần Tư vấn Xây dựng Quảng Bình

Ngày nhận bài: 15/04/2022

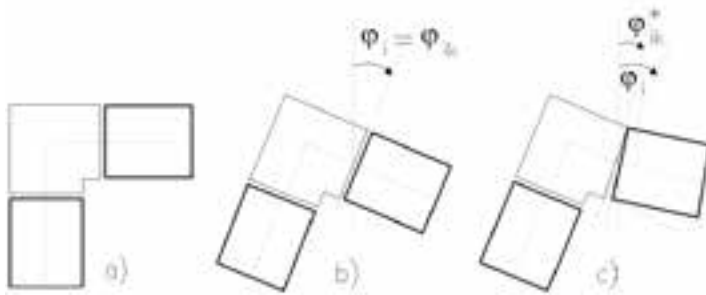
Ngày sửa bài: 06/05/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Tổng quan

Khi tính toán và thiết kế kết cấu, việc lựa chọn mô hình tính toán phù hợp với sự ứng xử thực tế của kết cấu là một khâu rất quan trọng, được nhiều nhà nghiên cứu trong nước và trên thế giới quan tâm. Điều này giúp cho người thiết kế dễ dàng kiểm soát được các ứng xử của kết cấu, từ đó đưa ra các phương án tính toán thiết kế chính xác và tiết kiệm nguyên vật liệu hơn. Đối với kết cấu khung phẳng, đặc biệt là khung thép phẳng, thông thường để đơn giản hóa tính toán nút liên kết giữa dầm và cột thường được giả thiết về các trường hợp nút liên kết lý tưởng như liên kết cứng hoặc liên kết khớp hoàn toàn. Trong trường hợp nếu giả thiết là liên kết cứng đã bỏ qua độ đàn hồi của liên kết, kết quả chuyển vị xoay tại nút nhỏ hơn so với thực tế, nhưng nội lực ở nút lại có giá trị lớn, kích thước tiết diện dầm tại nút thường lớn. Ngược lại, trường hợp giả thiết là liên kết khớp thì mômen giữa nhịp dầm đạt giá trị lớn nhất, mômen tại nút bằng không, không đúng với sự làm việc thực tế của hệ. Do đó, nếu coi nút liên kết là liên kết nửa cứng để mô phỏng liên kết dầm-cột của nút khung sẽ làm cho các thông số như nội lực và chuyển vị trong hệ kết cấu phân bố lại một cách hợp lý, phù hợp với sự làm việc thực tế của kết cấu, nói cách khác mômen lớn nhất tại nút và nhịp dầm sẽ được giảm đi. Từ đó sẽ giúp tiết kiệm vật liệu hơn. Vì thế, việc sử dụng liên kết nửa cứng tại nút khung sẽ làm cho các thông số như nội lực và chuyển vị cũng như các thông số của bài toán phân tích ổn định, phân tích dao động phù hợp với ứng xử của kết cấu thực tế hơn. Vấn đề đặt ra là việc tính toán kết cấu khung có kể đến sự đàn hồi của liên kết nửa cứng và ảnh hưởng của các liên kết nửa cứng đến nội lực, chuyển vị, đến thông số ổn định, thông số dao động của khung như thế nào? Vấn đề tính toán và thiết kế khung thép phẳng có liên kết nửa cứng đã được nghiên cứu và trình bày trong nhiều tài liệu và tiêu chuẩn thiết kế tại nhiều nước, có thể kể đến như trong [1], Eurocode3, AS 4100-1990, AISI-LRFD 1999, BS5950-2000... Tuy nhiên, tại Việt Nam việc tính toán thiết kế kết cấu khung thép phẳng mà kể đến độ đàn hồi của liên kết nửa cứng chưa có đầy đủ các chỉ dẫn tính toán cụ thể trong các tài liệu hướng dẫn thực hành tính toán. Trong các tài liệu [2, 3] cũng đã nghiên cứu về tính toán khung có liên kết đàn hồi. Bài báo trình bày việc áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn trong phân tích nội lực chuyển vị, phân tích ổn định, phân tích dao động của khung phẳng có liên kết nửa cứng. Áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn trong việc giải quyết bài toán giúp cho chúng ta có thể dễ dàng kiểm soát được các số liệu đầu vào và thay đổi chúng một cách thuận lợi, đặc biệt là trong trường hợp kết hợp với các phần mềm lập trình tính toán thì sẽ không gặp phải các khó khăn về mặt toán học khi giải quyết những hệ phức tạp.

Việc tính toán thiết kế khung thép phẳng có nút liên kết nửa cứng đã được đề cập trong nhiều nghiên cứu trên thế giới và tại Việt Nam. Trong [4-11] đã mô phỏng



Hình 1. Liên kết tại nút thứ i trước và sau khi biến dạng:
a) Liên kết tại nút i trước khi biến dạng; **b)** Xoay góc φ_i tại nút i trong trường hợp nút liên kết cứng sau khi biến dạng;
c) Xoay góc φ_i tại nút i và xoay góc φ_{ism} tại đầu i của cấu kiện trong trường hợp nút liên kết đàn hồi sau khi biến dạng.

nút liên kết nửa cứng qua 2 loại liên kết đàn hồi là liên kết đàn hồi cho phép chuyển vị xoay (rotational spring) và liên kết đàn hồi cho phép cả chuyển vị thẳng cả chuyển vị xoay (lateral-rotational spring). Nghiên cứu [12] đã trình bày quá trình khảo sát hệ có nút liên kết nửa cứng thông qua thí nghiệm của hệ kết cấu với mô hình thực tế 1:1, từ đó có thể rút ra các kết luận đúng đắn về sự hội tụ của việc áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn trong phân tích tĩnh hệ có nút liên kết nửa cứng với ứng xử thật của hệ kết cấu thông qua những số liệu thu thập được từ thí nghiệm. Trong [4,6,9,13] trình bày về phân tích ổn định, phân tích dao động của khung phẳng có nút liên kết nửa cứng, trong các nghiên cứu này đều chỉ ra rằng, việc sử dụng nút liên kết nửa cứng đều cho các kết quả thể hiện chính xác ứng xử làm việc của hệ kết cấu hơn là trong những trường hợp nút liên kết lý tưởng.

2. Phân tích tĩnh khung thép phẳng có nút liên kết nửa cứng bằng phương pháp phần tử hữu hạn

2.1. Ma trận độ cứng của phần tử thanh có nút liên kết nửa cứng cho phép chuyển vị xoay

2.1.1. Các thông số hiệu chỉnh của thanh có nút liên kết nửa cứng

Ở đây sử dụng khái niệm thông số hiệu chỉnh, hệ số hiệu chỉnh, đó chính là các thông số, hệ số kể đến sự đàn hồi của liên kết, thông số này sẽ thay đổi từ 0 trong trường hợp nút

liên kết dầm – cột là nút liên kết khớp cho đến giá trị 1 trong trường hợp nút liên kết dầm – cột là nút liên kết cứng. Các hệ số hiệu chỉnh này có quan hệ chặt chẽ với độ cứng của liên kết đàn hồi [13]:

$$\mu_{ik} = \frac{1}{1 + \frac{3}{R_{ki}}} \quad \bar{R}_{ki} = \frac{R_{ki} \cdot L_b}{EI_z} \quad (1)$$

Vì vậy, có thể thể hiện độ cứng của liên kết đàn hồi của các đầu phần tử thông qua hệ số hiệu chỉnh như sau:

$$R_{kiA}(\mu_{ik}) = \frac{3 \cdot E \cdot I_z \cdot \mu_{ik}}{(1 - \mu_{ik}^2) \cdot L_b}; \quad (2)$$

$$R_{kiA}(\mu_{ik}) = R_{kiB}(\mu_{ik})$$

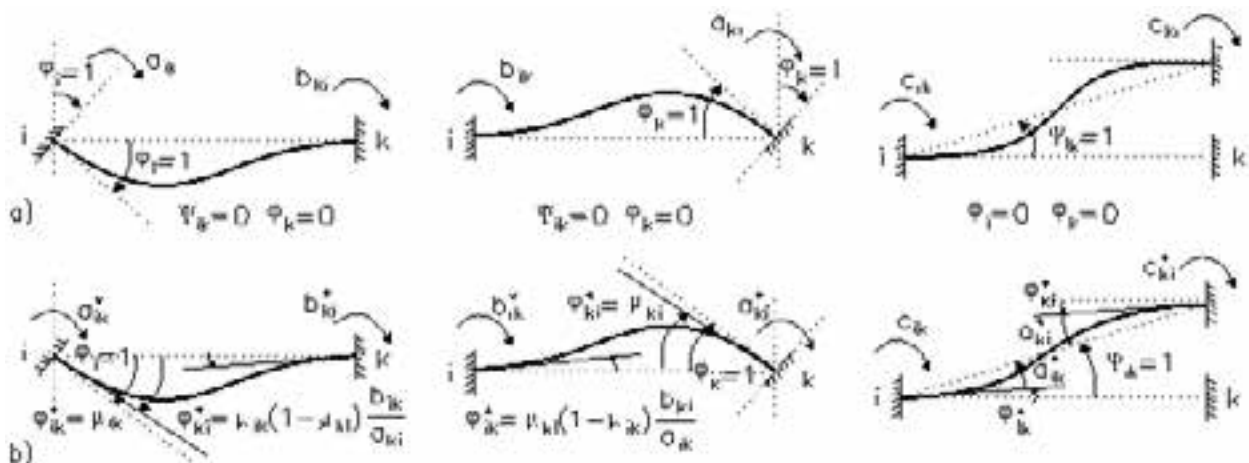
Tương tự, trong bài báo sử dụng khái niệm ma trận độ cứng hiệu chỉnh và ma trận khối lượng hiệu chỉnh được hiểu là các ma trận có chứa các thông số hiệu chỉnh tính đến sự ảnh hưởng của độ cứng liên kết đàn hồi tới giá trị các phần tử trong các ma trận đó.

Ở đây, giả thiết trong trường hợp kết cấu khung có nút liên kết đàn hồi góc xoay là φ_i và φ_k , trong khi góc xoay tại đầu tiết diện của cấu kiện là φ_i^{sm} và φ_k^{sm} (Hình 1), do đó hệ số hiệu chỉnh tại nút i được ký hiệu là μ_{ik} và tại nút k là μ_{ki} . Các hệ số này được xác định qua các công thức [13]:

$$\mu_{ik} = \frac{\varphi_{ik}^*}{\varphi_i}, \quad \mu_{ki} = \frac{\varphi_{ki}^*}{\varphi_k} \quad (3)$$

Đối với cấu kiện có nút liên kết cứng thì về mặt vật lý các hệ số a_{ik} chính là giá trị mômen tại nút thứ i do chuyển vị xoay bằng đơn vị tại nút i gây ra, còn b_{ik} là giá trị mômen tại nút thứ i do chuyển vị xoay bằng đơn vị tại nút k gây ra, tương tự như vậy a_{ki} là giá trị mômen tại nút k do chuyển vị xoay bằng đơn vị tại nút k gây ra. Trong khi đó, c_{ik} là giá trị mômen tại nút i do chuyển vị xoay của cấu kiện ik gây ra, thể hiện trên Hình 2a. Tương tự, ý nghĩa vật lý của các hệ số đối với nút có liên kết đàn hồi được ký hiệu thêm bởi hệ số "sm", thể hiện trên Hình 2b.

Theo (4) thấy rằng góc xoay của đầu tiết diện trái là $\varphi_i^{sm} = \mu_{ik}$ do chuyển vị xoay tại nút i: φ_i . Với ý nghĩa vật lý a_{ik} và b_{ik} , góc xoay của đầu cấu kiện φ_{ki}^{sm} có thể viết theo nguyên lý cộng tác dụng theo công thức:



Hình 2. Ý nghĩa vật lý của các hệ số a_{ik} , b_{ik} , a_{ki} , b_{ki} , c_{ik} và c_{ki} đối với cấu kiện:

a) với nút liên kết cứng; **b)** với nút liên kết đàn hồi

$$\varphi_{ki}^* = \mu_{ik}(1 - \mu_{ki}) \frac{b_{ik}}{a_{ki}} \quad (4)$$

Tương tự, trong trường hợp $\varphi_k=1$ tại nút k, góc xoay của đầu cầu kiện bên phải là $\varphi_{ki}^{sm}=\mu_{ik}$ và góc xoay φ_{ik}^{sm} là:

$$\varphi_{ik}^* = \mu_{ki}(1 - \mu_{ik}) \frac{b_{ik}}{a_{ki}} \quad (5)$$

Trong trường hợp trục cầu kiện xoay một góc $\varphi_{ik}=1$, góc giữa các đầu cầu kiện và tiếp tuyến tới đường đàn hồi tại vị trí đầu tiết diện cầu kiện là:

$$\begin{aligned} a_{ik}^* &= 1 - \varphi_{ik}^* = 1 - \mu_{ki}(1 - \mu_{ik}) \frac{b_{ik}}{a_{ik}}; \\ a_{ki}^* &= 1 - \varphi_{ki}^* = 1 - \mu_{ik}(1 - \mu_{ki}) \frac{b_{ik}}{a_{ki}} \end{aligned} \quad (6)$$

2.1.2. Ma trận độ cứng của phần tử có nút liên kết nửa cứng

Trong hệ khung phẳng được cấu tạo từ các cột và dầm. Xét một đoạn dầm có chiều dài l và có tiết diện không đổi, chịu uốn trong mặt phẳng xOy trong hệ tọa độ địa phương. Mômen quán tính của mặt cắt ngang dầm được ký hiệu là I và mô đun đàn hồi của vật liệu là E . Nếu ảnh hưởng của lực dọc tới chuyển vị của cầu kiện là nhỏ, ta không xét đến, thì chuyển vị tại nút i và k (thông số chuyển vị) chỉ bao gồm các thành phần chuyển vị đứng (v_i, v_k) và các thành phần chuyển vị xoay (φ_i, φ_k) tại đầu các cầu kiện, do các cầu kiện dầm có 4 bậc tự do, 2 bậc tự do mỗi đầu dầm. Các lực cắt tương ứng là (Q_i, Q_k) và mômen uốn (M_i, M_k) tại các đầu i và k. Quy ước về các dấu dương của chuyển vị và lực được biểu diễn như Hình 2.3.

Trong trường hợp dầm bị uốn trong mặt phẳng giữa chuyển vị, $v(x)$ tại bất kỳ điểm nào của trục dầm và các thông số chuyển vị tại các đầu dầm có thể dễ dàng thu được từ phương trình vi phân thuần nhất của thanh chịu uốn:

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} = 0 \quad (7)$$

Nghiệm tổng quát của nó có thể được viết dưới dạng đa thức bậc ba:

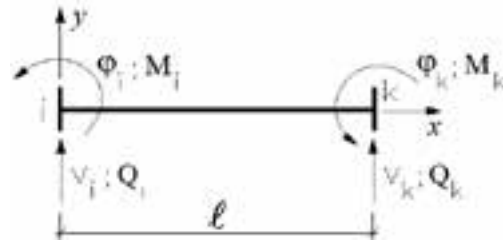
$$v(x) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 x^2 + \alpha_4 x^3 \quad (8)$$

Các hệ số $\alpha_1, 2, 3, 4$ được xác định từ các điều kiện biên ở các đầu dầm, sau khi xử lý điều kiện biên ta có:

$$v(x) = Nu = \sum_{m=1}^4 N_m u_m \quad (9)$$

Hàm dạng $N_m(x)$ biểu diễn đường đàn hồi của dầm có liên kết cứng do chuyển vị tổng quát $u_m=1, m=1, 2, 3, 4$, trong khi tất cả các chuyển vị tổng quát khác $u_n=0, n \neq m$

Các hàm dạng cho dầm có các nút liên kết đàn hồi thể hiện trên Hình 2.5, được suy ra theo cách tương tự như đối với dầm có các đầu nút liên kết cứng. Các hàm dạng đó được xác định tương tự theo công thức (2.15), véc tơ của các hàm dạng có thể viết như sau:



Hình 3. Biểu diễn các chuyển vị và các lực ở hai đầu dầm

$$[N_{semi}] = \begin{bmatrix} N_1^{semi}(x) & N_2^{semi}(x) & N_3^{semi}(x) & N_4^{semi}(x) \end{bmatrix} \quad (10)$$

Dựa trên ý nghĩa vật lý của các hệ số $k_{ij}, i, j=1, 2, 3, 4$ được thể hiện trên Hình 4, các hệ số của ma trận độ cứng có thể được xác định như các phản lực của dầm có nút liên kết cứng (chuyển vị đơn vị và của các đầu dầm) $u_j=1$, trong khi tất cả các chuyển vị khác đều bằng 0.

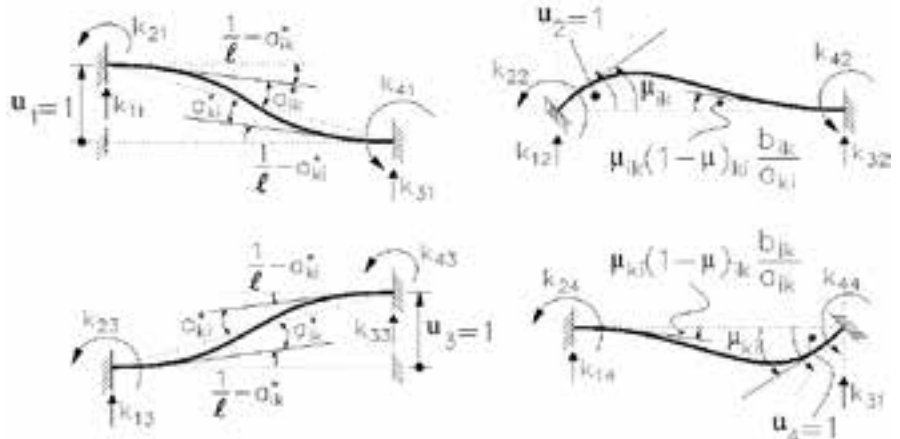
Trong đó:

$$\begin{aligned} N_1^{semi}(x) &= 1 - \left(\frac{1}{l} - \alpha_{ik}^* \right) x - \frac{2\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{l} x^2 + \frac{\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{l^2} x^3 \\ N_2^{semi}(x) &= \mu_{ik} x - \frac{2\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^* l}{l} x^2 + \frac{\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^* l}{l^2} x^3 \\ N_3^{semi}(x) &= \left(\frac{1}{l} - \alpha_{ik}^* \right) x + \frac{2\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{l} x^2 - \frac{\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{l^2} x^3 \\ N_4^{semi}(x) &= (\mu_{ik} - \alpha_{ik}^* l) x - \frac{2\mu_{ik} + \mu_{ki} - 2\alpha_{ki}^* l}{l} x^2 + \frac{\mu_{ik} + \mu_{ki} - \alpha_{ki}^* l}{l^2} x^3 \end{aligned} \quad (11)$$

Trên cơ sở của phép nội suy, bắt đầu từ ma trận độ cứng cơ sở của dầm liên kết nửa cứng tiếp xúc với uốn trong mặt phẳng xOy, ý nghĩa vật lý của các phần tử trong ma trận độ cứng của nó được thể hiện trong Hình 5.

Ma trận độ cứng của phần tử có nút liên kết nửa cứng

$$[K^{sm}] = EI \int_0^l \begin{bmatrix} N_1'(x) \\ N_2'(x) \\ N_3'(x) \\ N_4'(x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_1'(x) & N_1'(x) & N_1'(x) & N_1'(x) \end{bmatrix} dx \quad (12)$$



Hình 4. Ý nghĩa vật lý các hàm dạng của dầm có các nút liên kết đàn hồi

$$[K^{sm}] = \begin{bmatrix} k_{11}^* & k_{12}^* & k_{13}^* & k_{14}^* \\ k_{21}^* & k_{22}^* & k_{23}^* & k_{24}^* \\ k_{31}^* & k_{32}^* & k_{33}^* & k_{34}^* \\ k_{41}^* & k_{42}^* & k_{43}^* & k_{44}^* \end{bmatrix} \quad (13)$$

Đối với phần tử chịu ảnh hưởng của lực dọc tới chuyển vị của thanh, ma trận độ cứng hiệu chỉnh của cấu kiện có nút liên kết nửa cứng có thể được viết dưới dạng:

$$[K^{sm}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 \\ & k_{11}^* & k_{12}^* & 0 & k_{13}^* & k_{14}^* \\ & & k_{22}^* & 0 & k_{23}^* & k_{24}^* \\ & & & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 \\ \text{simetrically} & & & & k_{33}^* & k_{34}^* \\ & & & & & k_{44}^* \end{bmatrix} \quad (14)$$

Trong đó:

$$k_{mn} = EI \int_0^{\ell} N_m''(x) N_n''(x) dx \quad (15)$$

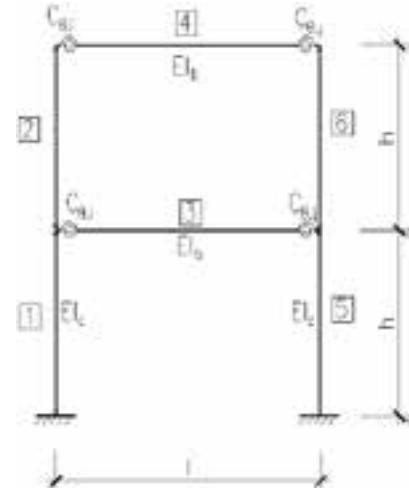
Khi phân tích cấu kiện có nút liên kết đàn hồi, trong trường hợp chuyển vị đứng $u_1=1$ tại đầu i của cấu kiện hoặc chuyển vị đứng $u_3=1$ tại đầu k của cấu kiện, các chuyển vị khác bằng 0, thì góc giữa đầu cấu kiện với tiếp tuyến tại đầu tiết diện sau khi biến dạng, có thể được thể hiện theo (7) và thực tế đây là các góc nhỏ nên $\tan \alpha \approx \alpha$, do đó:

$$\alpha_{ik}^* = \left[1 - \mu_{ki}(1 - \mu_{ik}) \frac{b_{ik}}{a_{ik}} \right] \frac{1}{\ell} \quad ; \quad \alpha_{ki}^* = \left[1 - \mu_{ik}(1 - \mu_{ki}) \frac{b_{ik}}{a_{ik}} \right] \frac{1}{\ell} \quad (16)$$

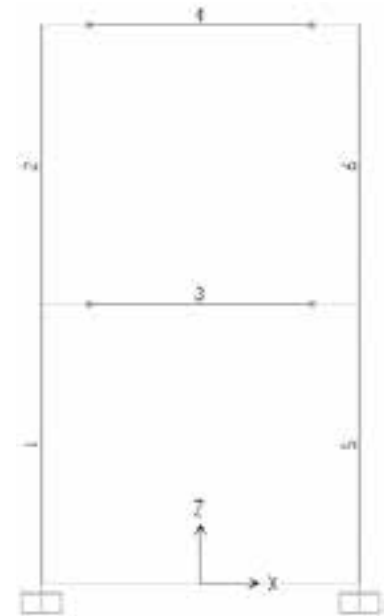
Đạo hàm các hàm dạng trong (12), ta thu được các phần tử của ma trận độ cứng hiệu chỉnh như sau:

$$\begin{aligned} k_{11}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\alpha_{ik}^2 + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* + \alpha_{ki}^{*2}] \\ k_{12}^* &= \frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik}^* + \alpha_{ki}^{*2} \ell - \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) - \alpha_{ik}^* \mu_{ki} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] \\ k_{13}^* &= -\frac{4EI}{\ell} [\alpha_{ik}^{*2} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* + \alpha_{ki}^{*2}] = -k_{11} \\ k_{14}^* &= \frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik} - \alpha_{ki}^{*2} \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) + \alpha_{ik}^* \mu_{ki} - \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] \\ k_{22}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\mu_{ik}^2 + \mu_{ik} \mu_{ki} + \mu_{ki}^2 + \alpha_{ki}^* \mu_{ik} \ell - 2\alpha_{ki}^* \mu_{ki} \ell + \alpha_{ki}^{*2} \ell^2] \\ k_{23}^* &= -\frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik} + \alpha_{ki}^{*2} \ell - \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) - \alpha_{ik}^* \mu_{ki} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] = -k_{12}^* \\ k_{24}^* &= \frac{2EI}{\ell} [2(\mu_{ik}^2 - \alpha_{ik}^* \mu_{ik} \ell - \mu_{ki}^2 + \alpha_{ki}^* \mu_{ki} \ell) + \alpha_{ik}^* \mu_{ki} \ell + \alpha_{ik}^* \mu_{ik} \ell - \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell^2] \\ k_{33}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\alpha_{ik}^{*2} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* + \alpha_{ki}^{*2}] = k_{11} \\ k_{34}^* &= -\frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik} - \alpha_{ki}^{*2} \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) + \alpha_{ik}^* \mu_{ki} - \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] = -k_{14}^* \\ k_{44}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\mu_{ik}^2 + \mu_{ik} \mu_{ki} + \mu_{ki}^2 - 2\alpha_{ik}^* \mu_{ik} \ell - \alpha_{ik}^* \mu_{ki} \ell + \alpha_{ik}^{*2} \ell^2] \end{aligned} \quad (17)$$

Trường hợp đặc biệt, với phần tử dầm 2 đầu nút cứng tại i và k thì $\mu_{ik} = \mu_{ki} = 1$



Hình 5. Khung 2 tầng với liên kết nửa cứng cho phép chuyển vị xoay tại liên kết



Hình 6. Sơ đồ tính toán khung có liên kết khớp trong phần mềm Sap2000

2.1.3. Ma trận khối lượng của thanh có nút liên kết nửa cứng

Xuất phát từ các hàm dạng của phần tử dầm có hai đầu có liên kết nửa cứng, được thể hiện trong Hình 5, các phần tử của ma trận khối lượng của dầm như vậy có thể được suy ra tương tự như trường hợp phần tử có 2 đầu nút cứng theo công thức:

$$m_{mn}^{semi} = \rho F \ell \int_0^\ell (N_m^{semi}(x))^T N_n^{semi}(x) dx ; (m, n = 1, 2, 3, 4) \quad (18)$$

Thay thế biểu thức trong (12) vào biểu thức (19), sau khi nhân và tích phân, ta sẽ thu được các thành phần của ma trận khối lượng của phần tử thanh có nút liên kết nửa cứng như sau:

$$\begin{aligned} m_{11}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [140 + (42\alpha_{ik}^* - 28\alpha_{ki}^*)\ell + (4\alpha_{ik}^{*2} + 4\alpha_{ki}^{*2} - 6\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^*)\ell^2] \\ m_{22}^* &= \frac{\rho F \ell}{210} [2(\mu_{ik}^2 + \mu_{ki}^2 + \alpha_{ki}^2 \ell^2) + 3(\mu_{ik} \mu_{ki} - m_{ik} \alpha_{ki}^* \ell) - 4\mu_{ki} \alpha_{ki}^* \ell] \ell^2 \\ m_{33}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [140 - (28\alpha_{ik}^* - 42\alpha_{ki}^*)\ell + (4\alpha_{ik}^{*2} + 4\alpha_{ki}^{*2} - 6\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^*)\ell^2] \\ m_{44}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [140\alpha_{ik}^{*2} \ell^2 - 252\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell^2 + 116\alpha_{ik}^{*2} \ell^2 - 28\ell \alpha_{ik}^* \mu_{ik} + 42\ell \alpha_{ik}^* \mu_{ki}] \ell^2 \\ &\quad + 20\ell \alpha_{ki}^* \mu_{ik} - 36\ell \alpha_{ki}^* \mu_{ki} + 4\mu_{ik}^2 - 6\mu_{ik} \mu_{ki} + 4\mu_{ki}^2 \\ m_{12}^* &= \frac{\rho F \ell^2}{420} [21\mu_{ik} + 14\mu_{ki} - (14\alpha_{ik}^* - 4\alpha_{ik}^* \mu_{ik} - 3\alpha_{ik}^* \mu_{ki} + 3\alpha_{ki}^* \mu_{ik} + 4\alpha_{ki}^* \mu_{ki})\ell] \\ &\quad - (3\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* - 4\alpha_{ki}^2) \ell^2 \\ m_{13}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [70 - 7(\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*)\ell - (4\alpha_{ik}^{*2} + 4\alpha_{ki}^{*2} - 6\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^*)\ell^2] \\ m_{14}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [21\mu_{ik} - 14\mu_{ki} - (21\alpha_{ik}^* - 4\alpha_{ik}^* \mu_{ik} + 3\alpha_{ik}^* \mu_{ki} + 3\alpha_{ki}^* \mu_{ik} - 4\alpha_{ki}^* \mu_{ki})\ell] \\ &\quad - (4\alpha_{ik}^2 - 3\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^*) \ell^2 \\ m_{23}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [14\mu_{ik} + 21\mu_{ki} - (21\alpha_{ki}^* + 4\alpha_{ik}^* \mu_{ik} + 3\alpha_{ik}^* \mu_{ki} - 3\alpha_{ki}^* \mu_{ik} - 4\alpha_{ki}^* \mu_{ki})\ell] \\ &\quad - (4\alpha_{ki}^2 - 3\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^*) \ell^2 \\ m_{24}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [4(m_{ik}^2 - m_{ki}^2) - 4(\alpha_{ik}^* m_{ik} + 3\alpha_{ik}^* m_{ki} + 3\alpha_{ki}^* m_{ik} - 4\alpha_{ki}^* m_{ki})\ell] \\ &\quad + 3\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell^2 \\ m_{34}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} [14m_{ik} - 21m_{ki} - (14\alpha_{ik}^* + 4\alpha_{ik}^* m_{ik} - 3\alpha_{ik}^* m_{ki} - 3\alpha_{ki}^* m_{ik} + 4\alpha_{ki}^* m_{ki})\ell] \\ &\quad + (4\alpha_{ik}^2 - 3\alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^*) \ell^2 \end{aligned} \quad (19)$$

Tương tự, ma trận khối lượng của phần tử dầm có nút liên kết nửa cứng có thể viết dưới dạng ngắn gọn như sau:

$$[M_{semi}] = \begin{bmatrix} m_{11}^* & m_{12}^* & m_{13}^* & m_{14}^* \\ m_{21}^* & m_{22}^* & m_{23}^* & m_{24}^* \\ m_{31}^* & m_{32}^* & m_{33}^* & m_{34}^* \\ m_{41}^* & m_{42}^* & m_{43}^* & m_{44}^* \end{bmatrix} \quad (20)$$

Với phần tử dầm 2 đầu nút cứng tại i và k thì $\mu_{ik} = \mu_{ki} = 1$, ma trận khối lượng $[M_{sm}]$ của phần tử dầm có nút liên kết đàn hồi trở thành ma trận khối lượng của phần tử dầm có 2 đầu nút cứng:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 1}} [M_{semi}] = \frac{\rho F \ell}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22\ell & 54 & -13\ell \\ & 4\ell^2 & 13\ell & -3\ell^2 \\ & & 156 & -22\ell \\ & & & 4\ell^2 \end{bmatrix} = [M] \quad (21)$$

symmetrically

3. Ví dụ tính toán

Cho kết cấu khung phẳng có nút liên kết nửa cứng cho phép chuyển vị xoay, có sơ đồ hình học như Hình 6. Thông số vật liệu: $E = 20 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$, tiết diện các thanh dầm C150x75, tiết diện các thanh cột I160x81x5; $l = 4\text{m}$, $h = 3,5\text{m}$. Yêu cầu xác định tần số dao động riêng và chu kỳ dao động của hệ. Khảo sát sự ảnh hưởng của độ cứng nút liên kết đàn hồi tới các thông số dao động của hệ.

Bảng 1. Thông số liên kết đàn hồi

Hệ số hiệu chỉnh: μ_{ik}	0.0001	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.7	0.85	0.999
Độ cứng liên kết: R_{ik}	0.129	130.45	269.06	425.77	615.00	1773	1773	3956	64570

Bảng 2: Bảng kết quả thông số dao động của hệ khung có nút liên kết đàn hồi

Hệ số hiệu chỉnh μ_{ik}	Trị riêng λ_i (rd2/s2)			Tần số dao động riêng (rd/s)		
	Dạng 1	Dạng 2	Dạng 3	Dạng 1	Dạng 2	Dạng 3
1 (cứng)	18.765	22.621	610.66	4.62	4.7562	24.71
0.8	18.765	22.6	510.30	4.618	4.701	22.56
0.6	18.764	22.40	450.61	4.615	4.675	21.89
0.4	18.7635	21.34	398.89	4.608	4.621	18.6
0.3	18.763	21.1	320.81	4.606	4.589	17.56
0.1	18.762	20.95	260.63	4.602	4.553	16.32
0 (khớp)	18.762	20.48	225.33	4.60	4.52	15.01

Biết độ cứng liên kết đàn hồi được cho trong bảng 1:

Bảng 3. Bảng so sánh kết quả tính toán giữa phần mềm MathCad và Sap2000

Hệ số hiệu chỉnh μ_{ik}	Tần số dao động riêng dạng thứ nhất ω_1 (rd/s)		
	MathCad	Sap2000	Sai lệch Δ (%)
1 (cứng)	4.62	4.34	6.1
0 (khớp)	4.60	4.33	5.9

Thực hiện phân tích tính toán dao động trên phần mềm Sap2000v14, với các thông số đầu vào cho khung như trong ví dụ tính toán bằng phần mềm lập trình MathCad. Mô hình tính toán được thể hiện như sau:

So sánh kết quả phân tích tính toán từ phần mềm SAP2000v14 với phần mềm MathCad, ta thu được bảng sau:

Từ Bảng 3 thấy rằng, kết quả tính toán theo phần mềm Sap2000v14 và tính toán theo lập trình bằng phần mềm MathCad tương đối trùng khớp thể hiện độ tin cậy của kết quả tính toán, tuy nhiên cũng có sai số nhất định. Điều này có thể lý giải vì khi phân tích dao động, phần mềm Sap2000 đã xét tới ảnh hưởng của lực cắt và độ đàn hồi của nút khung,

còn trong tính toán bằng lập trình MathCad thì phần mềm chỉ sử dụng siêu phần tử bằng lý thuyết dao động của thanh chịu uốn thuần túy.

4. Kết luận

Trong nghiên cứu này đã thiết lập được trình tự tính toán khung thép phẳng có nút liên kết nửa cứng bằng phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng phần mềm lập trình MathCad cho phép khảo sát sự ảnh hưởng của độ đàn hồi nút liên kết tới kết quả phân tích tính toán mà không gặp phải những khó khăn về mặt toán học.

Từ kết quả tính toán trong nghiên cứu thấy rằng độ đàn hồi của liên kết ảnh hưởng đáng kể tới các thông số tĩnh và dao động của hệ. Nút có độ cứng liên kết đàn hồi càng cao thì tần số dao động riêng của hệ càng tăng và chu kỳ dao động càng giảm. Kết quả tính toán bằng phần mềm lập trình được so sánh với kết quả tính toán bằng phần mềm Sap2000 đối với 2 trường hợp nút khung là cứng và nút khung là khớp, thể hiện độ tin cậy trong kết quả tính toán. Kết quả tính toán có thể áp dụng để khảo sát giá trị của độ cứng đàn hồi sao cho thu được kết quả thông số dao động phù hợp, từ đó có thể khống chế được hiện tượng cộng hưởng xảy ra đối với hệ kết cấu./.

Tài liệu tham khảo

1. Chen W F, Kishi N, Komuro M. *Semi-rigid connections handbook*. J. Ross Publishing Inc., 2011
2. Vũ Quốc Anh (2002). *Phương pháp tính nội lực và chuyển vị khung thép có xét đến độ đàn hồi của liên kết*. Tuyển tập công trình khoa học Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ VII, tr:45-51.
3. Vũ Quốc Anh (2013). *Tính toán và thiết kế khung thép liên kết đàn hồi*. Nxb Xây Dựng, Hà Nội.
4. Ozturk A U. *Dynamic analysis of semi-rigid connected frames*. Ms.Thesis. Izmir Dokuz Eylul University, 2000.
5. Salatic R and Sekilovic M. *Nonlinear analysis of frames with flexible connections*. *Computers and Structures* 79 pp 1097-1107, 2001.
6. Fu Z, Ohi K, Takanashi K and Lin X. *Seismic behavior of steel frames with semi-rigid connections and braces*. *Journal of Constructional Steel Research* 46 pp 440-61, 1998.
7. Kattner M and Crisinel M. *Finite element modeling of semirigid composite joints*. *J.Computers & Structures* 78 pp 341-53, 2000.
8. Kim S E and Choi S H. *Practical advanced analysis for semirigid space frames*. *J. of Solids and Structures* 38 pp 9111-31, 2001.
9. Lui E M and Lopes A. *Dynamic analysis and response of semi rigid frame*. *Journal of Engineering Structures* 19 pp 644-654, 1997.
10. Ozturk A U and Yesilce Y. *The statical analysis of semi-rigid frames by different connection type*. Izmir Dokuz Eylul University, 2005.
11. Folc R. *Links and connections of precast reinforced buildings, Precast civil engineering structures (Ekonomika, Belgrade in Serbian)* pp 117-67, 1988.
12. Slavko Zdravković, Tomislav Igić, Biljana Mladenović, Dragan Zlatkov, Dragana Turnić. *Static design of systems with semi-rigid connections based on experimental investigation of the full scale structure*. *International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, EPOKA University, Albania*, pp.2, 2011.
13. Tomislav Igić, Slavko Zdravković, Dragan Zlatkov, Srđan Živković, Nikola Stojić. *Stability design of structures with semi-rigid connections*. *FACTA UNIVERSITATIS. Architecture and Civil Engineering* Vol. 8, No 2, 2010, pp. 261 – 275. DOI: 10.2298/FUACE1002261I

Hiệu quả nội bảo dưỡng vữa xi măng cường độ cao

Effect of internal curing of high-strength cement mortar

Lê Thái Bình⁽¹⁾, Nguyễn Duy Hiếu⁽²⁾

Tóm tắt

Vữa xi măng cường độ cao thường dùng trong công tác sửa chữa, bêm trám, chèn khe, liên kết ... với lượng dùng chất kết dính khá cao, tỷ lệ nước thấp, dễ bị nứt do co ngót lớn trong quá trình đông kết và rắn chắc, ngay cả khi việc bảo dưỡng ẩm bề mặt được tuân thủ. Để giảm thiểu hiện tượng này, giải pháp bảo dưỡng từ bên trong hay còn gọi là nội bảo dưỡng (IC) được đề xuất bằng cách sử dụng vật liệu dự trữ nước bên trong. Vật liệu sử dụng trộn vào vữa cường độ cao trong nghiên cứu là cát nhẹ (LS), đạt yêu cầu theo ASTM C1761-17, ở trạng thái bão hòa nước (17,5 %); hạt polyme siêu hấp thụ (SAP) đã bão hòa nước (157 lần khối lượng khô). Bằng phương pháp nghiên cứu lý thuyết (quá trình hydrat của chất kết dính; tính toán thể tích nước bù trừ co tự sinh và đảm bảo trạng thái bão hòa trong hệ lỗ rỗng của đá chất kết dính...) kết hợp thực nghiệm (độ hút và nhả nước; độ co tự sinh, cường độ của vữa) đã cho thấy, với các thông số kỹ thuật hợp lý, IC không những làm giảm đáng kể co tự sinh (AS) (đến 58%), cường độ 28 ngày tuổi tăng (5 - 11%, tuy cường độ tuổi 7 ngày giảm nhẹ so với mẫu đối chứng. Hiệu quả IC của LS tốt hơn SAP về giảm co tự sinh. Từ kết quả nghiên cứu này có thể sử dụng giải pháp IC với LS để giảm co do đó giảm nứt ở tuổi sớm và cải thiện cường độ tuổi muộn cho vữa cường độ cao.

Từ khóa: Nội bảo dưỡng, Cát nhẹ, Polyme siêu hút nước, Co tự sinh, Cường độ chịu nén

Abstract

High-strength cement mortar is often used in repair, plastering, and sealing joints... with high binder content, low water/binder ratio, and easy to crack due to large shrinkage during setting and hardening, even when surface moisture is observed to cure. To minimize this phenomenon, an Internal Curing solution (IC) is introduced by adding lightweight sand (LS) or super absorbent polymer (SAP) saturated water before mixing. Theoretical and experimental studies show that, with properly calculated specifications, IC not only significantly reduces Autogenous Shrinkage (AS), and thus can reduce cracking, but also has the effect of increasing mortar strength at the age of 28 days.

Key words: Internal Curing, Lightweight Sand, Super Absorption Polymer, Autogenous Shrinkage, Compressive Strength

1. Giới thiệu

Co nội sinh hay co tự sinh - Autogenous Shrinkage (AS), mô tả sự thay đổi thể tích bên ngoài của bê tông hay vữa xi măng (gọi chung là bê tông) mà nguyên nhân là do các phản ứng hydrat của xi măng cũng như các quá trình hóa lý xảy ra trong nền chất kết dính^[1,4]. Cơ chế AS do tự khô được mô tả trên Hình 1.^[1]

Quá trình hydrat xi măng gây co thể tích, gọi là co hóa học. Bên cạnh đó sự hydrat cũng làm mất dần nước trong hệ thống mao quản và hình thành các lỗ rỗng nhỏ trong cấu trúc đá xi măng, theo thời gian lượng nước trong hệ thống lỗ rỗng mao quản giảm (hiện tượng tự làm khô) và tạo áp lực âm trong hệ thống lỗ rỗng mao quản, dẫn đến các phần tử vật chất rắn dịch lại gần nhau gây nên hiện tượng co ngót. Co hóa học (CS) và hiện tượng tự khô của đá xi măng hình thành co tự sinh (AS) trong bê tông. Co nội sinh trong bê tông phụ thuộc vào mức độ thủy hóa của xi măng, tỷ lệ N/X càng nhỏ thì mức độ co nội sinh càng lớn. Đây chính là biến dạng co mềm chủ yếu của hệ bê tông có tỷ lệ Nước/Chất kết dính thấp chứa lượng xi măng lớn.

Từ cơ sở lý thuyết này, giải pháp đưa một lượng nước dự trữ vào trong bê tông nhằm duy trì sự bão hòa ẩm trong hệ thống lỗ rỗng mao quản, bù thể tích co tự sinh đã được đề xuất^[3,4]. Nội bảo dưỡng được định nghĩa bởi Viện Bê tông Mỹ (ACI)^[4], đó là “việc cung cấp nước xuyên suốt cho hỗn hợp CKD vừa mới đóng rắn, nhờ vật liệu bão hòa nước phân bố đều trong bê tông và sẵn sàng nhả nước khi cần cho sự thủy hóa hoặc để bù đắp độ ẩm đã mất trong quá trình bay hơi nước hay do sự tự khô”. Như vậy, bản chất của nội bảo dưỡng là đưa vào bê tông một lượng nước dự trữ thông qua các vật liệu nội bảo dưỡng có khả năng ngậm nước ở mức độ phù hợp (cốt liệu rỗng, polyme siêu hút nước, sợi gỗ...), lượng nước này không tính vào nước trộn bê tông. Hiệu quả của IC phụ thuộc các yếu tố: lượng nước nội bảo dưỡng (Nic) và sự phân bố của Nic trong BT; mức độ chuyển dịch và khoảng cách thấm nhập của Nic vào nền đá xi măng; thành phần của BT và nhiệt độ của hỗn hợp^[2,3,4].

Nguyên tắc cơ bản của IC là giữ cho độ ẩm tương đối trong các lỗ rỗng của đá chất kết dính luôn ở trạng thái bão hòa; Từ quan điểm thể tích nước dự trữ bởi vật liệu nội bảo dưỡng sẽ bù lại co hóa học của chất kết dính, ta có thể xác định lượng vật liệu nội bảo dưỡng (Mic) theo công thức (1) và (2)^[3]

$$Mic = Vn/(S.Pic) \quad (1)$$



Hình 1. Mô tả một nguyên nhân gây ra co tự sinh trong đá xi măng

(1) ThS, Giảng viên, Đại học Power,
Email: binhlt@epu.edu.vn

(2) PGS. TS., Giảng viên, khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội,
Email: hieund@kientruchanoi.edu.vn

$$V_n = CKD.CS.a/\rho_n \quad (2)$$

Trong đó:

V_n: thể tích nước bù co hoá học của xi măng hay chất kết dính, m³;

Mic: khối lượng vật liệu nội bảo dưỡng, kg;

S: tỷ lệ trả lại nước từ vật liệu nội bảo dưỡng cho nền chất kết dính;

Pic: độ hút nước của vật liệu nội bảo dưỡng;

CKD: lượng chất kết dính trong 1m³ bê tông, kg;

ρ_n là khối lượng riêng của nước (≈1000 kg/m³);

CS: co hoá học của chất kết dính (CS ≈ 0,06÷0,07kg nước/1kg CKD);

a: hệ số hydrat lớn nhất của chất kết dính, xác định theo tỷ lệ nước – chất kết dính (W/CKD) như sau:

a = (W/CKD)/0,36 khi W/CKD ≤ 0,36

a = 1 khi W/CKD > 0,36

2. Vật liệu sử dụng và thành phần vữa thực nghiệm

2.1. Xi măng và phụ gia khoáng hoạt tính

Xi măng sử dụng trong nghiên cứu này là loại xi măng poóc lăng (PC40) sản xuất tại nhà máy xi măng Nghi Sơn với các tính chất như trong bảng 1.

Bảng 1. Tính chất cơ lý của xi măng PC40 Nghi Sơn

STT	Chỉ tiêu	Phương pháp thí nghiệm	Đơn vị	Giá trị
1	Khối lượng riêng	TCVN 4030:2003	g/cm ³	3,1
2	Độ mịn (sét sàng 0,09 mm)	TCVN 4030:2003	%	0
3	Lượng nước tiêu chuẩn	TCVN 6017:2015	%	28
4	Thời gian đông kết: - Bắt đầu - Kết thúc	TCVN 6017:2015	Phút	120 210
5	Cường độ nén: - 3 ngày - 28 ngày	TCVN 6016:2011	MPa	32,3 49,7

Xi măng sử dụng đạt yêu cầu kỹ thuật theo TCVN 2682:2009.

Để giảm bớt lượng dùng xi măng và cải thiện tính chất của vữa, đề tài sử dụng phụ gia khoáng Silicafume (SF) dạng hạt rời của Sika với tên thương mại là Sikacrete PP1, đạt yêu cầu theo TCVN 8827:2011, tính chất trình bày trong bảng 2.

2.2. Cốt liệu

Cốt liệu sử dụng trong đề tài là cát tự nhiên (cát vàng), mô đun độ lớn 2,9, thành phần hạt đạt tiêu chuẩn TCVN 7570, tính chất cơ lý như trong bảng 3.

2.3. Vật liệu nội bảo dưỡng

Polyme siêu hút nước (SAP) dùng trong nghiên cứu dạng bột màu trắng (100% lọt sàng 1,25 mm), khối lượng riêng 1,13 – 1,15 g/cm³, mạch chính là polyacrylate, độ hút nước bão hòa (ngâm 24h) là 15700 %. SAP hút nước rất nhanh và mạnh, trở thành hạt dạng hydrogel chỉ trong vòng khoảng 30 phút ngâm nước. Với phân tử lượng lớn nên SAP không hoà tan trong nước, khi sấy khô trở về dạng gel khô sau đó lại có thể thấm hút và trương nở. Khi ngâm trong dung dịch kiềm hay dung dịch nước xi măng các hạt hydrogel SAP bị

Bảng 2. Tính chất của Silicafume

S TT	Chỉ tiêu	Đơn vị	Giá trị	Phương pháp thí nghiệm
1	Khối lượng riêng	g/cm ³	2,4	TCVN 4030:2003
2	Độ mịn (sét sàng 45µm) - Lớn nhất: - Trung bình	%	2,5 1,0	TCVN 8827:2011
3	Chỉ số hoạt, ở 7 ngày tuổi	%	105	TCVN 8827:2011
4	Bề mặt riêng	m ² /g	15	TCVN 8827:2011
5	Hàm lượng SiO ₂	%	94	TCVN 7131:2002
6	Độ ẩm	%	1,2	TCVN 7572:2006
	Hàm lượng mất khi nung	%	3,0	TCVN 141:2008

Bảng 3. Tính chất cơ lý của cốt liệu

TT	Chỉ tiêu	Đơn vị	Giá trị	PP thí nghiệm
1	Khối lượng riêng	g/cm ³	2,65	TCVN 7572-4:2006
2	Khối lượng thể tích khô	g/cm ³	2,46	TCVN 7572-4:2006
3	Khối lượng thể tích bão hòa bề mặt	g/cm ³	2,53	TCVN 7572-4:2006
4	Khối lượng thể tích xốp	g/cm ³	1,59	TCVN 7572-6:2006
5	Độ hút nước	%	2,93	TCVN 7572-4:2006
6	Hàm lượng bụi, bùn, sét	%	1,5	TCVN 7572-8:2006
7	Mô đun độ lớn, M _{dl}	-	2,9	TCVN 7572-2:2006

Bảng 4. Thành phần hạt của cát nhẹ

Chỉ tiêu	Kích thước cỡ sàng, mm					
	9,5	4,75	2,36	1,18	0,3	0,15
Khối lượng sét sàng mi (g)	0	57,8	452,0	234,2	141,9	94,1
Tỷ lệ lọt sàng, %	100	94,2	49,0	25,6	11,5	10,1
Thành phần hạt yêu cầu theo ASTM C1761-17	100	65-100	-	15-80	0-35	0-25

mất một phần nước hấp thụ, tồn tại bền vững, không thay đổi kích thước và trạng thái.

Với mục đích so sánh, ngoài SAP, còn sử dụng cát nhẹ keramzit (LS) là sản phẩm thông dụng được nung phòng nở từ sét, có khả năng hút và giữ nước. Tính chất cơ bản của LS như trong Bảng 4 và Bảng 5.

Theo ASTM C1761-17 [7], LS đạt yêu cầu làm vật liệu nội bảo dưỡng bê tông; Với SAP chưa có tiêu chuẩn riêng, tuy nhiên các đặc tính của nó có thể phù hợp với chức năng của vật liệu nội bảo dưỡng vữa và bê tông xi măng.

Bảng 5. Tính chất cơ lý của cát nhẹ

TT	Chỉ tiêu	PP thí nghiệm	Đơn vị	Giá trị	Yêu cầu theo ASTM C1761
1	Khối lượng riêng	TCVN 6221	g/cm ³	1,88	-
2	Khối lượng thể tích hạt	TCVN 6221	g/cm ³	1,52	-
3	Khối lượng thể tích xốp	TCVN 7572	kg/m ³	930	≤1120
5	Độ hút nước (bão hòa khô bề mặt)	ASTM C1716	%	17,5	≥5
6	Hàm lượng bụi, bùn, sét	ASTM C1716	%	1,9	
7	Mô đun độ lớn	TCVN 7572	-	2,7	-

2.4. Phụ gia siêu dẻo (PGSD)

Sika ViscoCrete 3000-20M là phụ gia siêu dẻo gốc Polycarboxylate, loại G theo tiêu chuẩn TCVN 8826:2011, với đặc tính sau: chất lỏng màu nâu đậm; Khối lượng thể tích: 1,09- 1,11kg/l; Liều lượng sử dụng: 0,7 - 2,5 lít/100kg xi măng; Độ pH: 4,5 - 6,5.

2.5. Nước

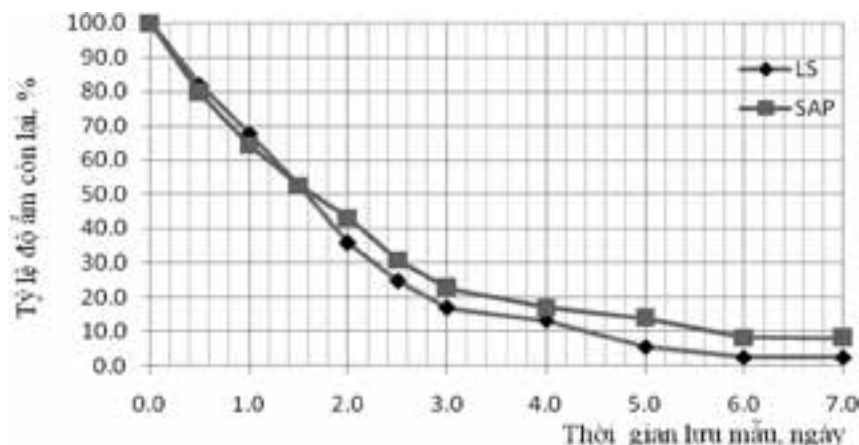
Nước máy sinh hoạt được sử dụng để trộn vữa và bão hòa vật liệu IC.

3. Kết quả thực nghiệm và luận bàn

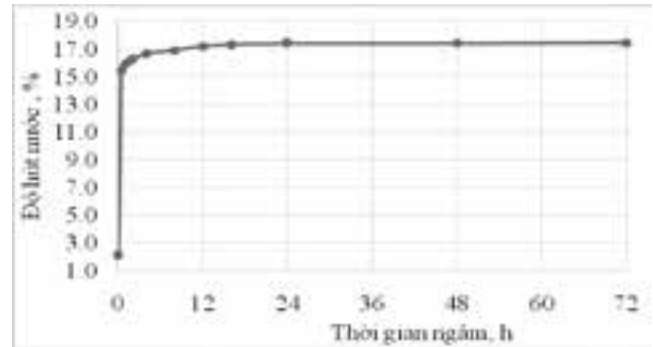
3.1. Khảo sát sự hút và nhả nước của vật liệu nội bảo dưỡng

Độ hút và nhả nước là một tính chất quan trọng để tính toán lượng nước cung cấp cho việc nội bảo dưỡng bê tông, là cơ sở để tính toán lượng dùng vật liệu nội bảo dưỡng cho bê tông; xác định trên cơ sở tiêu chuẩn ASTM C1498-17 [6]. Để đánh giá hiệu quả của vật liệu nội bảo dưỡng thông qua tỷ lệ giữa độ nhả nước (D) với độ hút nước (A), ASTM C1761 quy định vật liệu IC cần có $D \geq 0.85A$. [7]

Để xác định độ hút nước của mẫu vật liệu nội bảo dưỡng (cát nhẹ), mẫu cát nhẹ (LS) được sấy khô đến khối lượng không đổi, sau đó được ngâm nước ở nhiệt độ phòng (ngập 20mm) và xác định độ hút nước ở điều kiện khô bề mặt sau các thời gian ngâm khác nhau. Kết quả đo được thể hiện trên Hình 2.



Hình 3. Độ nhả nước của LS và SAP theo thời gian



Hình 2. Độ hút nước của mẫu cát nhẹ (LS) theo thời gian

Kết quả nghiên cứu cho thấy vật liệu LS hút nước mạnh trong khoảng 5 - 6 giờ đầu, sau 12 giờ thì chậm lại và đến khoảng 48 giờ thì gần như bão hòa trong điều kiện thí nghiệm. Điểm bão hòa nước ở trạng thái ướt bề mặt (độ ẩm tổng) của cát nhẹ xác định sau 48h ngâm mẫu, $MT = 34,3\%$; độ hút nước bão hòa khô bề mặt, $MSD = 17,5\%$, như vậy độ ẩm bề mặt: $Ms = MT - MSD = 16,8\%$.

Đối với SAP, tốc độ hút nước và giá trị hút nước bão hòa lớn hơn nhiều so với LS, mẫu hút nước rất nhanh trong những giờ đầu và các hạt SAP trương nở và tồn tại như thể gel, sau 6-8h đã gần như bão hòa nước; độ hút nước sau 24h ngâm đạt trung bình 157 lần so với khối lượng khô (15700%).

Mẫu vật liệu IC là LS và SAP sau khi đã bão hòa nước (khô bề mặt) được cho vào cốc gổm và đặt trong tủ khí hậu (nhiệt độ $27 \pm 2^\circ\text{C}$, độ ẩm tương đối $94 \pm 2\%$) để khảo sát khả năng thoát ẩm bằng phương pháp cân mẫu sau thời gian lưu tăng dần. Thí nghiệm kết thúc khi sau hai lần cân liên tiếp mà khối lượng mẫu thay đổi không quá 0,1%. Kết quả thí nghiệm được thể hiện trên Hình 3.

Kết quả thực nghiệm cho thấy, cả hai mẫu LS và SAP nhả ẩm nhanh trong vòng 3 ngày đầu, sau khoảng 6 - 7 ngày thì gần như hết nước đã thấm hút; tỷ lệ độ ẩm còn lại của LS và SAP so với độ ẩm ban đầu lần lượt là 2,4% và 8,1%, hay tỷ lệ nhả ẩm tương ứng là 98% và 92% đạt yêu cầu làm vật liệu IC theo ASTM C1761. [16]

3.2. Tính toán lựa chọn thành phần vữa nghiên cứu

Thành phần vữa ban đầu (đối chứng) được xác định từ các số liệu: CL/CKD; N/CKD; SF/CKD = 10%; PGSD được điều chỉnh để các hỗn hợp vữa có độ chảy ban đầu 200 - 220 mm. Lượng vật liệu IC (bão hòa nước) được tính toán theo phương trình (1) và (2) với độ co hóa học $CS = 0,065$, sau đó tính thể tích hạt tương ứng. Với cấp phối IC, thiết kế thành phần theo nguyên tắc tổng thể tích cốt liệu (cát nặng và vật liệu IC) là không đổi, nghĩa là vật liệu IC sẽ được thay một phần cốt liệu theo thể tích. Kết quả các cấp phối được trình bày trong Bảng 6.

3.3. Độ co tự sinh của vữa

Độ co nội sinh (AS) của vữa được thí nghiệm trên cơ sở ASTM C1698-19 [6]. Dụng cụ thí nghiệm bao gồm một ống nhựa mềm polyethylene có gắn với kích thước 23x420mm với các nút nhựa để giữ lại mẫu vữa trong ống. Dụng cụ này

Bảng 6. Tỷ lệ vật liệu cho các mẫu vữa

Ký hiệu cấp phối (*)	Ký hiệu mẫu đo AS	Tỷ lệ vật liệu tính theo chất kết dính					
		CL/CKD	Vic/Vcl	N/CKD	SF/CKD	Vật liệu IC	PGSD/CKD
V35	ĐC	1.80	-	0.35	0	-	0,8%
V35LS	LS	1.15	0.35	0.35	0	LS	0,8%
V30SAP	SAP0,02	1.58	0.0002	0.30	0	SAP	0,8%
V30SF	-	1.58	-	0.30	0,1	-	1,0%
V30SFLS	-	1.03	0.33	0.30	0,1	LS	1,0%

(*): Giải thích ký hiệu: V là vữa; Vic và Vcln là thể tích của vật liệu IC và cốt liệu nhỏ; chỉ số 30 và 35 là tỷ lệ N/CKD (%); LS và SAP là loại vật liệu IC.

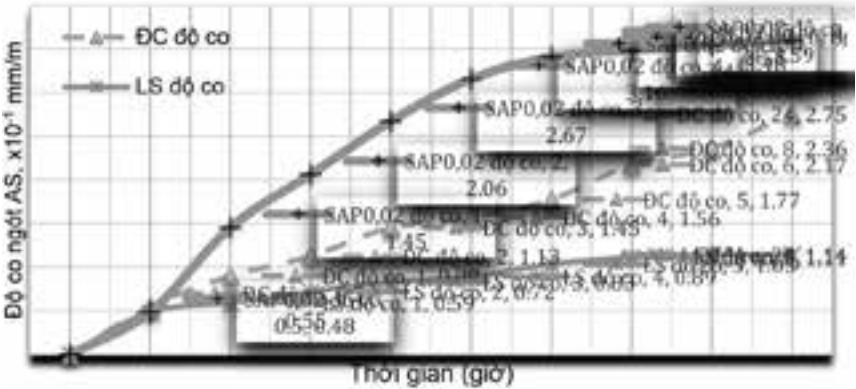
được đặt trên một khung cứng (làm bằng thép hợp kim) có gắn đồng hồ đo biến dạng ngót của vữa. Khung và mẫu được đặt trong phòng thí nghiệm với điều kiện chuẩn để tránh sai số do biến dạng nhiệt và ẩm.

Kết quả độ co tự sinh của các mẫu vữa được thể hiện trên Hình 5.

Đo biến dạng của mẫu ngay sau khi tạo hình và gá vào giá đo. Ở 30 phút đầu, cả 3 mẫu thí nghiệm có độ co ngót gần như nhau, sau 30 phút giá trị co bắt đầu có sự khác biệt. Trong khoảng 5 giờ đầu độ co tăng khá nhanh, đặc biệt mẫu SAP có sự co ngót mạnh hơn so với mẫu ĐC và LS, tuy nhiên sau 5 giờ mẫu SAP và LS cho độ co ổn định, trong khi đó mẫu ĐC vẫn tiếp tục tăng. Sau khoảng 5 - 24h mẫu SAP và LS có độ co ngót phát triển rất chậm, trong đó mẫu LS ổn định hơn. Như vậy, mẫu LS có độ co nội sinh ổn định và ở mức thấp. Mẫu SAP co ngót mạnh trong khoảng 5h đầu nhưng sau đó ổn định. Mẫu ĐC có độ co tăng liên tục khá đều trong thời gian đo đến 24h.



Hình 4. Thiết bị thí nghiệm đo độ co tự sinh theo ASTM C1698



Hình 5. Đồ thị biểu diễn độ co tự sinh của vữa

Từ kết quả thực nghiệm có thể kết luận, nội bảo dưỡng bằng LS bão hòa nước có tác dụng giảm khá mạnh co nội sinh của vữa (hơn 58%). Tuy nhiên khi nội bảo dưỡng bằng SAP thì co nội sinh của vữa trong vòng 4-5h đầu lại tăng nhanh, điều này có thể do trong môi trường hồ xi măng có sự trao đổi ion kiềm với SAP (ở dạng hydrogel) đã giải phóng một phần nước trong gel SAP gây co ngót thể tích gel và dẫn đến tăng co nội sinh của vữa. Cũng lưu ý rằng, nếu thực hiện đo và tính toán biến dạng của mẫu SAP bắt đầu khi kết thúc đông kết (khoảng 5 – 6h) thì mẫu SAP có độ co rất nhỏ và thấp nhất trong các mẫu thí nghiệm.

3.4. Cường độ của vữa

Cường độ chịu nén của vữa được thử nghiệm dựa theo TCVN 6016 về kích thước, tạo hình và bảo dưỡng mẫu, kết quả trình bày trong bảng 7.

Bảng 7. Cường độ nén của các mẫu vữa

Ký hiệu	Cường độ nén, MPa, ở tuổi		Tỷ lệ so với mẫu không IC, %	
	7 ngày	28 ngày	7 ngày	28 ngày
V35	57,5	58,2	100	100
V35LS	51,9	64,4	90	111
V30SF	58,5	68,5	100	100
V30SFSAP	55,7	71,5	95	104
V30SFLS	55,4	74,2	95	108

Kết quả thực nghiệm cho thấy các mẫu vữa IC nhìn chung đạt cường độ ở tuổi sớm (7 ngày) thấp hơn khoảng 5% - 10%, nhưng cường độ tuổi 28 ngày lại cao hơn, khoảng 4% - 11%, so với cấp phối đối chứng. Sự có mặt của SF có

cải thiện cường độ của vữa. Có thể giải thích các hiện tượng trên như sau: ở tuổi sớm, khi có mặt LS hoặc SAP bão hòa, hiệu ứng co ích của IC chưa bù đắp được sự suy giảm về cường độ của vữa (do cường độ của hỗn hợp cốt liệu suy giảm và độ ẩm bên trong vữa cao hơn). Ở tuổi muộn, hiệu ứng tích cực của nội bảo dưỡng đã phát huy như giảm và bù co ngót tự sinh, tăng cường thủy hóa xi măng, do đó cường độ của vữa được cải thiện. Trong nghiên cứu này cũng cho thấy hiệu quả chưa rõ của silicafume về cường độ của vữa khi kết hợp nội bảo dưỡng, có thể hiệu ứng này sẽ phát huy ở tuổi muộn hơn.

(xem tiếp trang 98)

Đánh giá mức độ nguy hiểm của tòa nhà bê tông cốt thép hiện hữu theo TCVN 9381:2012

Assessment of existing reinforced concrete buildings according to TCVN 9381:2012

Phạm Phú Tinh⁽¹⁾, Phạm Minh Hà⁽²⁾

Tóm tắt

Bài báo này trình bày cách áp dụng phương pháp đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà bê tông cốt thép hiện hữu theo TCVN 9381:2012. Ba ví dụ áp dụng cho kết quả đánh giá gây chú ý. Một số nhận xét và bình luận về phương pháp luận và kết quả cũng được nêu ra.

Từ khóa: kiểm tra, đánh giá, tòa nhà bê tông hiện hữu, cải tạo, xuống cấp

Abstract

This paper presents the application of the guidelines for assessing the structural condition of existing reinforced concrete buildings, according to TCVN 9381:2012. Three examples of applications show notable results of the assessment. Some comments and discussions on methodology and results are also provided.

Key words: inspection, assessment, existing concrete buildings, retrofitting, deterioration

1. Giới thiệu

Lĩnh vực xây dựng nói chung, và xây dựng nhà cửa nói riêng là một trong những lĩnh vực công nghiệp rộng lớn nhất, xét về khía cạnh ảnh hưởng kinh tế, xã hội và tác động môi trường. Mức tiêu thụ năng lượng, tiêu thụ vật liệu thô, và rác thải của lĩnh vực xây dựng, tùy từng quốc gia và tùy từng giai đoạn, song nó luôn lớn hơn rất nhiều so với mức tiêu thụ của các lĩnh vực khác. Tỷ lệ công trình xây mới, phá dỡ, hay cải tạo công trình hiện hữu ảnh hưởng trực tiếp đến kinh tế, xã hội và tác động môi trường. Lĩnh vực xây dựng đóng vai trò quan trọng trong việc phát triển bền vững.

Các công trình xây dựng hiện hữu, có thể bị xuống cấp hoặc hư hại, do ảnh hưởng của môi trường theo thời gian, do sử dụng, do các tác động bất ngờ như động đất hay hỏa hoạn, do các sai sót trong khảo sát, thiết kế và xây dựng, v.v. nên cần được đánh giá để đảm bảo an toàn sử dụng, hay phục vụ mục đích phá dỡ, cải tạo. Đánh giá kết cấu công trình hiện hữu là một nhánh quan trọng trong lĩnh vực xây dựng.

Việc kiểm định, đánh giá các tòa nhà bê tông hiện hữu để đảm bảo an toàn sử dụng, hay phục vụ mục đích phá dỡ, cải tạo đã được Chính phủ và Bộ Xây dựng rất quan tâm, được cụ thể hóa bằng các quy định pháp luật thông qua Chỉ thị số 05/CT-TTg [1], Nghị định số 69/2021/NĐ-CP [2], Nghị định số 06/2021/NĐ-CP [3], và Thông tư số 10/2021/TT-BXD [4]. Hiện tại, Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng đã và đang thực hiện đề tài nghiên cứu khoa học cấp Bộ, mã số RD43-21: “Nghiên cứu xây dựng quy trình đánh giá an toàn công trình trong quá trình khai thác, sử dụng”.

TCVN 9381:2012 [5] là tiêu chuẩn hiện hành được áp dụng để đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà, trong đó phương pháp đánh giá là dựa vào khả năng chịu lực và các biểu hiện bên ngoài của cấu kiện. Song song với [5], trên thế giới cũng có các tiêu chuẩn đánh giá kết cấu hiện hữu [6-13], trong đó phương pháp đánh giá là dựa vào thông tin cập nhật hay dữ liệu thực tế của kết cấu hiện hữu, như đặc trưng vật liệu, tải trọng, kích thước hình học, sức kháng và biến dạng, cùng với việc phân tích và thẩm tra kết cấu có thể theo một trong các cách tiếp cận như phương pháp hệ số riêng, phương pháp dựa vào mức độ hiểu biết kết cấu hiện hữu, phương pháp xác suất, phương pháp phân tích rủi ro. Kết cấu phải đảm bảo trạng thái giới hạn về cường độ và trạng thái giới hạn về sự sử dụng bình thường. Phương pháp đánh giá được nêu trong [5] đơn giản hơn rất nhiều và khác các phương pháp đánh giá được nêu trong [6-13].

Bài báo này trình bày cách áp dụng phương pháp đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà bê tông hiện hữu theo TCVN 9381:2012, trong đó phần 2 nêu tóm tắt phương pháp kèm theo một số nhận xét về phương pháp luận, phần 3 trình bày ba ví dụ áp dụng phương pháp kèm theo các nhận xét về các kết quả đánh giá.

2. Tóm tắt phương pháp đánh giá theo TCVN 9381:2012

Đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà được tiến hành theo ba bước, là:

Bước 1: Đánh giá mức độ nguy hiểm của cấu kiện. Cấu kiện được phân thành hai loại: nguy hiểm và không nguy hiểm. Một cấu kiện được định nghĩa như trong Bảng 1.

Các cấu kiện theo các loại vật liệu khác nhau, được đánh giá theo khả năng chịu lực (KNCL), cấu tạo và liên kết, vết nứt và biến dạng, v.v. Cấu kiện được xem là nguy hiểm khi có một trong những biểu hiện được cho trong Bảng 2.

Nhận xét 1: Việc sử dụng các dấu hiệu bên ngoài, như trị số về biến dạng (độ võng, vết nứt), hay các dấu hiệu xuống cấp để làm cơ sở kết luận mức độ nguy hiểm của cấu kiện, là xa rời lý thuyết trạng thái giới hạn. Việc xác định KNCL của cấu kiện và hiệu ứng tác động không được hướng dẫn, không xét đến tuổi thọ làm

(1) PGS.TS, Giảng viên, Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <pphutinh@gmail.com>

(2) PGS.TS, Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng, Bộ Xây dựng, Email: <phamha.cgd@gmail.com>

việc còn lại của kết cấu.

Bước 2: Đánh giá mức độ nguy hiểm của bộ phận nhà. Theo TCVN 9381:2012, một tòa nhà gồm ba bộ phận là: (i) Nền móng, (ii) Kết cấu chịu lực phần thân, và (iii) Kết cấu bao che.

Mức độ nguy hiểm của bộ phận nhà được chia thành bốn cấp, là: cấp a: không có cấu kiện nguy hiểm; cấp b: có cấu kiện nguy hiểm; cấp c: nguy hiểm cục bộ, và cấp d: tổng thể nguy hiểm.

Nội dung chính trong bước 2 là xác định các hàm phụ thuộc của các bộ phận nhà, dựa trên kết quả đánh giá ở bước 1, thông qua tỉ số phần trăm các cấu kiện nguy hiểm.

Tỉ số phần trăm các cấu kiện nguy hiểm trong các bộ phận được tính theo các công thức (1) đến (3), như sau:

$$\rho_{fdm} = \frac{n_{df}}{n_f} \times 100\% \quad (1)$$

$$\rho_{sdm} = \frac{[2, 4n_{dc} + 2, 4n_{dw} + 1, 9(n_{dmb} + n_{drt}) + 1, 4n_{dsb} + n_{ds}]}{[2, 4n_c + 2, 4n_w + 1, 9(n_{mb} + n_{rt}) + 1, 4n_{sb} + n_s]} \times 100\% \quad (2)$$

$$\rho_{esdm} = \frac{n_{des}}{n_{es}} \times 100\% \quad (3)$$

trong đó ρ_{fdm} , ρ_{sdm} , ρ_{esdm} lần lượt là tỉ số phần trăm các cấu kiện nguy hiểm trong các bộ phận nền móng, bộ phận kết cấu phần thân, bộ phận bao che; n_{df} , n_f lần lượt là số móng nguy hiểm và tổng số móng; trong các ký hiệu còn lại, n biểu thị cho số lượng, các chỉ số dưới thì d là viết tắt cho nguy hiểm, c là viết tắt cho cột (ví dụ n_{dc} là số cột nguy hiểm, n_c là tổng số cột); w là tường, mb là dầm chính, rt là vì kèo, sb là dầm phụ, s là bản sàn, es là cấu kiện bao che.

Nhận xét 2: Công thức (2) cho thấy, tất cả các cấu kiện cùng loại đều có mức độ quan trọng như nhau, không phụ thuộc vào vị trí của chúng trong hệ kết cấu. Điều này cho thấy, việc đánh giá đã bỏ qua ứng xử tổng thể của hệ kết cấu, bỏ qua sơ đồ phân tích kết cấu.

Hàm phụ thuộc của các bộ phận nhà được tính theo các công thức (4) đến (7).

$$\mu_a = 1 \quad \text{khí } \rho = 0\% \quad (4)$$

$$\mu_b = \begin{cases} 1 & \text{khí } \rho \leq 5\% \\ (30\% - \rho) / 25\% & \text{khí } 5\% < \rho < 30\% \\ 0 & \text{khí } \rho \geq 30\% \end{cases} \quad (5)$$

$$\mu_c = \begin{cases} 0 & \text{khí } \rho \leq 5\% \\ (\rho - 5\%) / 25\% & \text{khí } 5\% < \rho < 30\% \\ (100\% - \rho) / 70\% & \text{khí } 30\% \leq \rho \leq 100\% \end{cases} \quad (6)$$

$$\mu_d = \begin{cases} 0 & \text{khí } \rho \leq 30\% \\ (\rho - 30\%) / 70\% & \text{khí } 30\% < \rho < 100\% \\ 1 & \text{khí } \rho = 100\% \end{cases} \quad (7)$$

trong đó: μ_a , μ_b , μ_c , μ_d lần lượt là các hàm phụ thuộc cấp a, cấp b, cấp c, và cấp d; ρ là tỉ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm, được tính theo các công thức (1) đến (3).

Bước 3: Đánh giá mức độ nguy hiểm của nhà. Mức độ nguy hiểm được chia thành bốn cấp A, B, C, và D, trong đó: cấp A: KNCL của kết cấu có thể thỏa mãn yêu cầu sử dụng bình thường, chưa có nguy hiểm, kết cấu nhà an toàn; cấp B: KNCL của kết cấu cơ bản đáp ứng yêu cầu sử dụng bình

Bảng 1. Định nghĩa một cấu kiện theo TCVN 9381:2012

Tên một cấu kiện	Định nghĩa
Một móng	- Móng đơn dưới cột, hoặc - Móng băng: Độ dài một trục của một gian, hoặc - Móng bè: Diện tích của một gian
Một đoạn tường	Chiều dài tính toán, một mặt của một gian
Một cột	Chiều cao tính toán của cột
Một dầm, xà gồ, dầm phụ	Chiều dài của chúng
Một bản sàn toàn khối	Diện tích một gian
Một bản sàn đúc sẵn	Một tấm
Một vì kèo, một dàn, v.v.	Là chính nó

Bảng 2. Biểu hiện nguy hiểm của các cấu kiện

Cấu kiện	Biểu hiện nguy hiểm
Cấu kiện bê tông cốt thép	- KNCL của cấu kiện nhỏ hơn 85% hiệu ứng tác động vào nó; - Các trị số về biến dạng (chuyển vị, nứt), các dấu hiệu xuống cấp (bê tông mủn, mục, lớp bê tông bảo vệ bong tróc, cốt thép bị ăn mòn, ...) xem chi tiết trong [5].
Cấu kiện khối xây	- KNCL của cấu kiện chịu nén nhỏ hơn 85% hiệu ứng tác động vào nó; - Các trị số về biến dạng, các dấu hiệu xuống cấp xem chi tiết trong [5].
Cấu kiện thép	- KNCL của cấu kiện nhỏ hơn 90% hiệu ứng tác động vào nó; - Các trị số về biến dạng, các dấu hiệu xuống cấp xem chi tiết trong [5].
Cấu kiện gỗ	- KNCL của cấu kiện nhỏ hơn 90% hiệu ứng tác động vào nó; - Các trị số về biến dạng, các dấu hiệu xuống cấp xem chi tiết trong [5].

thường, cá biệt có cấu kiện ở trạng thái nguy hiểm, nhưng không ảnh hưởng đến kết cấu chịu lực, công trình đáp ứng được yêu cầu sử dụng bình thường; cấp C: KNCL của một bộ phận kết cấu không thể đáp ứng được yêu cầu sử dụng bình thường, xuất hiện tình trạng nguy hiểm cục bộ; và cấp D: KNCL của kết cấu chịu lực không thể đáp ứng được yêu cầu sử dụng bình thường, nhà xuất hiện tình trạng nguy hiểm tổng thể.

Nhận xét 3: Định nghĩa về các cấp độ A, B, C, D trên đây không rõ nghĩa theo lý thuyết trạng thái giới hạn, ở chỗ: "Khả năng chịu lực của kết cấu có thể thỏa mãn yêu cầu sử dụng bình thường". KNCL và yêu cầu sử dụng bình thường không những là hai trạng thái giới hạn độc lập, mà còn không có yêu cầu phải thỏa mãn lẫn nhau.

Hàm phụ thuộc của nhà được tính theo các công thức (8) đến (11)

$$\mu_A = \max \left[\min(0, 3; \mu_{df}), \min(0, 6; \mu_{as}), \min(0, 1; \mu_{des}) \right] \quad (8)$$

$$\mu_B = \max \left[\min(0, 3; \mu_{bf}), \min(0, 6; \mu_{bs}), \min(0, 1; \mu_{bes}) \right] \quad (9)$$

$$\mu_C = \max \left[\min(0, 3; \mu_{cf}), \min(0, 6; \mu_{cs}), \min(0, 1; \mu_{ces}) \right] \quad (10)$$

$$\mu_D = \max \left[\min(0, 3; \mu_{df}), \min(0, 6; \mu_{ds}), \min(0, 1; \mu_{des}) \right] \quad (11)$$

trong đó, $\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D$ lần lượt là hàm phụ thuộc của

nhà cấp A, B, C, D. Các hàm phụ thuộc của bộ phận nhà μ , với các chỉ số dưới a, b, c, d lần lượt ứng với cấp a, b, c, d của bộ phận nhà, f, s, es lần lượt ứng với các bộ phận móng, kết cấu phần thân, bao che (ví dụ μ_{df} là hàm phụ thuộc cấp d của bộ phận móng).

Mức độ nguy hiểm của tòa nhà có thể được đánh giá theo các điều kiện (12) đến (15) như sau:

$$\text{Nhà nguy hiểm cấp A: } \max(\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D) = \mu_A \quad (12)$$

$$\text{Nhà nguy hiểm cấp B: } \max(\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D) = \mu_B \quad (13)$$

$$\text{Nhà nguy hiểm cấp C: } \max(\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D) = \mu_C \quad (14)$$

Nhà nguy hiểm cấp D:

$$\begin{cases} \max(\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D) = \mu_D; & \text{(a) hoặc} \\ \mu_{df} = 1; & \text{(b) hoặc} \\ \mu_{ds} = 1 & \text{(c)} \end{cases} \quad (15)$$

3. Các ví dụ áp dụng

Phần này trình bày ba ví dụ bằng số, nhằm áp dụng phương pháp đã được trình bày trong phần 2 để đánh giá tòa nhà, và từ kết quả đánh giá đưa ra các nhận xét.

Ví dụ 1: Đánh giá mức độ nguy hiểm cho một tòa nhà BTCT, có 40% móng nguy hiểm, 50% cấu kiện chịu lực phần thân nguy hiểm, 0% cấu kiện bao che nguy hiểm.

Lời giải: Tỷ lệ phần trăm cấu kiện nguy hiểm của các bộ phận: móng, kết cấu phần thân, bộ phận bao che lần lượt là $\rho_{fdm} = 40\%$, $\rho_{sdm} = 50\%$, $\rho_{esdm} = 0\%$

Áp dụng các công thức (4) đến (7), tính được hàm phụ thuộc của các bộ phận (móng – f; thân – s; bao che – es) như sau:

$$\text{Cấp a: } \mu_{af} = 0; \mu_{as} = 0; \mu_{aes} = 1$$

$$\text{Cấp b: } \mu_{bf} = 0; \mu_{bs} = 0; \mu_{bes} = 1$$

Cấp c:

$$\mu_{cf} = (100 - 40)/70 = 0,85; \mu_{cs} = (100 - 50)/70 = 0,71; \mu_{ces} = 0$$

Cấp d:

$$\mu_{df} = (40 - 30)/70 = 0,14; \mu_{ds} = (50 - 30)/70 = 0,28; \mu_{des} = 0$$

Áp dụng các công thức (8) đến (11), tính được hàm phụ thuộc của nhà như sau:

$$\text{Cấp A: } \mu_A = \max[\min(0, 3; 0), \min(0, 6; 0), \min(0, 1; 1)] = 0,1$$

$$\text{Cấp B: } \mu_B = \max[\min(0, 3; 0), \min(0, 6; 0), \min(0, 1; 1)] = 0,1$$

Cấp C:

$$\mu_C = \max[\min(0, 3; 0,85), \min(0, 6; 0,71), \min(0, 1; 0)] = 0,6$$

Cấp D:

$$\mu_D = \max[\min(0, 3; 0,14), \min(0, 6; 0,28), \min(0, 1; 0)] = 0,28$$

Đánh giá mức độ nguy hiểm của nhà theo các điều kiện (12) đến (15), có:

$$\max(\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D) = \max(0,1; 0,1; 0,6; 0,28) = 0,6 = \mu_C$$

Kết luận: Nhà nguy hiểm cấp C.

Với các công thức từ (4) đến (15), có thể dễ dàng lập thành bảng tính trợ giúp, như bảng 5, để xác định cấp nguy hiểm của tòa nhà theo tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm, mà không cần phải tính các hàm phụ thuộc. Bảng 3 và bảng 4 là hai trường hợp riêng, bảng 5 là một bảng tổng quát.

Nhận xét 4: Bảng 3 cho thấy, nếu tòa nhà không có cấu kiện móng và cấu kiện chịu lực nào nguy hiểm, thì với bất kỳ tỷ lệ cấu kiện bao che nguy hiểm nào, tòa nhà luôn có mức độ nguy hiểm cấp A. Nói cách khác, tỷ số phần trăm cấu kiện bao che nguy hiểm không ảnh hưởng đến cấp nguy hiểm của tòa nhà.

Nhận xét 5: Bảng 4 cho thấy, nếu tòa nhà không có cấu kiện chịu lực nào nguy hiểm, nó sẽ có mức độ nguy hiểm cấp D khi và chỉ khi 100% móng nguy hiểm, còn không, nó luôn có mức độ nguy hiểm cấp A, không bao giờ có mức độ nguy hiểm cấp B và cấp C. Nói cách khác, ngoại trừ trường hợp tất cả móng nguy hiểm, thì tỷ số phần trăm móng nguy hiểm không ảnh hưởng gì đến cấp nguy hiểm của tòa nhà. Những điều này là không hợp lý.

Nhận xét 6: Bảng 5 cho thấy, mức độ nguy hiểm của tòa nhà là cấp A, B, C, hay D chỉ phụ thuộc vào tỷ số phần trăm cấu kiện chịu lực phần thân nguy hiểm, mà không phụ thuộc vào tỷ lệ móng nguy hiểm. Điều này là không hợp lý. Ngoài ra, nhóm tình huống số 4 cho thấy điều kiện trong công thức (15b) là không cần thiết.

Ví dụ 2: Một tòa nhà một tầng, và một tòa nhà 10 tầng có mặt bằng giống nhau, như Hình 1. Kết cấu cột bê tông cốt thép và sàn bê tông cốt thép không dầm đỡ toàn khối. Giả sử hai tòa nhà đều có bốn cột trục D tầng một là nguy hiểm, xét theo tính năng chịu lực. Tất cả các cấu kiện khác, gồm móng, các cột còn lại, các ô bản, các cấu kiện bao che là không nguy hiểm. Yêu cầu đánh giá mức độ nguy hiểm của mỗi tòa nhà.

Trước khi xác định cấp nguy hiểm, có thể thấy rằng, với bốn cột nguy hiểm như đã cho, nguy cơ sụp đổ của tòa nhà 10 tầng là cao hơn nguy cơ sụp đổ của tòa nhà một tầng.

Trước hết, xem xét tòa nhà một tầng: Tổng số cột của tòa nhà là $n_c = 16$, Tổng số cột nguy hiểm là $n_{dc} = 4$. Tổng số dầm chính là $n_{mb} = 0$, tổng số dầm phụ là $n_{sb} = 0$. Tổng số ô bản là $n_s = 9$, tổng số ô bản nguy hiểm là $n_{ds} = 0$.

Thay số vào công thức (2), tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong kết cấu chịu lực là:

$$\rho_{sdm} = \frac{2,4 \times 4 + 0}{2,4 \times 16 + 9} \times 100\% = 20,25\%$$

Đối chiếu với bảng 5, cho thấy tòa nhà một tầng nguy hiểm cấp C.

Tiếp theo, xem xét tòa nhà 10 tầng: Tổng số cột của tòa nhà là $n_c = 16 \times 10 = 160$, tổng số cột nguy hiểm là $n_{dc} = 4$. Tổng số dầm chính là $n_{mb} = 0$, tổng số dầm phụ là $n_{sb} = 0$. Tổng số ô bản là $n_s = 9 \times 10 = 90$, tổng số ô bản nguy hiểm là $n_{ds} = 0$.

Tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong kết cấu chịu lực là:

$$\rho_{sdm} = \frac{2,4 \times 4 + 0}{2,4 \times 160 + 90} \times 100\% = 2,02\%$$

Đối chiếu với Bảng 5, cho thấy tòa nhà 10 tầng nguy hiểm cấp B.

Nhận xét 7: Tòa nhà 10 tầng ít nguy hiểm hơn tòa nhà

Bảng 3. Cấp nguy hiểm của tòa nhà khi chỉ có cấu kiện bao che nguy hiểm

Các nhóm tình huống	Tỉ số % cấu kiện nguy hiểm			Cấp nguy hiểm của tòa nhà
	Móng	Kết cấu chịu lực phần thân	Cấu kiện bao che	
1	$\rho_{fdm} = 0\%$	$\rho_{sdm} = 0\%$	$0\% \leq \rho_{esdm} \leq 100\%$	A

Bảng 4. Cấp nguy hiểm của tòa nhà khi chỉ có cấu kiện móng nguy hiểm

Các nhóm tình huống	Tỉ số % cấu kiện nguy hiểm			Cấp nguy hiểm của tòa nhà
	Móng	Kết cấu chịu lực phần thân	Cấu kiện bao che	
1	$\rho_{fdm} < 100\%$	$\rho_{sdm} = 0\%$	$\rho_{esdm} = 0\%$	A
2	$\rho_{fdm} = 100\%$	$\rho_{sdm} = 0\%$	$\rho_{esdm} = 0\%$	D

Bảng 5. Bảng trợ giúp đánh giá

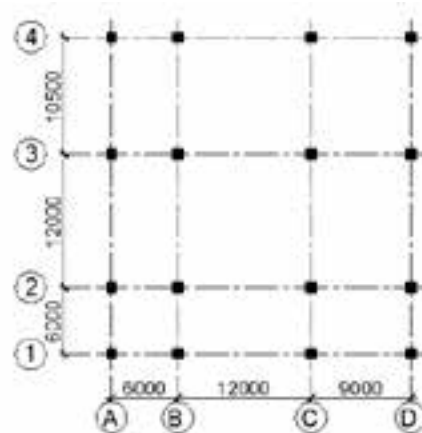
Các nhóm tình huống	Tỉ số % cấu kiện nguy hiểm			Cấp nguy hiểm của tòa nhà
	Móng	Kết cấu chịu lực phần thân	Cấu kiện bao che	
1	$0\% \leq \rho_{fdm} < 100\%$	$\rho_{sdm} = 0\%$	$0\% \leq \rho_{esdm} \leq 100\%$	A
2	$0\% \leq \rho_{fdm} < 100\%$	$0\% < \rho_{sdm} \leq 17,5\%$	$0\% \leq \rho_{esdm} \leq 100\%$	B
3	$0\% \leq \rho_{fdm} < 100\%$	$17,5\% < \rho_{sdm} \leq 65\%$	$0\% \leq \rho_{esdm} \leq 100\%$	C
4	$0\% \leq \rho_{fdm} < 100\%$	$\rho_{sdm} > 65\%$	$0\% \leq \rho_{esdm} \leq 100\%$	D
5	$\rho_{fdm} = 100\%$	$\rho_{sdm} = 0\%$	$\rho_{esdm} = 0\%$	D

một tầng, chỉ vì tỉ lệ phần trăm cột nguy hiểm ít hơn, điều này là không hợp lý. Ngoài ra, có thể thấy rằng, ở đây việc đánh giá cấp độ nguy hiểm của tòa nhà chỉ phụ thuộc vào số lượng cột nguy hiểm, không xét đến vị trí của các cột nguy hiểm đó, chẳng hạn, các cột nguy hiểm ở tầng dưới sẽ khác các cột nguy hiểm ở tầng trên, cột ở góc khác cột ở biên và cột ở giữa, hay các cột nguy hiểm tập trung liên nhau ở một khu vực sẽ khác các cột nguy hiểm phân bố rải rác. Điều này cho thấy, việc đánh giá đã bỏ qua ứng xử tổng thể của hệ kết cấu, bỏ qua sơ đồ phân tích kết cấu.

Ví dụ 3: Tòa nhà 10 tầng như trong ví dụ 2, giả sử dưới mỗi chân cột là một móng. Yêu cầu đánh giá mức độ nguy hiểm của tòa nhà trong bốn tình huống sau: (i) Tình huống 1 (TH1): tòa nhà có 15/16 móng nguy hiểm, nghĩa là tất cả các cấu kiện còn lại gồm 01 móng trục A1, toàn bộ kết cấu phần thân, toàn bộ cấu kiện bao che là không nguy hiểm, (ii) TH2: tòa nhà chỉ có 01 cột tầng trên cùng nguy hiểm; (iii) TH3: tòa nhà có toàn bộ cột tầng một nguy hiểm, và (iv) TH4: tòa nhà có toàn bộ cột của hai tầng dưới cùng nguy hiểm. Các cấu kiện được đánh giá là nguy hiểm đều dựa trên tính năng chịu lực.

Lời giải: Tỉ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong móng, kết cấu chịu lực phần thân, lần lượt được tính theo các công thức (1) đến (2) và được đối chiếu với bảng 5, kết quả đánh giá được cho trong bảng 6

Nhận xét 8: Bảng 6 cho thấy, (i) tòa nhà có 15/16 móng nguy hiểm, mà vẫn thuộc cấp A, và (ii) mức độ nguy hiểm

**Hình 1. Hình minh họa cho ví dụ 2**

của tòa nhà trong các tình huống TH2, TH3, và TH4 là như nhau. Những điều này là không hợp lý.

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày phương pháp đánh giá kết cấu theo TCVN 9381:2012, và áp dụng phương pháp cho ba ví dụ. Một bảng trợ giúp đánh giá rất đơn giản đã được lập, giúp việc đánh giá không cần thiết phải tính toán các hàm phụ thuộc.

Bảng 6. Kết quả đánh giá của ví dụ 3

Tình huống	Tỉ số % cấu kiện nguy hiểm			Cấp nguy hiểm của tòa nhà
	Móng	Kết cấu chịu lực phần thân	Cấu kiện bao che	
TH1	$\rho_{fđm} = 93,75\%$	$\rho_{sdm} = 0\%$	$\rho_{esdm} = 0\%$	A
TH2	$\rho_{fđm} = 0\%$	$\rho_{sdm} = 0,5\%$	$\rho_{esdm} = 0\%$	B
TH3	$\rho_{fđm} = 0\%$	$\rho_{sdm} = 8,1\%$	$\rho_{esdm} = 0\%$	B
TH4	$\rho_{fđm} = 0\%$	$\rho_{sdm} = 16,2\%$	$\rho_{esdm} = 0\%$	B

Bên cạnh các nhận xét đã nêu ở phần 2 và phần 3, có thể kết luận thêm rằng, phương pháp đánh giá theo TCVN 9381:2012 rất dễ áp dụng, tuy nhiên phương pháp đánh giá này còn nhiều bất cập, và kết quả đánh giá có thể không chính xác.

Lời cảm ơn: Bài báo này được hoàn thành trong khuôn khổ đề tài NCKH cấp Bộ, mã số RD43-21: “Nghiên cứu xây dựng quy trình đánh giá an toàn công trình trong quá trình khai thác, sử dụng”.

Tài liệu tham khảo

1. Chỉ thị 05/CT-TTg, ngày 15/2/2016, về việc kiểm tra, rà soát, đánh giá an toàn chịu lực nhà ở và công trình công cộng cũ, nguy hiểm tại đô thị.
2. Nghị định số 69/2021/NĐ-CP, ngày 15/7/2021, về cải tạo, xây dựng lại nhà chung cư.
3. Nghị định số 06/2021/NĐ-CP, ngày 26/01/2021. Quy định chi tiết một số nội dung về quản lý chất lượng, thi công xây dựng và bảo trì công trình xây dựng.
4. Thông tư số 10/2021/TT-BXD, ngày 25/8/2021. Hướng dẫn một số điều và biện pháp thi hành Nghị định số 06/2021/NĐ-CP ngày 26/01/2021 và Nghị định số 44/2016/NĐ-CP ngày 15/5/2016.
5. TCVN 9381:2012. Hướng dẫn đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà.
6. ACI 437R-19. Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings.
7. ACI 364.1R-94 (Reapproved 1999). Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior Rehabilitation.
8. ASCE 11-99. Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings.
9. ASCE/SEI 41-17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.
10. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
11. ISO 13822:2010. Bases for design of structures - Assessment of existing structures.
12. JCSS. Probabilistic Assessment of Existing Structures. RILEM publications, 2001.
13. JRC 94918 (EUR 27128 EN), 2015. New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures.

Hiệu quả nội bảo dưỡng vữa xi măng...

(tiếp theo trang 93)

4. Kết luận

Cát nhẹ LS và SAP sản xuất trong nước có thể đáp ứng yêu cầu kỹ thuật để làm vật liệu nội bảo dưỡng cho vữa cường độ cao. Sử dụng LS đem lại hiệu quả giảm co nội sinh cho vữa tốt hơn SAP. Khi sử dụng SAP cần lưu ý hiện tượng biến đổi cấu trúc nước hấp thụ bởi tác động của môi trường kiềm hồ xi măng.

Với các đặc tính hút nước, nhả nước phù hợp của LS, trên cơ sở tính toán và lựa chọn hàm lượng của nó theo các cơ sở lý thuyết về nội bảo dưỡng, có thể đem lại hiệu quả tốt về giảm co nội sinh (trên 50%) và nâng cao cường độ chịu nén của vữa (5-11%) so với mẫu đối chứng./.

Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Duy Hiếu, Cơ sở khoa học về nội bảo dưỡng cho bê tông, Tạp chí Xây dựng, 2016.
2. Nguyen Duy Hieu, Le Quang Hung, Water movement in Internally Cured Concrete, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 365, Modern Building Materials, 032029, 2018.
3. Dale P.Bentz, Peitro Luna, John W Roberts, Mixture Proportioning for Internal curing, NIST- National Institute of Standards and Technology, 2005.
4. ACI (308-213)R-13 Report on Internally Cured Concrete Using Prewetted Absorptive Aggregate.
5. ASTM C1498-04a(2016) Standard Test Method for Hygroscopic Sorption Isotherms of Building Materials.
6. ASTM C1698-19 Standard Test Method for Autogenous Strain of Cement Paste and Mortar.
7. ASTM C1761-17 Standard Specification for Lightweight Aggregate for Internal Curing of Concrete.

Ảnh hưởng của lỗ khoét đến khả năng chịu lực của tiết diện thép tạo hình nguội khi uốn

Influence of web holes on the sectional capacities of cold-formed steel channel sections under bending

Phạm Ngọc Hiếu⁽¹⁾, Vũ Quốc Anh⁽²⁾

Tóm tắt

Cấu kiện dầm thép tạo hình nguội được khoét lỗ trên bản bụng do các yêu cầu lắp đặt hệ thống kỹ thuật, điều này dẫn đến giảm khả năng chịu uốn của cấu kiện. Ảnh hưởng của lỗ khoét này đến khả năng chịu lực của tiết diện thép tạo hình nguội đã được quy định trong Tiêu chuẩn thép của Mỹ AISI S100-16 cùng với việc phát triển phương pháp Cường độ trực tiếp (DSM) trong thiết kế. Phương pháp này cho phép đưa ra các dự đoán về khả năng chịu lực của tiết diện dựa trên các phân tích mất ổn định tuyến tính. Dựa trên các quy định trong tiêu chuẩn AISI S100-16, bài báo đi khảo sát ảnh hưởng của sự thay đổi kích thước lỗ khoét đến khả năng chịu uốn của tiết diện thép chữ C tạo hình nguội. Các phân tích sau đó được đưa ra dựa trên các kết quả khảo sát nhằm lựa chọn kích thước lỗ khoét, cho phép tối ưu hóa khả năng chịu lực của tiết diện khảo sát.

Từ khóa: Lỗ khoét, khả năng chịu lực, tiết diện thép tạo hình nguội, chịu uốn

Abstract

Web holes are commonly pre-punched in cold-formed steel beams to meet the demand of technical system installations. The influence of web holes on the sectional capacities of cold-formed steel sections has been regulated in AISI S100-16 with the development of the Direct Strength Method (DSM) in the design. This method allows predicting the capacities of cold-formed steel sections based on elastic buckling analyses. Based on the regulations in AISI S100, this paper investigates the effects of variations of web hole dimensions on the flexural capacities of cold-formed steel channel sections. The analyses are subsequently given based on the investigated results to select the proper web hole dimensions, which allows for optimization of the sectional capacities of the investigated channel section.

Key words: Web holes, sectional capacities, cold-formed steel sections, bending

(1) TS, Giảng viên, khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <hieupn@hau.edu.vn>

(2) PGS.TS, Giảng viên, khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <anhvq@hau.edu.vn>

Ngày nhận bài: 28/03/2022
Ngày sửa bài: 18/04/2022
Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Giới thiệu

Cấu kiện dầm thép tạo hình nguội trong các công trình dân dụng thường bị khoét lỗ ở phần bản bụng để bố trí các hệ thống kỹ thuật. Sự có mặt của các lỗ khoét này đã làm ảnh hưởng đến khả năng chịu lực tiết diện [1], và đã được đưa vào trong tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép tạo hình nguội của Hoa Kỳ AISI S100 [2] với các dạng lỗ khoét dạng hình tròn, bầu dục, chữ nhật hoặc dạng rãnh dài. Khả năng chịu lực của tiết diện này được xác định theo phương pháp Cường độ trực tiếp (Direct Strength Method – DSM), cho phép xác định khả năng chịu lực của tiết diện thông qua các giá trị mất ổn định tuyến tính của tiết diện. Các giá trị mất ổn định tuyến tính này được xác định thông qua các phân tích mất ổn định sử dụng một phần mềm được phát triển bởi Viện kim loại và thép Hoa Kỳ ([3], [4]) dựa trên các nghiên cứu của Moen và Schafer ([5],[6],[7]).

Dựa trên các quy định trong tiêu chuẩn AISI S100, bài báo sẽ đi khảo sát ảnh hưởng của kích thước lỗ khoét đến khả năng chịu lực của tiết diện thép chữ C tạo hình nguội. Kết quả khảo sát làm cơ sở cho việc phân tích để lựa chọn ra kích thước hợp lý của lỗ khoét trên tiết diện dầm để đạt hiệu quả trong thiết kế.

2. Khả năng chịu uốn của tiết diện thép tạo hình nguội có khoét lỗ

Khả năng chịu uốn danh nghĩa của tiết diện thép tạo hình nguội được lấy là giá trị nhỏ nhất trong ba giá trị mô men, bao gồm mô men chảy dẻo của tiết diện giảm yếu (M_{ynet}), mô men mất ổn định cục bộ của tiết diện (M_{nl}), và mô men mất ổn định méo của tiết diện (M_{nd}) mà được xác định như trình bày dưới đây.

Mô men chảy dẻo của tiết diện giảm yếu

$$M_{ynet} = S_{fnet} F_y \quad (1)$$

Mô men mất ổn định cục bộ của tiết diện

$$\text{Với } \lambda_y \leq 0,776 : M_{nl} = M_y \quad (2)$$

Với

$$\lambda_y > 0,776 : M_{nl} = \left[1 - 0,15 \left(\frac{M_{crl}}{M_y} \right)^{0,4} \right] \left(\frac{M_{crl}}{M_y} \right)^{0,4} M_y \quad (3)$$

Mô men mất ổn định méo của tiết diện

Nếu $\lambda_d \leq \lambda_{d2}$:

$$\text{Với } \lambda_d \leq \lambda_{d1} : M_{nd} = M_{ynet} \quad (4)$$

Với

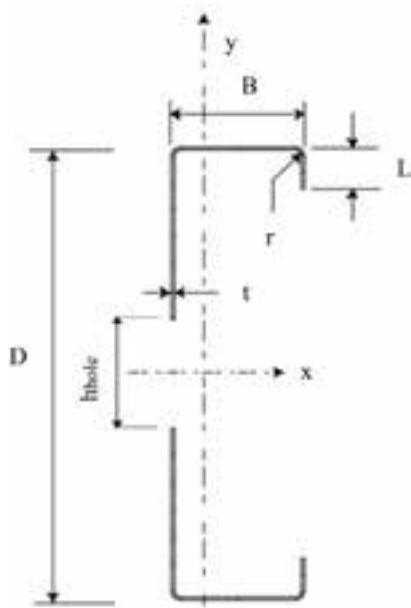
$$\lambda_{d1} < \lambda_d \leq \lambda_{d2} : M_{nd} = M_{ynet} - \left(\frac{M_{ynet} - M_{d2}}{\lambda_{d2} - \lambda_{d1}} \right) (\lambda_d - \lambda_{d1}) \quad (5)$$

Nếu $\lambda_d > \lambda_{d2}$:

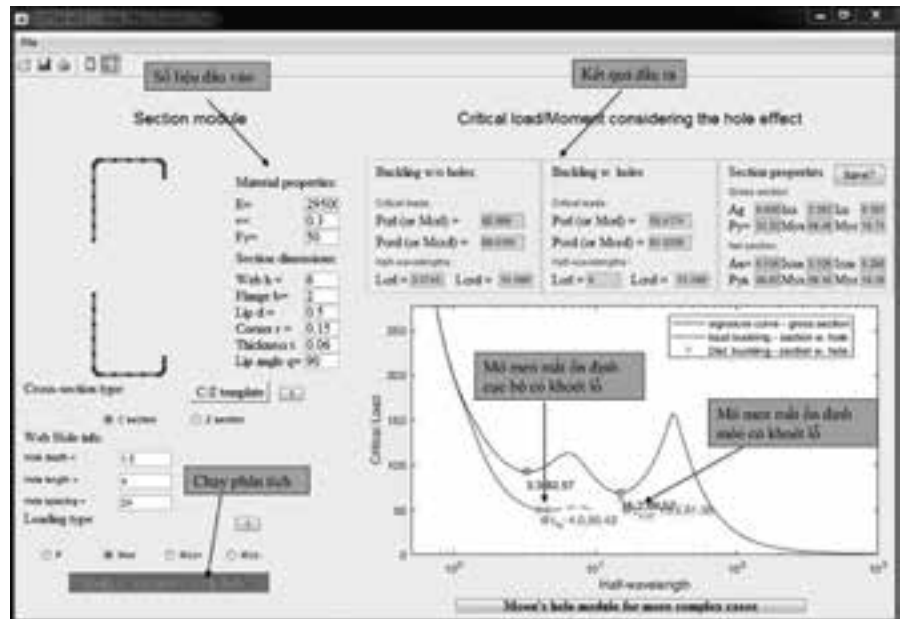
$$\text{Với } \lambda_d \leq 0,673 : M_{nd} = M_y \quad (6)$$

Với

$$\lambda_d > 0,673 : M_{nd} = \left[1 - 0,22 \left(\frac{M_{crl}}{M_y} \right)^{0,5} \right] \left(\frac{M_{crl}}{M_y} \right)^{0,5} M_y \quad (7)$$

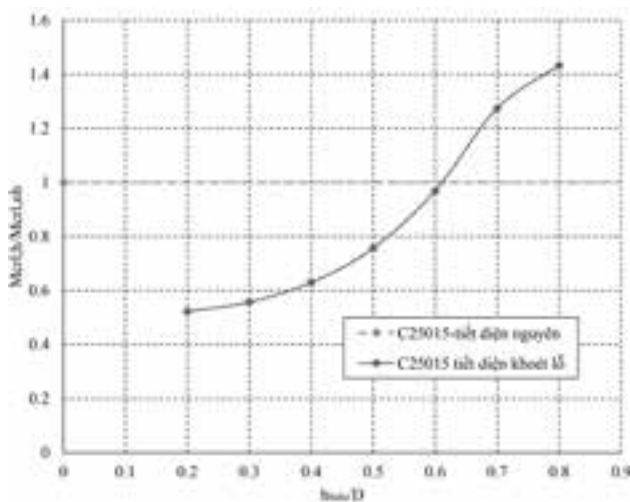


a)

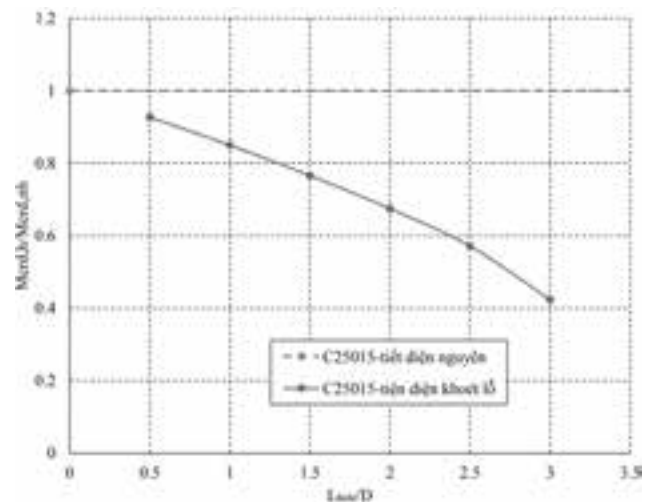


b)

Hình 1. Các kích thước chính của tiết diện chữ C khoét lỗ (a) và giao diện phần mềm phân tích mất ổn định tiết diện (b)



a)



b)

Hình 2. Kết quả phân tích mất ổn định cục bộ (a) và méo tiết diện (b) của tiết diện chữ C có lỗ khoét khi kích thước lỗ khoét thay đổi

Trong đó:

S_{net} là mô đun chống uốn tiết diện giảm yếu;

F_y là ứng suất chảy của vật liệu thép;

λ_1, λ_2 là các độ mảnh danh nghĩa mất ổn định cục bộ và méo tiết diện, $\lambda_1 = \sqrt{M_y / M_{cr1}}$; $\lambda_2 = \sqrt{M_y / M_{cr2}}$;

M_y, M_{ynet} là mô men chảy dẻo của tiết diện nguyên và tiết diện giảm yếu;

M_{cr1}, M_{cr2} là mô men mất ổn định tuyến tính cục bộ và méo tiết diện có lỗ khoét, được xác định bằng sử dụng các phân tích mất ổn định được trình bày trong Mục 3.

$\lambda_{d1}, \lambda_{d2}$ là các độ mảnh danh nghĩa liên quan đến mất ổn định méo tiết diện;

$$\lambda_{d1} = 0,673 \left(\frac{M_{ynet}}{M_y} \right)^3; \lambda_{d2} = 0,673 \left[1,7 \left(\frac{M_y}{M_{ynet}} \right)^{2,7} - 0,7 \right];$$

$$M_{d2} = \left[1 - 0,22 \left(\frac{1}{\lambda_{d2}} \right) \right] \left(\frac{1}{\lambda_{d2}} \right) M_y$$

3. Khảo sát ảnh hưởng của kích thước lỗ khoét đến khả năng chịu uốn của tiết diện thép chữ C tạo hình nguội

Tiết diện dùng trong khảo sát là C25015 với các kích thước hình học, bao gồm chiều cao $D = 254\text{mm}$; chiều rộng $B = 76\text{mm}$; sườn biên $L = 21,5\text{mm}$; chiều dày $t = 1,5\text{mm}$. Chiều cao lỗ khoét thay đổi từ 0,2 đến 0,8 lần chiều cao tiết diện, còn chiều dài lỗ khoét dao động từ 0,5 đến 3 lần chiều cao tiết diện. Các thông số đặc trưng của tiết diện được biểu diễn trên Hình 1(a). Vật liệu thép dùng trong khảo sát có các đặc trưng vật liệu, bao gồm ứng suất chảy $F_y = 345\text{MPa}$, mô đun đàn hồi $E = 203400\text{MPa}$.

3.1. Phân tích mất ổn định tuyến tính của tiết diện khảo sát

Phân tích mất ổn định được thực hiện bằng mô đun phần mềm được phát triển dựa trên nền tảng của phần mềm CUFSM [8], được thể hiện như trên Hình 1(b). Dựa theo báo cáo của Pham [9] đã chỉ ra rằng mô men mất ổn định cục bộ phụ thuộc vào tỉ số chiều cao lỗ khoét và chiều cao tiết diện h_{hole}/D , còn mô men mất ổn định méo tiết diện lại chịu ảnh hưởng của chiều dài lỗ khoét L_{hole}/D . Khảo sát do đó sẽ xác định mô men mất ổn định tiết diện của hai loại mất ổn định trên ứng với sự thay đổi của chiều cao và chiều dài lỗ khoét, kết quả được đưa ra như trên Hình 2.

Kết quả thu được cho thấy khi kích thước lỗ khoét tăng lên thì mô men mất ổn định cục bộ tuyến tính tăng lên còn mô men mất ổn định méo tiết diện giảm xuống. Với mất ổn định cục bộ, khi chiều cao lỗ khoét nhỏ mô men mất ổn định tại vị trí lỗ khoét nhỏ hơn và giảm đến hơn 40% so với tiết diện nguyên nên mất ổn định xảy ra tại vị trí lỗ khoét. Khi tỉ số h_{hole}/D lớn hơn 0,6 thì mô men mất ổn định cục bộ tại lỗ khoét lớn hơn so với tiết diện nguyên, nên mất ổn định cục bộ xảy ra tại phần tiết diện nguyên giữa hai lỗ khoét và mô men mất ổn định cục bộ của tiết diện khoét lỗ bằng được lấy bằng mô men cục bộ của tiết diện nguyên. Điều này được giải thích do kích thước lỗ khoét tăng làm cho phần phẳng còn lại của phía trên và dưới lỗ khoét bản bụng giảm, dẫn đến độ mảnh của các phần bản bụng này giảm và tính ổn định tăng. Với mất ổn định méo tiết diện, mô men mất ổn định méo của tiết diện có thể giảm xuống hơn 50% khi chiều dài lỗ khoét tăng đến 3 lần chiều cao tiết diện.

3.2. Xác định khả năng chịu uốn của tiết diện khảo sát

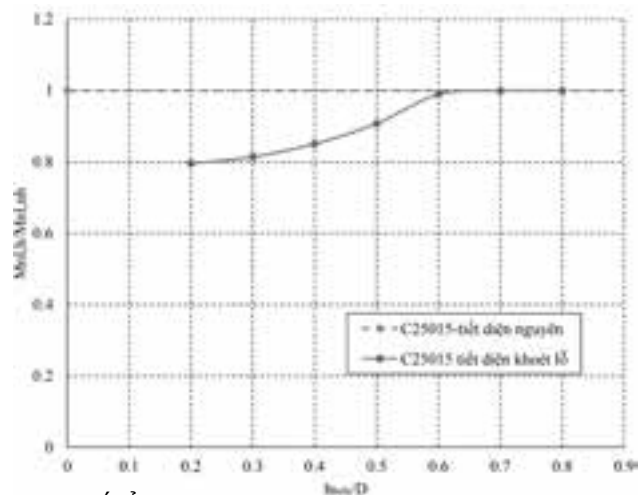
Khả năng chịu uốn của tiết diện chữ C25015 khảo sát được xác định dựa theo các công thức trình bày tại Mục 2. Kết quả khảo sát đưa ra được với hai thành phần mô men, bao gồm mô men gây ra mất ổn định cục bộ và mô men gây ra mất ổn định méo tiết diện, được biểu diễn như trên Hình 3(a) và 3(b). Trong đó mô men gây mất ổn định cục bộ chỉ phụ thuộc vào chiều cao lỗ khoét (h_{hole}/D), còn mô men gây mất ổn định méo tiết diện phụ thuộc vào cả chiều cao và chiều dài lỗ khoét. Khả năng chịu uốn của tiết diện khảo sát là giá trị nhỏ hơn trong hai thành phần mô men trên và được biểu diễn như trên Hình 3(c).

Hình 3(a) cho thấy mô men mất ổn định cục bộ của tiết diện giảm đi khoảng 20% so với tiết diện nguyên với chiều cao lỗ khoét nhỏ ($h_{hole}/D=0,2$). Giá trị này tăng lên tiến đến mô men mất ổn định cục bộ của tiết diện nguyên khi $h_{hole}/D>0,6$, khi đó mất ổn định cục bộ sẽ xảy ra tại vị trí giữa hai lỗ khoét thay vì tại vị trí lỗ khoét.

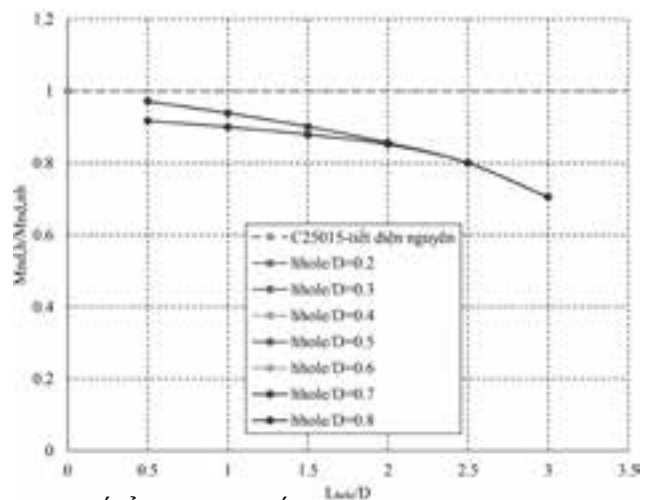
Mô men mất ổn định méo tiết diện có xu hướng giảm khi chiều dài lỗ khoét tăng, giảm tới khoảng 30% so với tiết diện nguyên. Khi chiều cao lỗ khoét tăng, mô men mất ổn định méo mặc dù cũng bị ảnh hưởng nhưng không đáng kể. Điều này có thể thấy mô men mất ổn định méo này không thay đổi khi chiều cao lỗ khoét thay đổi từ tỉ số h_{hole}/D từ 0,2 đến 0,7, và giảm xuống một chút khi tỉ số $h_{hole}/D = 0,8$.

Khả năng chịu lực danh nghĩa của tiết diện khảo sát được thấy trên Hình 3(c) cho thấy mô men mất ổn định cục bộ đóng vai trò chủ đạo với tỉ số h_{hole}/D từ 0,2 đến 0,6 nên đường biểu diễn có sự thay đổi đáng kể so với Hình 3(b), và mô men mất ổn định méo tiết diện quyết định khả năng chịu lực khi tỉ số h_{hole}/D bằng 0,7 và 0,8 nên đường biểu diễn không thay đổi so với Hình 3(b).

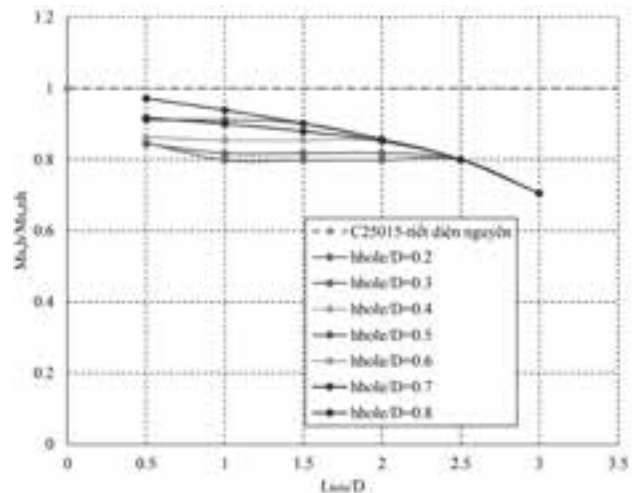
Kết quả trên Hình 3(c) cũng chỉ ra rằng đôi khi kích thước lỗ khoét nhỏ cũng chưa hẳn là tốt hơn so với lỗ khoét kích thước lớn. Điều này được minh chứng khi có cùng một chiều dài lỗ khoét nằm trong khoảng từ D đến $2D$ thì lỗ khoét chiều



a) Mất ổn định cục bộ



b) Mất ổn định méo tiết diện



c) Khả năng chịu uốn của tiết diện

Hình 3. Khả năng chịu uốn của tiết diện chữ C25015 có lỗ khoét

cao lớn hơn lại có khả năng chịu uốn cao hơn với chiều cao lỗ khoét dao động từ $0,2D$ đến $0,7D$. Nguyên nhân được giải thích do trong các trường hợp này tiết diện xảy ra mất ổn định cục bộ tại vị trí các lỗ khoét mà có chiều cao càng lớn thì mô men mất ổn định cục bộ càng cao như đã trình bày ở trên.

Dựa trên kết quả Hình 3(c) cho tiết diện khảo sát cũng cho thấy khi cần tạo một lỗ có một diện tích nhất định thì việc

lấy chiều cao lớn và chiều dài nhỏ sẽ tốt hơn là chiều cao nhỏ và chiều dài lỗ khoét lớn. Điều này giải thích là chiều cao lớn và chiều dài nhỏ sẽ có xu hướng làm tăng mô men mất ổn định cục bộ và mô men méo tiết diện, còn chiều cao nhỏ và chiều dài lớn đều làm cho mô men mất ổn định cục bộ và mô men méo tiết diện có xu hướng giảm xuống.

4. Kết luận

Bài báo đã tiến hành khảo sát khả năng chịu uốn của tiết diện thép tạo hình nguội C25015 có lỗ khoét với sự thay đổi chiều cao và chiều dài lỗ khoét. Khả năng chịu uốn của tiết diện được xác định theo quy định trong tiêu chuẩn thép tạo hình nguội của Hoa Kỳ AISI S100-2016. Dựa trên kết quả khảo sát, các kết luận chính sau được đưa ra :

- Khi chiều cao lỗ khoét tăng lên thì mô men mất ổn định cục bộ tăng lên. Mô men mất ổn định cục bộ do đó xảy ra tại vị trí lỗ khoét khi chiều cao lỗ khoét nhỏ và xảy ra giữa các lỗ khoét khi chiều cao lỗ khoét tăng.

- Khi chiều dài lỗ khoét tăng thì mô men mất ổn định méo tiết diện có xu hướng giảm xuống.

- Với cùng một diện tích lỗ khoét, việc chọn chiều cao lớn và chiều dài nhỏ sẽ tốt hơn chiều cao nhỏ và chiều dài lớn.

Các kết luận trên đã cung cấp ứng hiểu biết nhất định về khả năng chịu uốn của tiết diện chữ C khảo sát, giúp cho người thiết kế có định hướng trong chọn kích thước lỗ khoét hợp lý nhằm đạt hiệu quả về chịu lực.

Tài liệu tham khảo

1. R.A. Ortiz-Collerg. The load carrying capacity of perforated cold-formed steel columns. Cornell University, Ithaca, NY, 1981.
2. American Iron and Steel Institute. North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members. Washington DC: American Iron and Steel Institute, USA, 2016.
3. American Iron and Steel Institute. Development of CUFSM Hole Module and Design Tables for the Cold-formed Steel Cross-sections with Typical Web Holes in AISI D100. Research Report RP21-01, 2021.
4. American Iron and Steel Institute. Development of CUFSM Hole Module and Design Tables for the Cold-formed Steel Cross-sections with Typical Web Holes in AISI D100. Research Report RP21-02, 2021.
5. C.D. Moen. Direct Strength design for cold-formed steel members with perforations. PhD thesis. Johns Hopkins University, Baltimore, 2008.
6. C.D. Moen and B.W. Schafer. Experiments on cold-formed steel columns with holes. Thin-Walled Structures, vol. 46, no. 10, pp. 1164–1182, 2008.
7. C.D. Moen and B.W. Schafer. Elastic buckling of cold-formed steel columns and beams with holes. Engineering Structures, vol. 31, no. 12, pp. 2812–2824, 2009.
8. Z. Li and B.W. Schafer. Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: Conventional and constrained finite strip methods. Saint Louis, Missouri, USA, 2010.
9. P.N. Hieu. Nghiên cứu ảnh hưởng của lỗ khoét đến sự mất ổn định tuyến tính của cấu kiện thép tạo hình nguội. Đại học Kiến trúc Hà Nội, 2021.

Tổng quan về các tiêu chuẩn đánh giá kết cấu...

(tiếp theo trang 83)

sát vật liệu trên kết cấu), nên việc xây dựng một quy trình đánh giá có tính thực hành sao cho các kỹ sư có thể áp dụng được là rất cần thiết.

Quy trình đánh giá kết cấu hiện hữu có thể được xây dựng theo ISO và châu Âu [1-2,3-4], hoặc ISO và Mỹ [1-2, 5-10], hoặc ISO và Nga [1-2,11], trong đó lựa chọn theo ISO

và châu Âu là phù hợp với thực tế đang xây dựng bộ tiêu chuẩn mới của Bộ Xây dựng.

Lời cảm ơn: Bài báo này được hoàn thành trong khuôn khổ đề tài NCKH cấp Bộ, mã số RD43-21: "Nghiên cứu xây dựng quy trình đánh giá an toàn công trình trong quá trình khai thác, sử dụng"./.

Tài liệu tham khảo

1. ISO 13822:2010. Bases for design of structures - Assessment of existing structures.
2. ISO 2394:2015. General principles on reliability for structures.
3. BS EN 1998-3:2005 (Eurocode 8). Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
4. JRC 94918 (EUR 27128 EN), 2015. New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures.
5. ASCE 11-99. Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings.
6. ASCE SEI 41-17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.
7. ACI 437R-19. Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings.
8. ACI 364.1R-94 (Reapproved 1999). Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior Rehabilitation.
9. ACI 562-19. Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures.
10. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
11. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.
12. СП РК 1.04-101-2012. Обследование и оценка технического состояния зданий и сооружений.
13. ЦНИИПромзданий (2001). Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам.
14. TCVN 9381:2012. Hướng dẫn đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà.
15. NX Chính (2016). Về các tiêu chuẩn khảo sát và phân loại tình trạng kỹ thuật nhà và công trình xây dựng. Tạp chí KHCN xây dựng, số 1/2016, trang 84-88.
16. TCVN 5574:2018. Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.
17. BS EN 1992-1-1:2004 (Eurocode 2). Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings.

Phương pháp thực hành khảo sát kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn

Practical Methods to Investigate Corroded Reinforced Concrete Structures

Vũ Hoàng Hiệp⁽¹⁾, Đặng Vũ Hiệp⁽²⁾, Vũ Ngọc Anh⁽³⁾

Tóm tắt

Khảo sát đặc trưng vật liệu trên kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn bằng các phương pháp khoan lấy mẫu hay thí nghiệm không phá hủy là khó khăn. Bài báo này đề xuất áp dụng công thức thực nghiệm từ nhiều nghiên cứu đã được công bố, xác định tính chất cơ học của vật liệu bê tông, cốt thép, diện tích cốt thép sau khi bị ăn mòn, chủ yếu thông qua bề rộng vết nứt. Đề xuất này được kiểm chứng thông qua thí nghiệm và kết quả khảo sát thực tế. Đặc trưng vật liệu chính là số liệu đầu vào của các mô hình tính toán khả năng chịu lực của kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn.

Từ khóa: khảo sát, công thức thực nghiệm, bê tông cốt thép, ăn mòn

Abstract

It is challenging to investigate material characteristics in corroded reinforced concrete structures by core testing (direct method) or non-destructive testing (NDT). This paper proposes to apply empirical formulas from many published studies to determine the mechanical properties of concrete and reinforcement, and the area of reinforcement after corrosion, mainly through using corrosion-induced crack width. This proposal is verified through experiments and actual investigation results. The setup of an experiment and actual investigation results for verifying the proposed formulas are presented herein. Material characteristics are the input data of the models to calculate and assess corroded reinforced concrete structures.

Key words: investigation, empirical formula, reinforced concrete, corrosion

(1)PGS.TS, Khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội,
Email: <vuhoanghiệp@hau.edu.vn>

(2)PGS.TS, Khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội,

(3)PGS.TS, Vụ KHCN & Môi trường,
Bộ Xây dựng

Ngày nhận bài: 21/03/2022
Ngày sửa bài: 11/04/2022
Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Giới thiệu

Ăn mòn là một quá trình môi trường tác động làm phá hủy dần các thành phần vật liệu có hoạt tính trên kết cấu bê tông cốt thép (BTCT), chủ yếu qua các phản ứng hóa học và điện hóa. Cơ chế ăn mòn phổ biến nhất đối với kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn là cơ chế vật liệu bê tông bị cacbonat hóa, chuyển hóa thành phần $\text{Ca}(\text{OH})_2$ thành CaCO_3 , làm thay đổi độ pH, mất chức năng bảo vệ cốt thép thụ động. Nước và các chất oxy hóa tác dụng làm gỉ cốt thép. Vùng xâm thực của môi trường biển có ion clorua xâm nhập gây cơ chế ăn mòn điện hóa làm cốt thép sẽ bị gỉ, suy giảm tiết diện cốt thép nhanh hơn nhiều. Mặt khác, bê tông còn bị ăn mòn khi tiếp xúc với chất lỏng hoặc khí có chứa các chất ăn mòn. Khoáng C_3A trong xi măng khi thủy hóa, phản ứng với các thành phần của nước biển tạo ra sản phẩm ettringit có thể tích tăng tạo ra ứng suất phá vỡ cấu trúc đá xi măng, cangkhoáng C_3S thủy hóa giải phóng hydroxit canxi, tác dụng với nước biển tạo ra muối dễ hòa tan.

Với cơ chế ăn mòn như trên, sự hư hỏng và suy giảm độ bền, tuổi thọ của kết cấu BTCT có những đặc điểm khác so với tải trọng tác dụng làm phá hỏng kết cấu. Do vậy, cần có những nghiên cứu chuyên sâu, phương pháp riêng để xác định tính chất cơ học của vật liệu, đặc trưng của cốt thép và các lý thuyết tính toán, kiểm tra khả năng chịu lực, ứng xử của kết cấu BTCT bị ăn mòn.

2. Các phương pháp xác định mức độ ăn mòn và tính chất cơ học của vật liệu

2.1. Xác định nguy cơ ăn mòn và diện tích cốt thép bị ăn mòn

- Phương pháp đo điện thế: Phương pháp này được các tiêu chuẩn ASTM-C876-15 [6] và TCVN 9348:2012 [4] chỉ dẫn sử dụng. Dùng thanh kim loại nằm trong dung dịch cùng ion âm nối với cực âm của vôn kế trong khi thanh thép trong bê tông được nối với cực dương của vôn kế. Thông qua hiệu điện thế dòng ăn mòn đo được chỉ cho phép đánh giá khả năng cốt thép trong bê tông có bị ăn mòn hay không. Không đánh giá được tỷ lệ ăn mòn. Giá trị đo được bị ảnh hưởng mạnh bởi điều kiện môi trường, vết nứt, độ pH, điện trở của bê tông, chiều dày lớp bê tông bảo vệ.

- Phương pháp đo điện trở của bê tông: Quá trình ăn mòn cốt thép phát triển tùy thuộc vào sự cung cấp oxy đến cực cathode và điện trở bê tông. Xác định giá trị điện trở bê tông sẽ nhận dạng được định tính về tình trạng ăn mòn cao hay thấp [16], không định lượng được chính xác mức độ ăn mòn cốt thép.

- Phương pháp sử dụng sóng âm thanh AE (Acoustic Emission): Đầu đo AE có thể nhận dạng được vị trí và độ lớn của nguồn gây sóng âm (dân nổ thể tích do gỉ). Rung động cơ học sẽ được chuyển thành tín hiệu điện tử qua bộ khuếch đại và được ghi lại. Di Benedetti và cộng sự [14] chứng minh phương pháp này là hiệu quả để phát hiện sự khởi phát ăn mòn cốt thép trong bê tông, nhưng rất khó xác định tỷ lệ ăn mòn thông qua tín hiệu AE, vốn nhạy cảm với các sóng nhiễu khác, không thích hợp đo hiện trường.

- Phương pháp điện trở phân cực tuyến tính LPR (Linear polarization resistance): Trong phương pháp LPR, một điện thế thấp ($10 \pm 30\text{mV}$) được duy trì giữa điện cực tham chiếu trên bề mặt bê tông và thanh cốt thép bị ăn mòn trong kết cấu [8]. Từ cường độ dòng điện đo được trong một khoảng thời gian nhất định và điện thế duy trì sẽ xác định được điện trở phân cực (R_p). Mật độ dòng điện ăn mòn tức thời (hay: tỷ lệ ăn mòn tức thời) i_{corr} được tính trực tiếp từ giá trị R_p .

- Phương pháp dòng tĩnh xung tức thời GP (Galvanostatic Pulse) là một phương pháp mạnh được phát triển sau năm 1988. Cường độ dòng điện I_{app} thường từ $5-500\mu\text{A}$ áp trong khoảng thời gian ngắn 5-30s cho ăn mòn chủ động. Sau khi cốt thép bị phân cực, đo sự thay đổi điện thế giữa cực tham chiếu và thanh thép. Sử dụng đường cong quan hệ điện thế và thời gian xác định điện trở phân cực và điện trở bê tông để tính toán tỷ lệ ăn mòn. Ưu điểm của phương

pháp này là xác định nhanh tỷ lệ ăn mòn, ít bị ảnh hưởng môi trường. Tuy nhiên dây dẫn điện nối với cốt thép trong kết cấu và thời gian đo kéo dài quá 100s sẽ ảnh hưởng đến độ chính xác của phép đo.

- Các nghiên cứu phát triển công thức thực nghiệm được các tác giả Liu.T và Weyers. R.W [13] công bố cho phép xác định tỷ lệ ăn mòn từ các tham số là hàm lượng clorua trong môi trường, nhiệt độ bề mặt cốt thép, điện trở bề tông bảo vệ, thời gian. Công thức của Vu. K.A.T và Stewart.M.G [19] tính được tỷ lệ ăn mòn là hàm của chất lượng và chiều dày lớp bê tông bảo vệ (w/c, C). T. Vidal cùng cộng sự [18] lần đầu tiên đề nghị mối quan hệ giữa bề rộng vết nứt do ăn mòn thép dọc và mất mát diện tích cốt thép do ăn mòn gây ra trong điều kiện rất gần với tự nhiên. Cùng nhiều các công thức thực nghiệm xác định tính chất cơ học của cốt thép bị ăn mòn được công bố thông qua các tham số rất thuận lợi khi khảo sát, đo đạc hiện trường.

- Phương pháp phá hoại mẫu đề nghị trong ASTM G1-03 [7] phải lấy mẫu cốt thép ra khỏi bê tông, đánh giá mất mát diện tích tiết diện ngang cốt thép hay mất mát trọng lượng thanh cốt thép một cách chính xác nhất bằng cách ngâm thanh thép trong dung dịch hỗn hợp của 1000ml HCl với 50g SnCl₂ và 20g Sb₂O₃ trong 25 phút để làm bong toàn bộ lớp gỉ bề mặt. Sau đó thanh thép được cân lên để xác định lượng ăn mòn. Phương pháp này gây tổn thương thêm cho kết cấu đã bị xâm thực, chỉ phù hợp cho nghiên cứu trong phòng thí nghiệm.

2.2. Xác định tính chất cơ học của bê tông trên kết cấu bị ăn mòn

Các phương pháp không phá hủy như sử dụng thiết bị bật nảy, sóng siêu âm vốn khá phổ biến trong khảo sát kết cấu hiện hữu lại có hạn chế trong khảo sát kết cấu BTCT bị ăn mòn, bởi phạm vi sử dụng phương pháp.

- Phương pháp xác định cường độ nén bằng súng bật nảy trong TCVN 9334:2012 [2] đã nêu rõ không áp dụng phương pháp đối với bê tông bị nứt, rỗ hoặc có các khuyết tật, đối với bê tông bị ăn mòn.

- Phương pháp xác định vận tốc xung siêu âm đánh giá chất lượng bê tông - TCVN 9357:2012 đã nêu rõ nguyên tắc để đảm bảo độ tin cậy của phương pháp cần thiết lập trước mối quan hệ giữa vận tốc xung siêu âm với đặc tính của loại bê tông cần đánh giá dựa trên các mẫu đúc sẵn. Như vậy các mẫu đúc sẵn tương tự loại bê tông bị ăn mòn là không thể.

Phương pháp khoan lấy mẫu bê tông là phương pháp có độ chính xác cao khi đánh giá chất lượng bê tông trên kết cấu. Tuy nhiên, tiêu chuẩn TCVN 3105:1993 [1] quy định việc khoan, cắt các mẫu bê tông chỉ được tiến hành tại các vị trí trên kết cấu sao cho sau khi lấy mẫu kết cấu không bị giảm khả năng chịu lực. Đối với kết cấu bê tông cốt thép đã bị ăn mòn vốn đã bị giảm khả năng chịu lực lại lấy mẫu khoan khả năng cao sẽ gây thêm suy giảm hơn nữa. Mặt khác vùng bê tông có các vết nứt do ăn mòn khó có thể lấy được mẫu khoan nguyên vẹn để tiến hành các bước thí nghiệm nén mẫu xác định cường độ chịu nén.

Các phương pháp xây dựng công thức thực nghiệm xác định cường độ và mô đun đàn hồi của bê tông sau khi đã bị ăn mòn, đặc biệt là thông qua diện tích cốt thép bị ăn mòn là một hướng khả thi để xem xét, áp dụng hiện trường.

3. Đề xuất áp dụng các công thức thực nghiệm trong khảo sát vật liệu của kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn

Tổng hợp các phương pháp khảo sát vật liệu trên kết

cấu BTCT bị ăn mòn trong mục 2 nêu trên có thể chia thành 3 nhóm phương pháp chính: Nhóm phương pháp phá hủy mẫu lấy từ kết cấu; Nhóm phương pháp điện hóa không gây phá hủy kết cấu và Nhóm phương pháp sử dụng công thức thực nghiệm.

Phân tích sẽ thấy mỗi nhóm phương pháp đều có mặt mạnh và những hạn chế. Nhóm phương pháp phá hủy mẫu lấy từ kết cấu cho kết quả chính xác nhất, nhưng gây ảnh hưởng nhiều nhất đến khả năng chịu lực của kết cấu. Mặt khác, cấu trúc bê tông bị ăn mòn đã xốp rỗng, tồn tại các vết nứt sẽ rất khó lấy được mẫu khoan nguyên dạng. Nhóm phương pháp không phá hủy dùng các thí nghiệm điện hóa và vật lý không gây tổn hại kết cấu nhưng kết quả đo rất nhạy cảm với điều kiện môi trường. Mật độ các thanh cốt thép trong thực tế ảnh hưởng nhiều loạn thanh thép bị phân cực, chiều dày lớp ăn mòn lớn... là những nguyên nhân khiến việc xác định tỷ lệ ăn mòn có thể sai số rất lớn.

Nhóm phương pháp sử dụng công thức thực nghiệm có tính đơn giản, dễ ứng dụng, ít tốn kém hơn cả vì có thể tính toán được thông số cần khảo sát chỉ thông qua một số tham số dễ thu thập. Do không kể được hết các tham số ảnh hưởng đến ăn mòn nên nhiều trường hợp có thể nằm ngoài phạm vi áp dụng công thức, độ chính xác của kết quả khảo sát cũng hạn chế. Tuy nhiên, với số lượng dữ liệu lớn, mẫu thí nghiệm đa dạng, thời gian theo dõi lâu và sự phát triển của phương pháp, một số kết quả nghiên cứu có thể xem xét áp dụng trong thực tế sẽ được đề xuất, kiểm chứng và xem xét hiệu chỉnh ở các nội dung trình bày dưới đây.

3.1. Xác định tỷ lệ ăn mòn cốt thép bằng công thức thực nghiệm

Nếu đo được tỷ lệ ăn mòn tức thời hay mật độ dòng điện tức thời i_{corr} (mA/cm²) tại thời điểm khảo sát, theo công thức từ định luật Faraday có quan hệ giữa tỷ lệ ăn mòn tức thời i_{corr} (mA/cm²) và mất mát đường kính thanh thép như sau:

$$i_{corr} \text{ (mA/cm}^2\text{)} = 1,716.\delta \quad (3.1)$$

với δ (cm) là mất mát đường kính thanh thép do ăn mòn.

Công thức (3.1) xác tỷ lệ ăn mòn tức thời (trong khoảng thời gian là 1 năm), sau thời gian T năm kể từ khi khởi phát ăn mòn thì lượng suy giảm đường kính thanh thép sẽ là 1,716.δ.T.

Từ δ sẽ xác định được đường kính còn lại của thanh cốt thép bị ăn mòn: $D_{corr} = D - \delta$, với D là đường kính ban đầu.

- Các công thức của Liu.T và Weyers. R.W [13] dựa trên kết quả thực nghiệm trên 2927 số liệu từ 7 bộ mẫu bị phơi nhiễm muối clorua dưới điều kiện ngoài hiện trường trong 5 năm, đã đề nghị công thức dự báo tỷ lệ ăn mòn cho như sau:

$$i_{corr} = 0,926 \exp \left[\frac{7,98 + 0,7771 \ln(1,69C_i) - \frac{3006}{T}}{-0,000116R_c + 2,24t^{-0,215}} \right] \quad (\mu\text{A/cm}^2) \quad (3.2)$$

Công thức (3.2) cho thấy quá trình ăn mòn cốt thép trong bê tông trong môi trường sử dụng phụ thuộc vào lượng chứa clorua, C_i (kg/m³) (thông qua hàm logarit Nepe), nhiệt độ T (K) ở bề mặt cốt thép, điện trở của lớp bê tông bảo vệ R_c (Ω), thời gian ăn mòn t (năm).

Điện trở của bê tông xác định theo công thức thực nghiệm sau:

$$R_c = \exp[8.03 - 0.54 \ln(1 + 1.69C_i)] \quad (\Omega) \quad (3.3)$$

- Một công thức khác của Vu. K.A.T và Stewart. M.G [19]

đưa ra mô hình dự báo tỷ lệ ăn mòn dựa trên giả thiết rằng tỷ lệ ăn mòn được kiểm soát bởi sự tiêu thụ khí O² trên bề mặt cốt thép, bởi vậy tỷ lệ ăn mòn i_{corr} sẽ là hàm của chất lượng và chiều dày lớp bê tông bảo vệ (w/c , C), khi không xác định được hàm lượng clorua trong kết cấu. Nhóm tác giả này đề nghị công thức dự báo tỷ lệ ăn mòn khi bắt đầu giai đoạn phát tán sau 1 năm bắt đầu ăn mòn trong môi trường chứa clorua ở nhiệt độ 20°C, độ ẩm 75%:

$$i_{corr(1)} = \frac{37.8(1-w/c)^{-1.64}}{C} \quad (\mu A/cm^2) \quad (3.4)$$

trong đó, C là chiều dày lớp bê tông bảo vệ (cm); w/c là tỉ lệ nước: xi măng.

Trong suốt quá trình phát tán ăn mòn, tốc độ ăn mòn dự báo theo công thức:

$$i_{corr}(t_p) = 0.85t_p^{-0.29}i_{corr(1)} \quad (\mu A/cm^2) \quad (3.5)$$

với t_p là thời gian tính từ khi giai đoạn mồi bắt đầu (năm).

- Khi kết cấu BTCT đã xuất hiện các vết nứt do ăn mòn trên bề mặt, đề xuất sử dụng công thức của T. Vidal [18] xác định tỷ lệ ăn mòn cốt thép dựa trên bề rộng vết nứt do ăn mòn:

Tính diện tích cốt thép mất mát do ăn mòn cần thiết để gây ra vết nứt đầu tiên trên bề tông:

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{\alpha}{\phi_0} \left(7.53 + 9.32 \frac{c}{\phi_0} \right) 10^{-3} \right]^2 \right], \text{ mm}^2 \quad (3.6)$$

trong đó, c chiều dày lớp bê tông bảo vệ, mm;

A_s là diện tích tiết diện ngang ban đầu thanh thép dọc, mm²;

ϕ_0 là đường kính ban đầu thanh thép dọc, mm.

α là hệ số tập trung, lấy = 2 cho ăn mòn đồng đều; = 4÷8 cho ăn mòn điểm.

Bề rộng vết nứt do ăn mòn gây ra xác định theo công thức sau:

$$w = K(\Delta A_s - \Delta A_{s0}), \text{ mm} \quad (3.7)$$

trong đó, $K = 0,0575$ là hệ số thực nghiệm xác định từ hồi quy tuyến tính.

Xác định bề rộng vết nứt do ăn mòn trên bề mặt bê tông dễ dàng thực hiện tại hiện trường mà không phụ thuộc vào các yếu tố môi trường. Từ công thức (3.7) có thể suy ra mất mát diện tích cốt thép dọc ΔA_s trực tiếp.

3.2. Xác định cường độ vật liệu bê tông, cốt thép bị ăn mòn

Sau khi xác định được diện tích cốt thép đã bị ăn mòn theo mục 3.1, áp dụng công thức của Mohsen [15], xác định cường độ chịu nén của bê tông khi xảy ra ăn mòn cốt thép:

$$f'_{c,corr} = (1 - \lambda)f'_c \quad (3.8)$$

trong đó: $f'_{c,corr}$ và f'_c là cường độ bê tông khi bị ăn mòn cốt thép và cường độ bê tông ban đầu;

λ là phần trăm giảm cường độ chịu nén của bê tông, phụ thuộc vào mức độ ăn mòn cốt thép và tỷ lệ nước/xi măng (N/X)

$$+ \text{ với } N/X = 0,4: \quad \lambda = 2,72.Q_{corr} - 1,98 \quad (3.9)$$

$$+ \text{ với } N/X = 0,45: \quad \lambda = 2,29.Q_{corr} - 1,73 \quad (3.10)$$

$$+ \text{ với } N/X = 0,5: \quad \lambda = 2,57.Q_{corr} - 1,87 \quad (3.11)$$

Q_{corr} là mức độ cốt thép bị ăn mòn (%), tính theo công thức:

$$Q_{corr} = 1 - \left(\frac{d_{corr}}{d_0} \right)^2 \quad (3.12)$$

với: d_{corr} và d_0 là đường kính cốt thép đã bị ăn mòn và đường kính cốt thép ban đầu.

Công thức của Du Y.G. và cộng sự [9] xác định cường độ chịu kéo của cốt thép khi xảy ra ăn mòn cốt thép như sau

$$f_s^C = (1 - \beta \times \Delta w) f_0 \quad (3.13)$$

trong đó: f_s^C và f_0 lần lượt là cường độ chịu kéo của cốt thép khi bị ăn mòn và cường độ cốt thép ban đầu ;

β là hệ số suy giảm cường độ, lấy = 0,005.

Δw là tỉ lệ khối lượng cốt thép bị ăn mòn trung bình so với khối lượng cốt thép ban đầu (%).

4. Đánh giá độ tin cậy của các công thức thực nghiệm

4.1. Áp dụng xác định khả năng chịu lực của cấu kiện

Xác định khả năng chịu lực cho dầm BTCT bị ăn mòn từ các thông số đặc tính cơ học của vật liệu ban đầu và bản đồ vết nứt do ăn mòn gây ra được xác định trên cấu kiện: Tiết diện $b \times h = 150 \times 280 \text{ mm}$; Nhịp tính toán 2800mm; $f_y = 500 \text{ MPa}$; $f_c = 45 \text{ MPa}$; Cốt dọc chịu kéo 2φ16; Chiều cao làm việc 224mm.

Dầm bị ăn mòn, các vết nứt dọc theo thanh thép dọc do ăn mòn gây ra ở mặt trước lớn nhất là 1.6mm gần vùng có mô men lớn nhất. Ở mặt sau của dầm vết nứt do ăn mòn gây ra lớn nhất là 2.7mm gần vùng có mô men lớn. Ở mặt chịu kéo của dầm ở vùng giữa dầm vết nứt lớn nhất do ăn mòn gây ra rộng 1.8mm. Ở hai đầu dầm, nơi có mô men nhỏ, bề rộng vết nứt lớn nhất do ăn mòn gây ra là 2.5mm. Mặt chịu nén không xuất hiện vết nứt do ăn mòn.

Để dự báo mất mát diện tích cốt thép thông qua bản đồ vết nứt do ăn mòn, trong ví dụ này sử dụng công thức của T. Vidal [18] như trình bày tại mục 3.1:

$$w = K(\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \Rightarrow \Delta A_s = \frac{w + K\Delta A_{s0}}{K}$$

Diện tích mất mát cốt thép dọc trung bình tại khu vực giữa dầm tính theo mô hình T. Vidal, $\Delta A_s = 67,87 \text{ mm}^2$, tương đương mất mát diện tích cốt dọc do ăn mòn trung bình 16,88%.

Diện tích cốt dọc còn lại: $A_{s,corr} = 402 - 67,87 = 334,13 \text{ (mm}^2\text{)}$

Cường độ chịu kéo của cốt thép dọc kể đến ăn mòn tính theo công thức của Du và cộng sự [9] đề nghị cho trong mục 3.2:

$$f_s^C = (1 - \beta \times \Delta w) f_0 = (1 - 0,005 \times 16,88) \times 500 = 457,8 \text{ (MPa)}$$

Thay số tính được chiều cao vùng bê tông chịu nén:

$$s = \frac{f_s^C A_{s,corr}}{0,85 f_{c,corr} b} = \frac{457,8 \times 334,13}{0,85 \times 45 \times 150} = 26,66 \text{ (mm)}$$

Hợp lực bê tông vùng nén:

$$F_{cc} = 0,85 f_{c,corr} b s = 0,85 \times 45 \times 150 \times 26,66 = 152961,75 \text{ (N)}$$

- Mô men giới hạn:

$$M_u = M_c = F_{cc} \left(d - \frac{1}{2} s \right) = 152961,75 \times \left(224 - \frac{1}{2} \times 26,66 \right) = 32224451,87 \text{ (Nmm)} \approx 32,2 \text{ (kNm)}$$

Kết quả thử tải cho thấy mô men giới hạn dầm chịu được là 64 kNm[11], dự báo có sai số 24%, thiên về an toàn.

4.2. Áp dụng trong đánh giá ứng xử của dầm chịu uốn

Kiểm tra ứng xử dầm bê tông cốt thép bị ăn mòn do chính nhóm tác giả thực hiện[10] có sơ đồ vết nứt như Hình 1:

Sử dụng các công thức của T. Vidal xác định diện tích cốt thép còn lại sau khi bị ăn mòn, tính toán độ cứng mỗi phần tử kết quả trình bày trong Bảng 1:

Với các số liệu khảo sát xác định theo công thức thực nghiệm, dùng lý thuyết Phần tử lớn [17], tính toán độ võng của dầm và so sánh với kết quả thí nghiệm cho thấy: tại mức tải 30kN, độ võng dầm theo tính toán là 4,4mm, độ võng dầm thí nghiệm là 5,2mm. Chênh lệch kết quả 15,3% theo hướng thiên về an toàn.

4.3. Xác định diện tích cốt thép tại hiện trường

Tiến hành khảo sát hiện trường cấu kiện cột BTCT bị ăn mòn phát lộ vết nứt dọc cốt thép dọc như Hình 2. Đo đạc vết nứt do ăn mòn trên bề mặt bê tông được chiều rộng vết nứt là 2,4mm, dùng thiết bị điện tử xác định được đường kính cốt thép $\phi 18$, chiều dày lớp bê tông bảo vệ 23mm.

Dùng công thức T. Vidal xác định được diện tích cốt thép bị mất mát $\Delta A_s = 42,84\text{mm}^2$.

Đục bỏ lớp bê tông bảo vệ và lấy mẫu cốt thép ra khỏi cấu kiện. Ngâm mẫu thép trong dung dịch HCl trong 25 phút rồi đánh sạch gỉ, sấy khô. Cân xác định khối lượng thực tế của mẫu thép. Tính quy đổi ra diện tích tiết diện thực tế còn lại của thanh cốt thép bị ăn mòn là $232,35\text{mm}^2$. Diện tích cốt thép bị mất mát thực tế là $\Delta A_{\text{stt}} = 22,11\text{mm}^2$.

Như vậy, diện tích cốt thép bị mất mát dự báo đã sai lệch 48% so với thực tế. Nhưng diện tích cốt thép dọc còn lại (thông số đưa vào tính khả năng chịu lực của cấu kiện [20]) dự báo chỉ sai lệch 9% so với thực tế khảo sát. Sai số này là chấp nhận được.

5. Kết luận

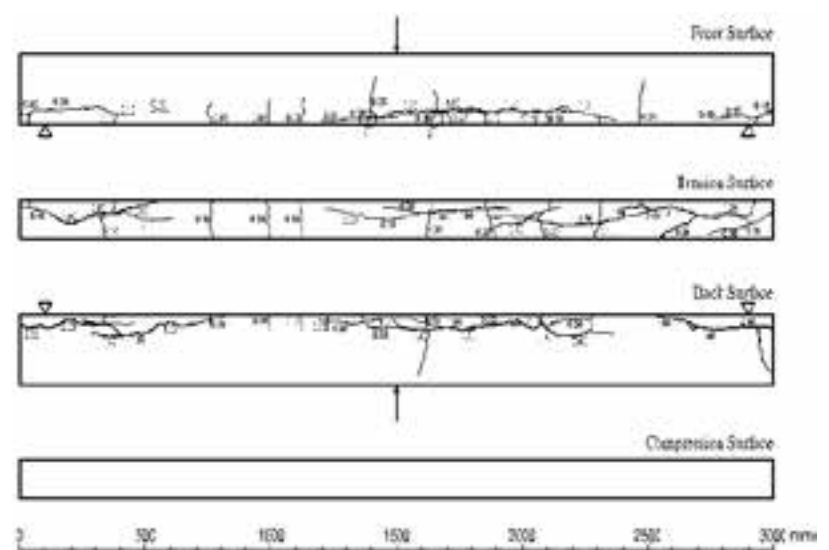
Khảo sát kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn là công việc phức tạp, dễ gặp nhiều sai số, ảnh hưởng đến kết quả đánh giá an toàn kết cấu.

Các phương pháp không phá hủy thông thường áp dụng khảo sát kết cấu bê tông cốt thép nói chung bị hạn chế khi khảo sát kết cấu bê tông cốt thép bị ăn mòn, thậm chí không áp dụng được.

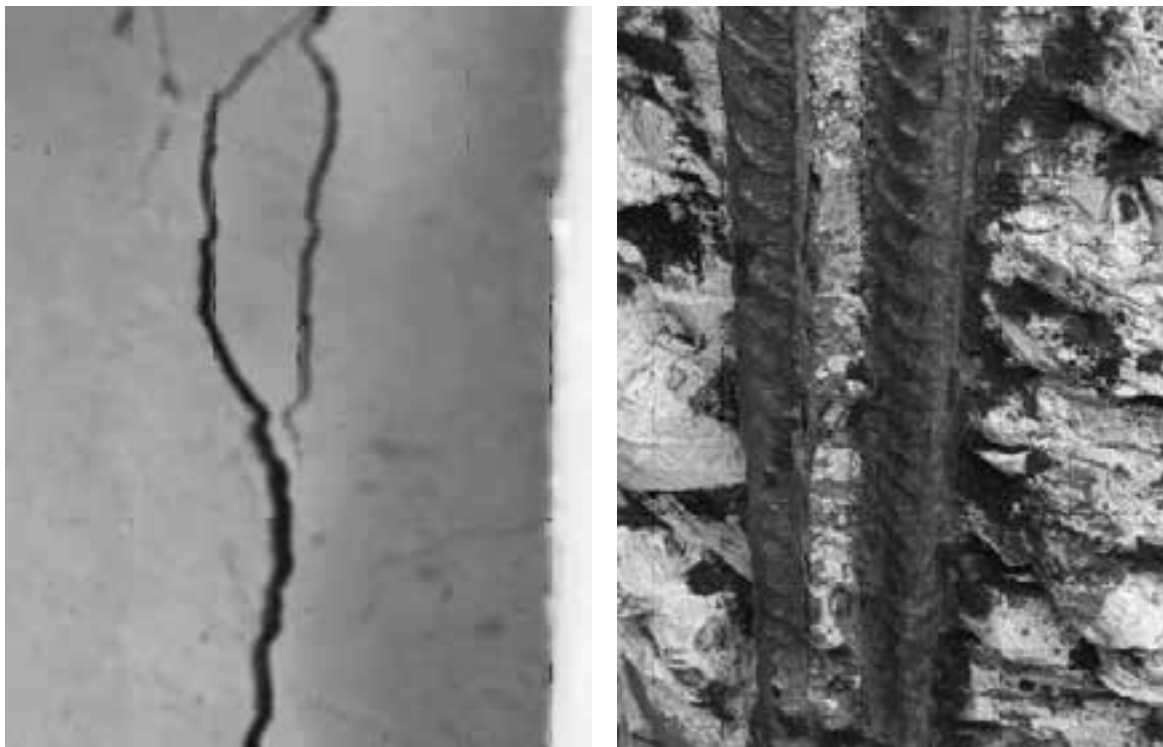
Bài báo đề xuất áp dụng các công thức thực nghiệm được công bố từ những trung tâm nghiên cứu chuyên sâu về ăn mòn của châu Âu và Hoa Kỳ cho thấy sự khả thi và đã được kiểm nghiệm sai số chấp nhận được. Dấu hiệu vết nứt ăn mòn dùng để đánh giá

Bảng 1: Số liệu tính toán dầm A2CL3

Phần tử	L_e (mm)	w (mm)	ΔA_s (mm ²)	A_{sr} (mm ²)	L_t (mm)	L_{tcor} (mm)	Mô men quán tính trung bình phần tử lớn I_{mcor} (mm ⁴)
1	130	0.5 2.5	16 51	335	150	366	0.7566 E+8
2	150	0.2 2.0	11 42	349		285	0.7566 E+8
3	387	0.1 1	9 24	369		198	1.0372 E+8
4	218	0 0	0 0	402		150	0.9728 E+8
5	136	0 0	0 0	402		150	0.8856 E+8
6	261	0.7 0.3	19 12	371		190	0.9033 E+8
7	254	0.9 1.2	23 28	351		246	0.8159 E+8
8	83	1.6 1.8	35 38	329		344	0.6997 E+8
9	133	1.5 2.0	33 42	327		356	0.7067 E+8
10	204	1.5 2.0	33 42	327		356	0.7239 E+8
11	48	1.5 1.8	33 38	331		335	0.6957 E+8
12	207	0.9 0.9	23 23	356		229	0.8084 E+8
13	156	0.6 0.6	18 18	366		198	0.8118 E+8
14	150 (239)	0 1.6	0 35	367		239	0.8393 E+8
15	283 (194)	0.1	9	344		333	0.7536 E+8



Hình 1: Sơ đồ vết nứt dầm



Hình 2: Vết nứt ăn mòn trên cột và cốt thép được lấy mẫu

tình trạng ăn mòn và đặc trưng cơ học vật liệu bị ăn mòn rất đơn giản, dễ sử dụng.

Để tăng thêm độ tin cậy cho kết quả khảo sát kết cấu bê

tông cốt thép bị ăn mòn, trên từng công trình cụ thể có thể đối chứng với kết quả lấy mẫu đại diện để hiệu chỉnh công thức thực nghiệm bằng hệ số điều chỉnh phù hợp./.

Tài liệu tham khảo

1. TCVN 3105:1993, Hỗn hợp bê tông nặng và bê tông nặng - Lấy mẫu, chế tạo và bảo dưỡng mẫu thử. Bộ KH&CN, 1993.
2. TCVN 9334:2012, Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ nén bằng súng bột nảy. Bộ KH&CN, 2012.
3. TCVN 9335:2012, Bê tông nặng - Phương pháp thử không phá hủy - Xác định cường độ nén sử dụng kết hợp máy đo siêu âm và súng bột nảy. Bộ KH&CN, 2012.
4. TCVN 9348:2012, Bê tông cốt thép - Kiểm tra khả năng cốt thép bị ăn mòn - Phương pháp điện thế. Bộ KH&CN, 2012.
5. TCVN 9356:2012, Kết cấu BTCT - Phương pháp điện từ xác định chiều dày lớp bê tông bảo vệ, vị trí và đường kính cốt thép trong bê tông. Bộ KH&CN, 2012.
6. ASTM-C876-15-Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.
7. ASTM Committee G-1 on Corrosion of Metals. Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens; ASTM International: West Conshohocken, PA, USA, 2003; Volume 3, pp. 17-25.
8. C. Andrade and C. Alonso, Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site, Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 5, pp. 315-328, 1996.
9. Du, Y. G., Clark, L. A., Chan, A. H. C., Residual capacity of corroded reinforcing bars. Magazine of Concrete Research, 5(3): 135-147, 2005.
10. Hoang Hiep Vu, Ngoc Anh Vu, Raoul François. "Effect of corrosion of tensile rebars and stirrups on the flexural stiffness of reinforced concrete members". European Journal of Environmental and Civil Engineering, Volume 18, Issue 3, 2014.
11. Inamullah Khan, Raoul François, Arnaud Castel. Prediction of reinforcement corrosion using corrosion induced cracks width in corroded reinforced concrete beams. Cement and Concrete Research 56 (2014) 84-96.
12. Linwen Yu, Raoul François, Vu Hiep Dang, Valérie L'Hostis, Richard Gagné. Distribution of corrosion and pitting factor of steel in corroded RC beams. Construction and Building Materials 95, 384-392, 2015.
13. Liu, T, Weyers. R. W., Modelling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures, Cement and Concrete Research, 28(3), pp. 365-379, 1998.
14. M. Di Benedetti, G. Loreto, F. Matta, A. Nanni. Continuous acoustic emission monitoring of reinforced concrete under accelerated corrosion. J. Mater. Civ. Eng. 2013, 25, 1022-1029.
15. Mohsen A.S., Mohamad A.B., Mohamad G.B., Effect of longitudinal rebar corrosion on the compressive strength reduction of concrete in reinforced concrete structure, Advances in Structural Engineering, 11 pages. 2016.
16. Polder, R.B. Test methods for onsite measurement of resistivity of concrete - a RILEM TC-154 technical recommendation. Constr. Build. Mater. 2001, 15, 125-131.
17. Raoul Francois, Arnaud Castel, Thierry Vidal. A finite macro-element for corroded reinforced concrete. Materials and Structures 39:571-584, 2006.
18. T. Vidal, A. Castel, R. Francois. Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete. Cement and Concrete Research 34 (2004) 165-174.
19. Vu. K.A.T., Stewart. M.G., Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. Structural Safety, 22, pp. 313-333, 2000.
20. СП 13-102-2003, Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений (Cơ sở biên soạn TCVN: Nhà và công trình - Các nguyên tắc khảo sát kết cấu chịu lực), 2003.

Dự báo khả năng chịu lực còn lại của dầm bê tông cốt thép bị ăn mòn dựa trên mô hình mạng nơ ron hồi quy tổng quát

Prediction of the residual strength capacity of corroded reinforced concrete beams based on generalized regression neural network (GRNN) model

Đặng Vũ Hiệp⁽¹⁾, Vũ Hoàng Hiệp⁽²⁾, Nguyễn Ngọc Tân⁽³⁾, Nguyễn Ngọc Phương⁽⁴⁾

Tóm tắt

Nghiên cứu này tập hợp số liệu thực nghiệm từ 123 dầm bê tông cốt thép bị ăn mòn cốt thép dọc từ các tài liệu đã công bố trước đây có cập nhật đến năm 2020. Các dầm chịu uốn bị ăn mòn bởi phương pháp thúc đẩy ăn mòn bằng dòng điện. Khả năng chịu lực của dầm bị ăn mòn được dự báo bằng cách sử dụng mạng nơ ron hồi quy tổng quát (GRNN). Các tham số ảnh hưởng đến khả năng chịu lực coi như biến độc lập đầu vào, trong khi biến phụ thuộc đầu ra là khả năng chịu lực (mô men uốn giới hạn). Mô hình mạng nơ ron đề xuất cho phép dự báo khả năng chịu uốn của dầm bê tông cốt thép bị ăn mòn có xét đến thời gian và tỷ lệ ăn mòn cốt thép. Kết quả dự báo được so sánh với các kết quả thực nghiệm cho thấy mô hình có độ chính xác cao.

Từ khóa: Ăn mòn, dầm bê tông cốt thép, mạng nơ ron hồi quy tổng quát, khả năng chịu lực

Abstract

This study gathered the experimental data from 123 reinforced concrete (RC) beams with corroded longitudinal reinforcement from previous studies up to 2020. The flexural beams were electrochemically corroded by the accelerated corrosion method. The load-carrying capacity of corroded beams has been predicted using a generalized regression neural network (GRNN). The parameters affecting the capacity are considered as independent input variables, while the output variable is the ultimate bending moment of the beam. The proposed neural network model allows for predicting the flexural capacity of corroded RC beams taking into account the time and corrosion degree of steel reinforcement. The predicted results indicate that the proposed model has high accuracy compared to the experimental results.

Key words: Corrosion, reinforced concrete beam, generalized regression neural network (GRNN), loading capacity

(1) PGS.TS, Giảng viên, Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, hiepdv@hau.edu.vn

(2) PGS.TS, Giảng viên, Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

(3) TS, Giảng viên, Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

(4) PGS.TS, Giảng viên, Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Ngày nhận bài: 11/03/2022

Ngày sửa bài: 01/04/2022

Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

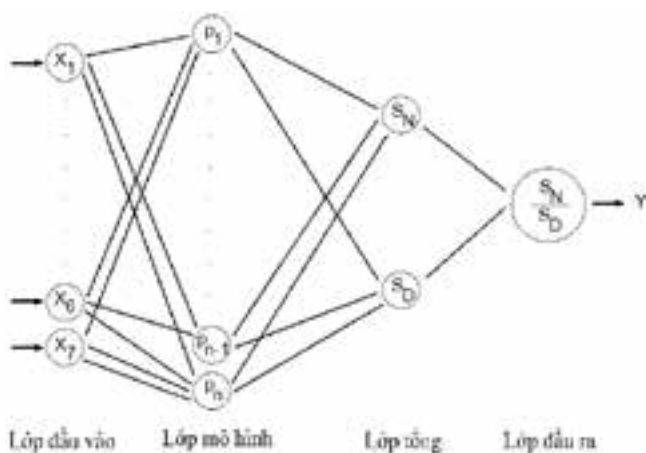
1. Đặt vấn đề

Độ bền kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) theo thời gian là một trong những vấn đề được nhiều nhà khoa học quan tâm. Trong số nhiều nguyên nhân làm suy giảm độ bền kết cấu BTCT, ăn mòn cốt thép là một trong những nguyên nhân chính [1]. Nguyên nhân ăn mòn cốt thép chủ yếu là do bê tông bị cacbonat hóa làm thay đổi độ pH, mất chức năng bảo vệ cốt thép thụ động, do chất lượng bê tông kém, chiều dày lớp bê tông bảo vệ chưa đủ, sự xuất hiện các vết nứt trước trong bê tông tạo điều kiện cho ion clorua xâm nhập dễ dàng vào cốt thép bên trong. Khi hàm lượng ion clorua tích lũy trên bề mặt cốt thép vượt quá ngưỡng giới hạn, ăn mòn sẽ bắt đầu phát triển. Hậu quả của ăn mòn sẽ làm xuất hiện các vết nứt dọc theo cốt thép do sự giãn nở thể tích của sản phẩm ăn mòn, làm giảm khả năng chịu lực cũng như tuổi thọ của kết cấu [2].

Nhiều nghiên cứu về dự báo khả năng chịu lực còn lại của dầm BTCT bị ăn mòn đã được công bố trong 3 thập kỷ qua [3,4,5,6,7]. Nói chung, các nhà nghiên cứu đã cung cấp các mô hình giải tích kết hợp thực nghiệm kể đến ảnh hưởng của ăn mòn của cốt thép. Tuy nhiên chỉ một số ít nhân tố được đồng thời tích hợp trong các mô hình trên do tính phức tạp của quá trình ăn mòn cốt thép. Chẳng hạn thời gian cốt thép bị ăn mòn tính từ lúc khởi phát ăn mòn đến thời điểm dự báo chưa được tính đến. Hơn nữa, các mô hình trên chỉ được các tác giả kiểm chứng với số lượng dầm hạn chế hoặc trên chính các dầm do nhóm tác giả thực hiện. Với lượng dữ liệu thực nghiệm ngày càng tăng, độ chính xác khi kiểm chứng các mô hình đó cần phải được xem xét thêm.

Ứng dụng mạng thần kinh nhân tạo (ANN) để dự báo khả năng chịu lực của dầm BTCT bị ăn mòn đã được Inam và Kazmi [8] đề xuất. Nhóm tác giả chỉ sử dụng hai biến đầu vào là đường kính cốt thép dọc bán đầu (D) và chỉ số ăn mòn là tích của tỷ lệ ăn mòn (I_{corr}) và thời gian ăn mòn (T) để dự báo mô men giới hạn. Do các dầm kiểm chứng đều cùng một kích thước và sử dụng cùng một loại cốt thép dọc nên các tham số này không được đề cập đến trong mô hình dự báo. Ngoài ra mô hình do Inam và Kazmi đề xuất chưa xem xét ảnh hưởng của chiều dày lớp bê tông bảo vệ đến khả năng chịu lực còn lại của dầm BTCT ăn mòn. Mặc dù phương pháp ANN đã được ứng dụng thành công vào bài toán dự báo trong nhiều lĩnh vực khác nhau nhưng nó vẫn tồn tại một số nhược điểm không dễ khắc phục. Nhược điểm chính của ANN là cần phải tìm ra một cấu trúc mạng tối ưu để giảm sai số biến phụ thuộc (biến dự báo), quá trình học để tìm trọng số tối ưu đôi khi khó hội tụ do có nhiều điểm cực tiểu cục bộ trên mặt sai số. Nếu không gian dữ liệu có tính phi tuyến cao, kết quả thu được từ phương pháp ANN có thể cho độ chính xác không cao [9]. Trong khi đó ưu điểm của phương pháp GRNN là không sử dụng lan truyền ngược để tối ưu trọng số nên kết quả luôn hội tụ và tránh được bẫy cực tiểu cục bộ trên những mặt sai số có tính phi tuyến cao. Ứng dụng GRNN để giải quyết các bài toán thực tế trong nhiều ngành khác nhau như dầu mỏ [10], khí hậu [11], thủy lực [12]... đã thu hút nhiều nhà khoa học quan tâm. Tuy nhiên ứng dụng GRNN trong các bài toán thuộc ngành kỹ thuật xây dựng còn rất hạn chế.

Xuất phát từ nhu cầu thực tế bài báo này giới thiệu một mô hình



Hình 1: Cấu trúc mạng GRNN [19]

dự báo khả năng chịu lực của dầm bê tông cốt thép bị ăn mòn điện hóa dựa trên phương pháp GRNN. Một bộ dữ liệu thí nghiệm các dầm bị ăn mòn điện hóa đến khi bị phá hủy được nhóm tác giả tập hợp và biên tập để xây dựng mô hình. Các biến đầu vào bao gồm: kích thước tiết diện ngang dầm (b×h), diện tích cốt thép dọc (A_s), chiều dày lớp bê tông bảo vệ (C), giới hạn chảy cốt thép dọc (f_y), cường độ chịu nén bê tông mẫu trụ (f_c), chỉ số ăn mòn ($I_{corr} \times T$). Biến đầu ra là mô men uốn giới hạn của dầm ($M_{u,corr}$). Chất lượng của mô hình sau đó được đánh giá qua các chỉ số thống kê như hệ số tương quan Pearson (r), căn bậc hai của trung bình bình phương sai số (RMSE), sai số tuyệt đối trung bình (MAE).

2. Dữ liệu và phương pháp GRNN

2.1. Chuẩn bị dữ liệu

Tổng cộng có 123 dữ liệu được thu thập từ các nghiên cứu độc lập đã được công bố trước đây từ các nhóm tác giả Abul K. Azad và cộng sự [13,14] (60 dầm), Jin Xia và cộng sự [15] (18 dầm), H. Yalciner và cộng sự [16, 17] (11 dầm), O'Flaherty và cộng sự [18] (34 dầm). Quá trình ăn mòn được thúc đẩy bởi dòng điện một chiều trong môi trường dung dịch điện ly có chứa NaCl được duy trì không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm. Bảng 1 tóm tắt thông tin về dữ liệu sử dụng trong nghiên cứu, chi tiết dữ liệu thực nghiệm có thể xem trong các tài liệu trích dẫn bên trên.

Có thể nhận thấy trong bảng 1 phạm vi thay đổi độ lớn ăn mòn cốt thép thông qua tích số $I_{corr} \times T$ là rất lớn, tương ứng với tình trạng ăn mòn từ rất nhẹ (~1% mất mát diện tích cốt

dọc) đến nặng (~29% mất mát diện tích cốt dọc). Tương tự, mô men uốn giới hạn còn lại $M_{u,corr}$ cũng thay đổi trong một phạm vi rất rộng, tùy thuộc vào đặc tính vật liệu, kích thước tiết diện ngang dầm và độ lớn ăn mòn cốt dọc.

Bảng 1: Tóm tắt các dữ liệu thực nghiệm

Biến số	Giá trị		
	Nhỏ nhất	Lớn nhất	Trung bình
Bề rộng, b (mm)	100	250	159,75
Chiều cao, h (mm)	150	400	215,28
Bê tông bảo vệ, C (mm)	25	56	34,95
Cốt thép dọc, A_s (mm ²)	100,5	804,24	312,10
Giới hạn chảy, f_y (MPa)	411	593	531,21
Cường độ nén, f_c (MPa)	20,98	48,94	34,66
Độ lớn ăn mòn, $I_{corr} \times T$ (mA/cm ² .ngày)	1,041	32	12,32
Khả năng chịu lực, $M_{u,corr}$ (kN.mm)	1262,5	170130	28353,62

2.2. Phương pháp GRNN

Cấu trúc mạng GRNN bao gồm 4 lớp: lớp đầu vào, lớp mô hình (lớp ẩn), lớp tổng và lớp đầu ra. Đối với bài báo này, lớp đầu vào có 7 nơ ron tương ứng với 7 biến độc lập, lớp mô hình có số lượng nơ ron tương ứng với số lượng mẫu trên tập huấn luyện, lớp mô hình luôn bao gồm 2 nơ ron và lớp đầu ra có 1 nơ ron ứng với số lượng biến cần dự báo như minh họa trên hình 1 [19].

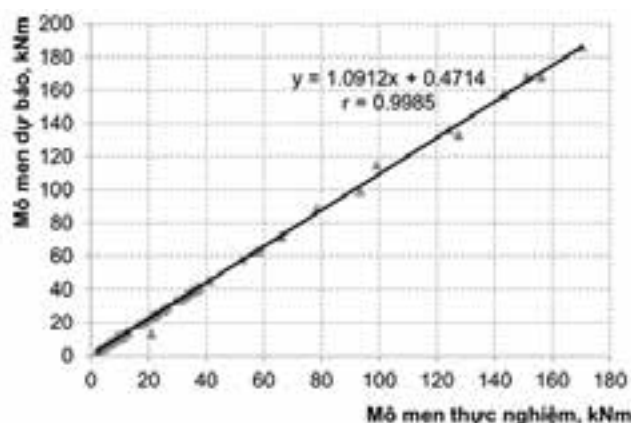
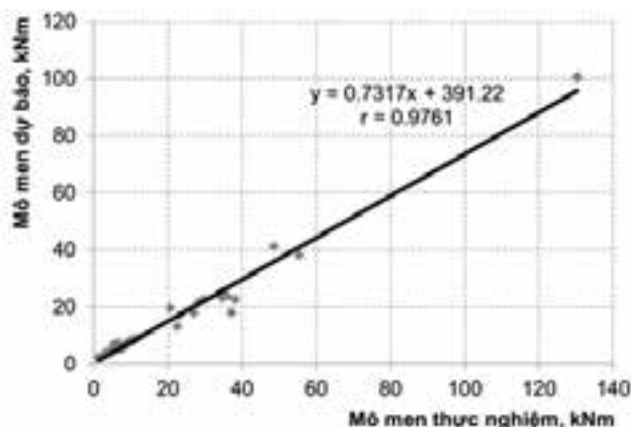
Dữ liệu đầu vào được chuyển qua lớp đầu vào đến lớp mô hình. Tại lớp mô hình dữ liệu trong tập huấn luyện hàm truyền hay còn gọi là hàm kích hoạt có dạng phân bố Gauss để chuyển đổi dữ liệu đầu vào:

$$p_i = e^{\left[\frac{D_i^2}{2\sigma^2} \right]} \quad (1)$$

trong đó: $D_i^2 = (X - X_i)^T (X - X_i)$; σ là hệ số xác định hình dạng của phân bố.

Sau khi được huấn luyện trong lớp mô hình, một dữ liệu đầu ra mới được tạo ra. Trong lớp tổng, tổng dữ liệu đầu ra có trọng số và không có trọng số được tính:

$$S_N = \sum_{i=1}^n y_i p_i \quad (2)$$



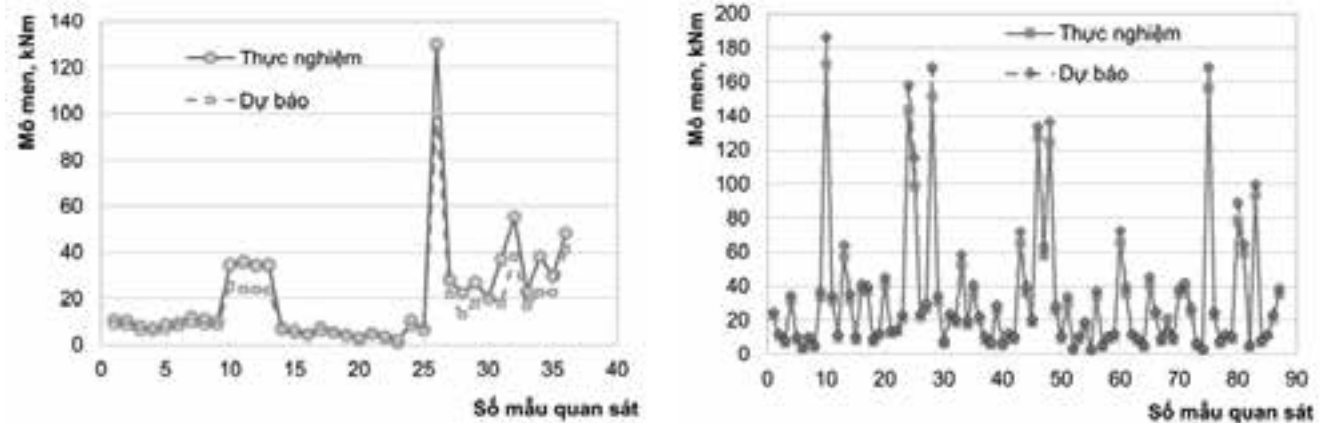
Hình 2: Kết quả đạt được từ mô hình GRNN: a) Trên tập kiểm tra, b) Trên tập huấn luyện

Bảng 2: Hệ số r sau 10 fold-cv

Fold 1	Fold 2	Fold 3	Fold 4	Fold 5	Fold 6	Fold 7	Fold 8	Fold 9	Fold 10
0,9949	0,9988	0,9989	0,9979	0,9993	0,9989	0,9992	0,9997	0,9994	0,9971

Bảng 3: Các chỉ số thống kê

Phương pháp	Trên tập huấn luyện			Trên tập kiểm tra		
	r	NRMSE	MAE (kNm)	r	NRMSE	MAE (kNm)
GRNN Đề xuất	0,9985	0,1431	3,5197	0,9761	0,5487	5,5037
ANN [8]	0,67	0,3649	-	0,92	0,6772	-



Hình 3: So sánh kết quả dự báo với kết quả thực nghiệm: a) Trên tập kiểm tra, b) Trên tập huấn luyện

$$S_D = \sum_{i=1}^n p_i \quad (3)$$

Từ đó kết quả đầu ra của mô hình xác định theo công thức:

$$\hat{Y}_i(X) = \frac{S_N}{S_D} \quad (4)$$

Để tránh hiện tượng quá khớp trong quá trình huấn luyện mạng GRNN, dữ liệu được chia ngẫu nhiên thành 2 tập: tập huấn luyện với lượng dữ liệu chiếm 70%, tập kiểm tra với 30% lượng dữ liệu còn lại. Tập huấn luyện mạng được sử dụng liên tục trong quá trình huấn luyện và được tinh chỉnh sao cho sai số là nhỏ nhất trên bộ dữ liệu huấn luyện. Tập kiểm tra dùng để kiểm tra xem mạng đã huấn luyện có bị hiện tượng quá khớp hay không. Ngoài ra để lựa chọn mô hình huấn luyện tốt nhất, kỹ thuật k-fold được sử dụng. Theo đó, dữ liệu trong tập huấn luyện lại được chia thành k phần (thông thường là 10 phần, nên kỹ thuật này còn được gọi là 10-fold), sau đó huấn luyện mô hình 10 lần. Mỗi lần huấn luyện sẽ chọn (k-1) phần dữ liệu dùng cho huấn luyện, phần còn lại dùng để kiểm tra chéo. Sau 10 lần huấn luyện, mô hình được chọn là trung bình cộng của kết quả đánh giá.

Kế thừa từ những nghiên cứu ứng dụng mô hình GRNN trong bài toán dự báo của các nhà khoa học trước đây, trong bài báo này nhóm tác giả sử dụng ngôn ngữ lập trình có mã nguồn mở R để giải quyết bài toán.

2.3. Đánh giá chất lượng mô hình

Trong phạm vi bài báo này, nhóm tác giả sử dụng ba tiêu chí để đánh giá chất lượng mô hình dự báo GRNN: hệ số tương quan Pearson (r), căn bậc hai của trung bình bình phương sai số được chuẩn hóa (NRMSE), sai số tuyệt đối

trung bình (MAE). Các chỉ số này được xác định như sau:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})(t_i - \bar{t})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2 \sum_{i=1}^N (t_i - \bar{t})^2}} \quad (5)$$

$$NRMSE = \frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (t_i - y_i)^2}}{\bar{y}} \quad (6)$$

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |y_i - t_i| \quad (7)$$

trong đó: N là số lượng mẫu quan sát được; t_i và $\bar{t}$ là các giá trị thực tế (thí nghiệm) và giá trị trung bình của các giá trị thực tế; y_i và $\bar{y}$ là các giá trị dự báo và trung bình của các giá trị dự báo tương ứng.

3. Kết quả và bàn luận

Bảng 2 thể hiện kết quả hệ số tương quan r sau 10 lần phân chia tập huấn luyện để hiệu chỉnh mô hình. Hệ số r cuối cùng là trung bình cộng của 10 kết quả đạt được.

Kết quả dự báo $M_{u,corr}$ được thể hiện trên hình 2. Hệ số tương quan đạt được trên tập kiểm tra (36 quan sát) đạt giá trị rất cao, bằng 0,9761 chứng tỏ mối quan hệ rất tốt giữa kết quả dự báo và kết quả thực tế. Trong khi đó hệ số tương quan đạt được trên tập huấn luyện (87 quan sát) là 0,9985. Các hệ số này đều tốt hơn các hệ số đạt được trên mô hình ANN do Imam và Kazmi [8] đề xuất (Bảng 3).

Hình 3 so sánh kết quả dự báo của mô hình đề xuất trên các tập kiểm tra và huấn luyện. Kết quả dự báo từ mô hình

GRNN so với kết quả thí nghiệm trên tập kiểm tra thể hiện đúng xu hướng và nhỏ hơn kết quả thí nghiệm với sai số MAE là 5,5037 kNm. Hơn nữa, có thể thấy trên cả hai tập kiểm tra và huấn luyện kết quả dự báo từ mô hình GRNN cho căn bậc hai của trung bình bình phương sai số được chuẩn hóa (NRMSE) đều nhỏ so với mô hình ANN do Imam và Kazmi [8] đề xuất. Cũng cần lưu ý rằng số lượng quan sát và phạm vi thay đổi các tham số đầu vào trong mô hình ANN của Imam và Kazmi đều nhỏ hơn so với bài báo này.

4. Kết luận

Bài báo này đã trình bày một mô hình mạng nơ ron hồi quy tổng quát, GRNN để dự báo khả năng chịu lực còn lại của dầm BTCT bị ăn mòn trong môi trường clorua. Một bộ dữ liệu gồm 123 dầm BTCT bị ăn mòn được thu thập từ nhiều nghiên cứu độc lập trong thời gian gần đây được sử dụng để huấn luyện và kiểm tra chéo mô hình GRNN. Để tăng thêm độ chính xác cũng như phản ánh tính phức tạp của dữ liệu,

kỹ thuật 10-fold đã được sử dụng. Mô hình GRNN hứa hẹn là một công cụ mạnh để đưa ra dự báo khả năng chịu lực không chỉ cho bài toán trong nghiên cứu này mà còn cho nhiều bài toán khác trong ngành kỹ thuật xây dựng. Một số kết luận từ kết quả nghiên cứu như sau:

- Từ dữ liệu cho thấy khả năng chịu lực còn lại của dầm BTCT bị ăn mòn phụ thuộc nhiều vào độ lớn ăn mòn cốt thép (IcorrXT), do đó sử dụng tích số IcorrXT như là một biến đầu vào là phù hợp;

- Nói chung, mô hình GRNN dự báo kết quả chính xác hơn so với mô hình ANN được phát triển bởi Imam và Kazmi [8].

Mô hình GRNN đề nghị trong nghiên cứu này còn sử dụng lượng dữ liệu chưa đủ lớn nên tính đại diện cho một vài trường hợp thực tế còn hạn chế. Trong tương lai gần, nhóm nghiên cứu sẽ tiếp tục xử lý thêm các dữ liệu mới và cải tiến để thu được một mô hình dự báo tốt hơn.

Tài liệu tham khảo

1. P.K. Mehta, *Durability of concrete-Fifty years progress*, ACI Special Publication, 1991, 126(1): 1–32.
2. J. Rodriguez, L.M. Ortega and J. Casal, *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*, Construction and Building Materials, Vol. 11 No. 4, pp. 239-248, 1997.
3. M.A. Nokhasteh, J.R. Eyre and A. McLeish, *The effect of reinforcement corrosion on the strength of reinforced concrete members*, Proceedings of the Structural Integrity Assessment, Elsevier Applied Science, London, pp. 314-325, 1992.
4. P.S. Mangat and M.S. Elgarf, *Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 96 No. 1, pp. 149-158, 1999.
5. X.H. Wang and X.L. Liu, *Simplified methodology for the evaluation of the residual strength of corroded reinforced concrete beams*, ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 24 No. 2, pp. 108-119, 2010.
6. X.P. Zhong, W.L. Jin, J. Xia, *A time-varying model for predicting the life-cycle flexural capacity of reinforced concrete beams*, Adv. Struct. Eng. 2016;18(1):21–32.
7. C. Dario, F. Raoul, D. Hiep and Z. Wenjun, *Strength of corroded RC beams with bond deterioration*, J. Struct. Eng., 2019, 145(10): 04019097.
8. A. Imam, Z.A. Kazmi, *Modified regression and ANN model for load carrying capacity of corroded reinforced concrete beam*, AIMS Materials Science, 4(5): 1140-1164.
9. D. Rumelhart, G.E. Hinton, R.J. Williams, *Learning representations by back-propagating errors*, Nature, volume 323, 533–536 (1986).
10. R. Rooki, *Application of general regression neural network (GRNN) for indirect measuring pressure loss of Herschel–Bulkley drilling fluids in oil drilling*, Measurement, 85 (2016) 184–191.
11. G. Kumar and H. Malik, *Generalized Regression Neural Network Based Wind Speed Prediction Model For Western Region Of India*, Procedia Computer Science, 93 (2016) 26 – 32.
12. A. Benabdesselam, L. Houichi and B. Achour, *GRNN-based models for hydraulic jumps in a straight rectangular compound channel*, Modeling Earth Systems and Environment, 2021.
13. A.K. Azad, S. Ahmad and S.A. Azher, *Residual strength of corrosion-damaged reinforced concrete beams*, ACI Materials Journal, V. 104, No. 1, January-February 2007.
14. A.K. Azad, S. Ahmad and B.H.A. Al-Gohi, *Flexural strength of corroded reinforced concrete beams*, Magazine of Concrete Research, 2010, 62, No. 6, June, 405–414.
15. J. Xia, W.-L. Jin, L.-Y. Li, *Effect of chloride-induced reinforcing steel corrosion on the flexural strength of reinforced concrete beams*, Magazine of Concrete Research, 2012, 64(6), 471–485.
16. H. Yalciner, A. Kumbasaroglu, A.K. El-Sayed, A. Pekrioglu Balkis, E. Dogru, A.I. Turan, A. Karimi, R. Kohistani, M. F. Mermit and K. Bicer, *Flexural strength of corroded reinforced concrete beams*, ACI Structural Journal, V. 117, No. 1, January 2020.
17. H. Yalciner, A. Kumbasaroglu, İ. Ertuc, A.İ. Turan, *Confinement effect of geo-grid and conventional shear reinforcement bars subjected to corrosion*, Structures, 13 (2018) 139–152.
18. F. O'Flaherty, E. Browne, *A proposal to modify the moment coefficient in Eurocode 2 for predicting the residual strength of corroded reinforced concrete beams*, Engineering Structures, 193 (2019) 324–339.
19. D.F. Specht, *A General Regression Neural Network*, IEEE Transactions on Neural Networks, Vol. 2, No. 6, November 1991.

Ứng dụng cốt pha nhôm trong thi công xây dựng

Application of aluminum formwork in construction execution

Đào Minh Hiếu⁽¹⁾, Võ Văn Dân⁽²⁾

Tóm tắt

Cốt pha đóng vai trò quan trọng trong việc đảm bảo kích thước hình học và phát triển cường độ bê tông trong các kết cấu công trình xây dựng. Đồng thời chi phí cốt pha cũng chiếm một phần lớn ảnh hưởng đến giá thành xây dựng công trình. Việc sử dụng cốt pha đã trải qua một quá trình lâu dài cùng với sự hình thành và phát triển của ngành công nghiệp xây dựng, có nhiều loại cốt pha được thay đổi và áp dụng trong các công trình xây dựng khác nhau. Việc thiết kế, lựa chọn cốt pha cho công trình cần đảm bảo các yêu cầu về an toàn, chi phí, kích thước hình học, thời gian lắp dựng-tháo dỡ và chất lượng bề mặt kết cấu bê tông. Hiện nay, cốt pha nhôm là một trong số các loại cốt pha được sử dụng khá phổ biến trong thi công các công trình cao tầng tại Việt Nam và đáp ứng được các yêu cầu trên. Tuy nhiên, việc thiết kế và sử dụng cốt pha nhôm còn một số bất cập vì vậy trong nghiên cứu này sẽ đưa ra các đánh giá tình hình sử dụng cốt pha nhôm và đề xuất quy trình phù hợp cho việc ứng dụng cốt pha nhôm trong thi công các công trình tại Việt Nam.

Từ khóa: Cốt pha nhôm, cột chống, quy trình

Abstract

Concrete is a principal construction material in the building industry. Formwork plays an important role in assisting geometry realization and strength development of concrete elements. It is also one of the major costs in the construction of concrete structures. The use of formwork has a long history, and various formwork systems have been used in different projects. In the design and selection of the formwork system, the requirements, such as safety, cost, structural geometry, construction time, and surface quality need to be taken into account. Recently, aluminum formwork is one of the types of formwork used commonly in building construction in Vietnam and meets the above requirements. However, the design and construction of aluminum formwork still have some shortcomings. In this study, a situational assessment of the use of aluminum formwork will be shown and a suitable process is proposed for the application of aluminum formwork in the construction industry in Vietnam.

Key words: aluminum formwork, prop, process

(1) TS, Giảng viên, khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội,
Email: <hieudm@hau.edu.vn>

(2) ThS, Giảng viên, khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội,
Email: <danvv@hau.edu.vn>

Ngày nhận bài: 15/4/2022
Ngày sửa bài: 6/5/2022
Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Giới thiệu về cốt pha nhôm

Hiện nay, các dự án nhà cao tầng xuất hiện ngày càng nhiều khắp các đô thị lớn của đất nước, đặc biệt là thủ đô Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh như: Dự án Keangnam Landmark Tower, Lotte, Landmark 81... Trong xây dựng nhà nhiều tầng bằng kết cấu bê tông cốt thép tại chỗ, dây chuyền thi công cốt pha đóng vai trò rất quan trọng quyết định đến tiến độ thi công, làm giảm giá thành công trình và tạo ra chất lượng sản phẩm cao, đồng thời nó thể hiện trình độ xây lắp của nhà thầu. Cốt pha nhôm đã được ứng dụng trong thi công xây dựng để đáp ứng các yêu cầu đó

Trong quá trình phát triển, ván khuôn nhôm - ván khuôn định hình dần được cải tiến và phổ biến trên toàn thế giới. Đặc biệt, Châu Á là nơi để ván khuôn nhôm - ván khuôn định hình khẳng định vị thế của mình. Tại một số nước như Hàn Quốc, Nhật Bản, Việt Nam, Singapore, Trung quốc,... cốt pha nhôm sử dụng chủ yếu trong việc thi công nhà cao tầng, kết hợp với các loại ván khuôn cho tường bao che hay hệ sàn thao tác trong thi công công trình.

Tại Việt Nam, cốt pha nhôm du nhập nước ta từ những năm 2008 với sự có mặt của các công ty Hàn Quốc. Cốt pha nhôm dần khẳng định được vị thế của mình. Trở thành giải pháp tin cậy cho các công trình cao tầng. Năm bắt được xu hướng phát triển của loại hình ván khuôn này, hàng loạt các công ty trong và ngoài nước cũng tham gia vào việc đầu tư các nhà máy để sản xuất cốt pha nhôm từ những năm 2016.

Sự cạnh tranh khốc liệt giữa các đơn vị cung cấp cốt pha nhôm giúp cho các dự án tiếp cận với loại hình ván khuôn nhôm ngày càng phổ biến. Các công ty chấp nhận giảm giá và tăng cường các dịch vụ kèm theo. Có thể liệt kê ra một số thương hiệu nổi tiếng như Kumkang, Sammok, Hyundai, Saki, BM Window, Seobo, SFK, Star IMC,...

Để đáp ứng nhu cầu xây dựng tại Việt Nam cũng như các "đòi hỏi" từ đơn vị thi công. Các công ty sản xuất không ngừng cải tiến từ thông số, kích thước đến tính toán, từ phụ kiện đến bản vẽ, tài liệu thi công cốt pha nhôm.

Một số công trình nhà cao tầng và siêu cao tầng đã áp dụng công nghệ cốt pha nhôm trong thi công kết cấu bê tông như: Khu tổ hợp Keangnam trên đường Phạm Hùng, tòa nhà Usilk city, dự án Hyundai hillstate, Landmark 81, Công trình tổ hợp Ánh Dương Soleil...

2. Cấu tạo cốt pha nhôm

2.1. Vật liệu tạo thành cốt pha nhôm

Vật liệu làm ván khuôn nhôm được sản xuất từ hợp kim nhôm. Các hợp kim nhôm được dùng trong chế tạo ván khuôn có 2 dòng phổ biến là AA 6061 và AA 6063. Trong đó hợp kim 6061 được đánh giá cao khi được sử dụng cho ván khuôn nhôm bởi độ bền cao, chống ăn mòn và có tính hàn tốt. Bên cạnh đó người ta còn phân loại 6061 ra thành nhiều nhóm nhỏ dựa trên đặc tính và chế độ nhiệt luyện. Ván khuôn nhôm đang phổ biến tại Việt Nam chủ yếu được sản xuất từ loại hợp kim này. Hợp kim nhôm tuân thủ theo tiêu chuẩn của Quốc tế AA6061-T6. Hợp kim nhôm 6061 có Khối lượng riêng nhỏ (~2,7g/cm³) nên nhôm và hợp kim nhôm chỉ nặng bằng 1/3 thép, đó là tính chất đặc biệt được chú trọng khi nghiên cứu đưa vào ứng dụng làm ván khuôn. Tính chống ăn mòn nhất định trong khí quyển nhờ luôn luôn có lớp màng ôxyt (Al₂O₃), bám chắc vào bề mặt. Đây là ưu điểm vượt trội đánh giá độ bền của hợp kim nhôm trong điều

kiện tự nhiên, nhờ đó nhôm và các hợp kim nhôm có thể dùng trong xây dựng, trang trí nội thất mà không cần bảo vệ. Hợp kim nhôm có độ dẻo cao, nên rất thuận lợi cho việc kéo thành dây, tấm, lá, băng, màng, khuôn, ép chảy thành các thanh có biên dạng đặc biệt. Nhiệt độ nóng chảy tương đối thấp nên thuận tiện cho việc nấu chảy khi đúc, hợp kim nhôm không sử dụng được ở nhiệt độ cao hơn 300-400 độ C. Khả năng chống dính của vật liệu nhôm tốt hơn các vật liệu khác cùng làm ván khuôn bê tông.

2.2. Cấu tạo các bộ phận cơ bản của ván khuôn nhôm

Cốp pha nhôm được cấu tạo từ các tấm ván khuôn định hình sẵn xuất trong nhà máy sau đó được vận chuyển và ghép lại bằng thủ công tại công trường thành các tấm mảng lớn phù hợp với hình dạng kết cấu theo thiết kế. Việc tính toán và lắp dựng cốp pha nhôm ngoài việc tuân thủ theo tiêu chuẩn nhà sản xuất đồng thời cũng phải đảm bảo tiêu chuẩn Việt Nam như TCVN 4453:1995, TCVN 9342:2012. Các tấm ván khuôn được liên kết với nhau bằng các chốt, thanh nối giữa, thanh nối biên và phần đầu cột chống. Liên kết của ván khuôn với cây chống bằng bộ phận đầu cột nên có thể tháo ván khuôn mà không cần tháo cây chống nhờ đó mà tăng rất nhanh khả năng luân lưu ván khuôn. Dưới đây là một số bộ phận cơ bản của cốp pha nhôm:

- Tấm vách (Wall panel):

Cốp pha tường được ghép từ các tấm vách nhôm, các tấm vách này có thể được ghép đứng hay ghép nằm. Chân cốp pha phải được cố định xuống nền bê tông lót hay sàn bê tông. Liên kết các tấm vách bằng các chốt (pin) và các thanh la (flat tie).

- Tấm sàn (Slab panel)

Cốp pha sàn được lắp ghép bằng các tấm sàn và chịu áp lực trực tiếp trong quá trình đổ bê tông. Các tấm sàn ghép lại với nhau bằng các chốt liên kết, bản dầm nối và được đỡ bởi hệ chống đơn với đầu chống riêng cho cốp pha nhôm

- Tấm góc sàn với dầm (Slab corner)

Tấm góc có tác dụng liên kết các tấm sàn dầm theo hai phương vuông góc nhau bằng các chốt liên kết.

- Dầm xương giữa (Middle beam):

Dầm xương giữa được sử dụng nhằm liên kết và tăng cứng cho các tấm ván sàn đồng thời cũng là điểm chống cho cốp pha sàn

- Đầu chống (Prop head)

Đầu chống có tác dụng liên kết các dầm xương và làm điểm tựa cho cột chống đơn đỡ cốp pha dầm, sàn, như thể hiện hình 2.5

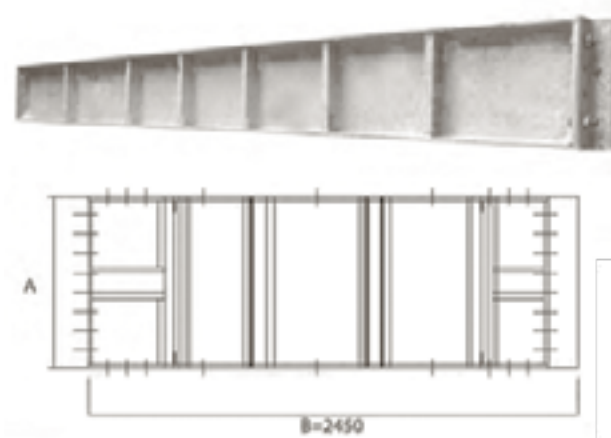
- Cột chống (Pipe support):

Cột chống có chức năng chống đỡ ván khuôn, nó chịu tải trọng của ván khuôn, bê tông cốt thép, các tải trọng thi công từ khi đổ bê tông đến khi bê tông đạt cường độ. Cột chống được chống trực tiếp vào đầu chống được lắp dựng trước với dầm xương. Chiều dài cột chống có thể thay đổi để phù hợp với chiều cao tầng khác nhau.

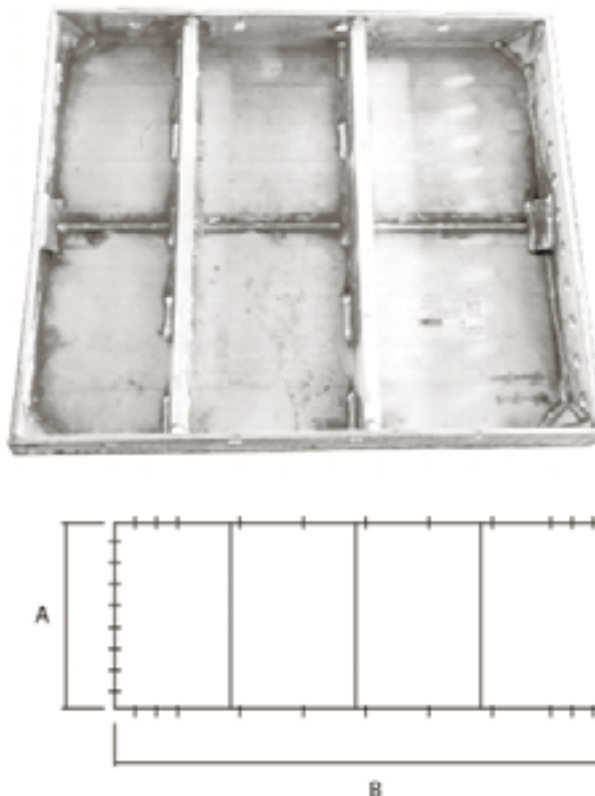
- Thanh la (Flat tie)



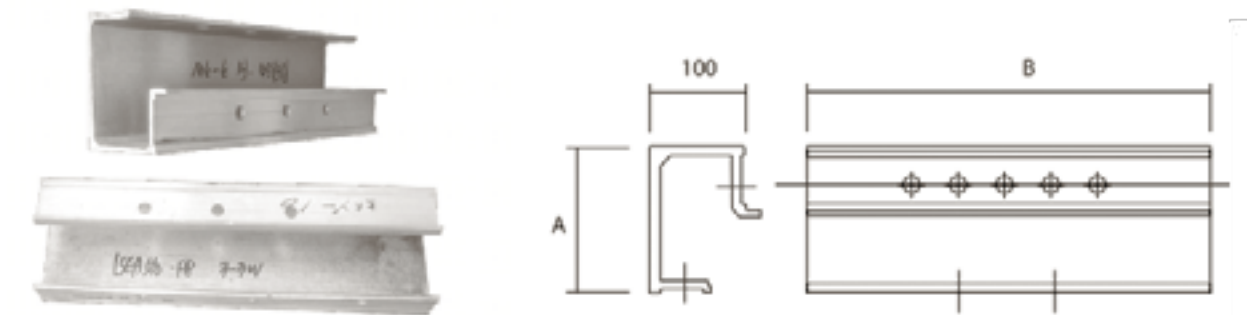
Hình 1.1. Hình ảnh thi công ván khuôn nhôm tại dự án Hyundai HillState



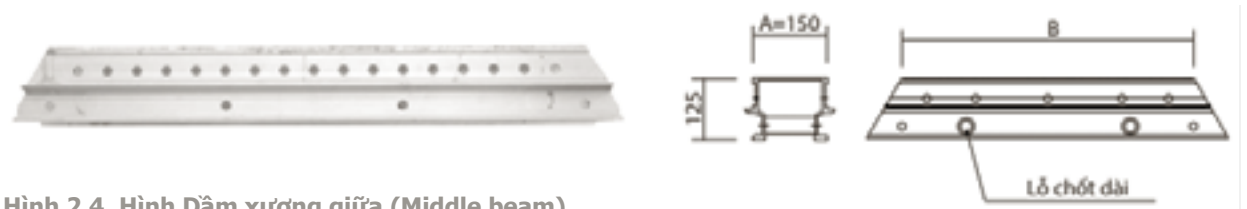
Hình 2.1. Hình tấm vách (wall panel)



Hình 2.2. Hình tấm sàn (slab panel)



Hình 2.3. Hình tấm góc sàn và dầm (slab coner)



Hình 2.4. Hình Dầm xương giữa (Middle beam)



Hình 2.5. Hình đầu chống



Hình 2.6. Hình Cột chống



Hình 2.7. Hình Thanh la (Flat tie)

Thanh la có chức năng liên kết các các tấm ván tường đối diện nhau và đảm bảo chiều dày và độ ổn định cho cốp pha tường. Mật độ la phụ thuộc vào chiều cao và chiều dày tường cần thi công

3. Đánh giá về tình hình sử dụng ván khuôn nhôm

3.1. Đánh giá về tình hình sử dụng ván khuôn nhôm trên thế giới

Jignesh Chotaliya and Hiren Rathod (2016) đã thực hiện việc so sánh giữa hệ cốp pha nhôm và cốp pha thông thường. Việc so sánh đã chỉ ra sự khác biệt về thời gian và chi phí của hai dạng cốp pha này. Nghiên cứu đã cho thấy việc áp dụng cốp pha nhôm sẽ đem lại chất lượng hơn cho công trình, rút ngắn thời gian thi công với một chi phí phù hợp.

Himanshu Rivankar and Akshay Chordiya (2017) nghiên cứu so sánh giữa cốp pha gỗ và cốp pha nhôm dựa trên ba yếu tố cơ bản là chi phí, thời gian và chất lượng cốp pha. Nghiên cứu thể hiện thời gian thi công cho một tầng bằng cốp pha nhôm thông thường là 10 ngày trong khi đó thời gian

thi công bằng cốp pha gỗ là khoảng 21 ngày. Ngoài ra, tổng chi phí cho việc sử dụng cốp pha nhôm là thấp hơn so với cốp pha thông thường khi khối lượng thi công xây dựng lớn.

Nagi Reddy Sattigari, Ashwin Mahalingam and George Thomas (2017) áp dụng phần mềm Visual basic 6.0 trong việc tự động hoá việc lập sơ đồ và tính toán khối lượng cốp pha nhôm. Ứng dụng này sử dụng các chi tiết trong bản vẽ được thể hiện bằng phần mềm AutoCad kết hợp với các thuật toán tối ưu để phân chia các tấm cốp pha và đưa ra bảng tính khối lượng tổng thể. Ứng dụng này giúp giảm chi phí chế tạo, giảm thời gian điều chỉnh khi bản vẽ có sự thay đổi và hạn chế lỗi trong việc tính toán khối lượng cốp pha.

Rabi Das, Indranail Bhattacharya and Raja Saha (2016) đã so sánh các kiểu cốp pha khác nhau trong ngành công nghiệp xây dựng. Trên cơ sở đánh giá cốp pha được sử dụng từ những vật liệu khác nhau như gỗ, ván gỗ ép, thép, nhôm, nhựa hay ván khuôn sợi tổng hợp, nghiên cứu đã chỉ ra việc sử dụng ván khuôn nhôm cho chi phí ban đầu cao nhưng lại kinh tế hơn khi được sử dụng lặp lại nhiều lần.

Renuka Hangarge, Ashish Waghmare And Shridhar Patil (2017) chỉ ra ván khuôn nhôm ít chất thải tới môi trường hơn so với ván khuôn thông thường. Chi phí giảm khoảng 40% so với cốp pha thông thường. Ngoài ra việc áp dụng cốp pha nhôm cũng giảm thời gian thi công xây dựng khoảng 50% so với cốp pha khác. Số lần sử dụng lại của cốp pha nhôm khoảng 200-250 lần cũng giúp tạo hiệu quả kinh tế khi sử dụng cốp pha này.

R. Thiagarajan, V. Panneerselvam and K. Nagamani (2017) các dạng ván khuôn khác nhau sẽ ảnh hưởng đến thời gian, chi phí và chất lượng thi công. Trong quá trình so sánh ván khuôn nhôm với các dạng ván khuôn thông thường khác nghiên cứu đã chỉ ra một chu kỳ thi công ván khuôn nhôm cho một tầng là khoảng 5 đến 10 ngày. Cốp pha nhôm có thể tái chế lại 100% vì vậy nó không ảnh hưởng đến môi trường như một số loại cốp pha thông thường khác.

Ninjal M. Parekh, Bhupendra M. Marvadi and Umang Patel (2015) việc so sánh chi phí sử dụng cốp pha được tiến hành cho hai công trình độc lập, từ kết quả so sánh cho thấy

khi cốp pha nhôm được sử dụng 50 lần thì chi phí xây dựng tăng 2% so với cốp pha thông thường nhưng khi sử dụng cốp pha nhôm 160 lần thì chi phí xây dựng giảm 20%. Giá trị phế liệu cốp pha nhôm là 50%, cao hơn cốp pha thép thông thường.

Shankar Bimal Banerjee, Pawan Dilip Barhate and Vipul Pradip Jaiswal (2015) đưa ra các thông tin chính về cốp pha nhôm. Trong nghiên cứu thể hiện khả năng chịu tải khoảng từ 7 đến 8 tấn trên một mét vuông và trọng lượng cốp pha khoảng 18 đến 20 kilogam trên mét vuông. Chu kỳ thi công ván khuôn nhôm thông thường khoảng 8 ngày một sàn. Sản phẩm kết cấu bê tông được tạo ra từ ván khuôn này cho chất lượng cao, thời gian thi công được rút ngắn.

Dr. M.N. Bajad, Rohan P. Shah and Harsh Kumar C. Ughareja (2016) chỉ ra rằng, việc lựa chọn sử dụng cốp pha nhôm cho công trình phụ thuộc vào loại công trình và yêu cầu dự án. Cốp pha nhôm cho chất lượng công trình cao hơn nhưng hiệu quả đầu tư còn phụ thuộc vào khối lượng xây dựng. Cốp pha nhôm giúp giảm thời gian thi công công trình.

3.2. Thực trạng sử dụng ván khuôn nhôm trong xây dựng tại Việt Nam

Ván khuôn nhôm trong thi công dự án Huynhai HillState-Hà Đông:Cấu kiện áp dụng: Ghép cho các cấu kiện, cột, vách, dầm sàn. Ván khuôn được sản xuất trong nhà máy và vận chuyển đến công trường. Ván khuôn được lắp ghép và tháo dỡ vận chuyển bằng thủ công.

Kết quả đạt được: Tại dự án Huynhai HillState sử dụng ván khuôn nhôm thi công đã đạt được tiến độ 5 ngày /1 sàn 1500m2. Đây là tiến độ thi công mà rất nhiều nhà thầu mong muốn. Với tiến độ này Chủ đầu tư đã đưa dự án vào khai

thác sớm hơn dự kiến đem lại hiệu quả kinh tế rất cao. Kết thúc công trình ván khuôn hầu như không bị biến dạng nên công tác bảo trì rất thuận lợi dễ dàng. Thi công bê tông theo công nghệ này chỉ cần 1 lần đổ bê tông dầm sàn. Do toàn bộ ván khuôn cột, vách, dầm sàn, thang bộ được ghép đồng thời, không phải phân ra các cấu kiện đổ bê tông trước sau.

Dự án Landmark 81, hệ cột vách dầm sàn và một phần cửa lõi – kết cấu chịu lực chính của công trình được sử dụng ván khuôn nhôm để định hình bê tông. Ván khuôn nhôm được bắt đầu sử dụng ở tầng 9. Hệ thép I và thép chịu lực chằng chịt bên trong kết cấu là nguyên nhân chính khiến cho hệ ván khuôn nhôm cũng không thể tự liên kết bằng thanh la như thường lệ, dẫn đến phải sử dụng ty giằng và gông để giữ các tấm ván khuôn.

Dự án khu nhà ở hộ gia đình Formosa Hà Tĩnh, dự án nhà ở sử dụng cốp pha nhôm đầu tiên ở nước ta. Với quy mô hơn 40 block, mỗi block 8 hoặc 10 căn giống nhau. Việc lên phương án sử dụng cốp pha nhôm để phát huy tính trùng lặp được nhà thầu lựa chọn. Mỗi căn 2 tầng, mỗi block khoảng 10 căn liền kề. Khi sử dụng cốp pha nhôm, cả block sẽ được đổ nguyên khối. Nếu ở phương án ván khuôn truyền thống, phần thô bao gồm cột dầm sàn được đổ bê tông thì với cốp pha nhôm cả vách ngăn, o văng, lam cửa sổ và mái đều được đổ toàn khối. Vì vậy sau khi tháo cốp pha công tác hoàn thiện còn lại chỉ là sơn trang trí.

Như vậy cốp nhôm đã đánh dấu bước tiến mới trong công nghệ ván khuôn tại Việt Nam. Không thể phủ nhận những ưu điểm vượt trội của ván khuôn nhôm mang lại để tối ưu tiến độ thi công, chất lượng công trình và chi phí thấp hơn với các công trình có tính trùng lặp và khối lượng bê tông lớn. Tuy nhiên việc sử dụng cốp pha nhôm cũng cần phải có quy



Hình 3.1. Sơ đồ tiến độ thi công cốp pha nhôm

trình thi công phù hợp để đảm bảo vấn đề về chất lượng và an toàn trong thi công.

4. Quy trình lắp dựng, tháo dỡ cốp pha nhôm

Căn cứ vào hồ sơ thiết kế kết cấu của công trình chuẩn bị thi công, tiến hành thiết kế ván khuôn cho các cấu kiện, quá trình thiết kế bên cạnh việc đảm bảo đúng hình dạng kích thước kết cấu và khả năng chịu lực thì cũng phải đáp ứng các yêu cầu về việc tái sử dụng ván khuôn nhiều nhất và chi phí đầu tư ít nhất. Sau khi sản xuất xong ván khuôn phải được tiến hành nghiệm thu gia công và lắp đặt thử.

4.1. Quy trình lắp dựng cốp pha nhôm

4.1.1. Công tác chuẩn bị

Tập kết toàn bộ ván khuôn, phụ kiện tại công trường, các tấm ván khuôn được đánh dấu thứ tự cho từng cấu kiện, được tập bố trí dễ nhìn thấy và theo thứ tự lắp ghép các cấu kiện, bôi trơn ván khuôn bằng chất chống dính.

4.1.2. Công tác lắp dựng

- Ván khuôn cột, tường

Bước 1: Nghiệm thu cốt thép, lắp đặt chân cơ và công tác bạt mực trắc đạc bao quang chân cột, vách.

Bước 2: Lắp đặt từng tấm ván khuôn, liên kết lại bằng các chốt, đối với cấu kiện cột nhỏ, tường vách thì lắp đặt ty lập là cùng với chốt liên kết.

Bước 3: Sau khi đã lắp dựng xong tấm ván khuôn và ty, tiến hành lắp ghép các thanh nối để liên kết với tấm ván khuôn dầm, sàn.

Bước 4: Điều chỉnh thang đứng ván khuôn cột bằng các cột chống, thực hiện ngay trong quá trình lắp dựng ván khuôn dầm sàn. Do các cấu kiện được sản xuất một cách chính xác nên công tác căn chỉnh ván khuôn phải hết sức tỉ mỉ và cẩn thận.

- Ván khuôn dầm, sàn

Bước 1: Sau khi đã có ván khuôn cột, vách xong, tiến hành lắp ghép ván khuôn dầm, sàn. Đầu tiên ghép các thanh dầm nối, thanh dầm giữa, đáy dầm vào đầu cột chống.

Bước 2: Gá các thanh trên vào ván khuôn cột, liên kết lại và lắp dựng thân cột chống vào đầu cột.

Bước 3: Sau khi đã tạo được hệ khung bao gồm ván khuôn cột, vách và cột chống, tiến hành lắp ghép ván khuôn thành dầm và ván khuôn sàn.

Bước 4: Căn chỉnh ván khuôn dầm sàn, cột vách thành hệ cứng, tăng cường ổn định theo phương ngang bằng các cây chống chéo, đối với những cột có kích thước >1m, vách có chiều dài lớn phải tăng cường thêm hệ giằng ngang bằng các ống thép hộp D48 và ty ren xuyên tâm. Kiểm tra độ phẳng của ván khuôn dầm sàn và điều chỉnh thông qua các kích của cây chống.

Bước 5: Nghiệm thu tổng thể và đổ bê tông.

4.2. Quy trình tháo dỡ cốp pha nhôm

Bước 1: Tháo dỡ ván khuôn cột, tường.

Sau khi đổ bê tông đảm bảo cường độ và đủ điều kiện tháo, tiến hành tháo các cây chống, các chốt liên kết và thu hồi, tiến hành tháo tấm ván tại các vị trí góc trước rồi tiến dần đến các tấm giữa. Ván khuôn sau khi tháo được vận chuyển ngay lên tầng trên phục vụ cho công tác ghép cột tiếp theo. Đặc điểm của ván khuôn nhôm nhẹ nên việc vận chuyển lên tầng trên hoàn toàn bằng thủ công thông qua các lỗ kỹ thuật và thang bộ của công trình. Các thanh la đặt chết trong bê tông không thể thu hồi được, sau khi tháo ván khuôn phải tiến hành cắt ngay để đảm bảo an toàn thi công cho công nhân.

Bước 2: Tháo dỡ ván khuôn dầm, sàn:

Ván khuôn dầm sàn được tháo rời từng tầng, các tấm ván đứng được tháo trước. Trình tự tháo dỡ được bắt đầu tại các vị trí liên kết với cột, tường tháo dần đến vị trí cột chống. Sau khi đổ bê tông đạt tỷ lệ cường độ theo yêu cầu có thể tháo toàn bộ ván khuôn dầm sàn và để lại cột chống tăng cường cho kết cấu. Việc tháo dỡ ván khuôn dầm, sàn không hề ảnh hưởng đến cột chống do đầu cột được cấu tạo đặc biệt, độc lập với ván dầm, sàn. Tương tự như ván khuôn cột, tường ván khuôn dầm sàn cũng được luân chuyển lên tầng trên bằng thủ công thông qua lỗ kỹ thuật và thang bộ của công trình.

4.3. Tiến độ thi công cho một tầng khi sử dụng cốp pha nhôm

Việc sử dụng cốp pha nhôm giúp rút ngắn thời gian thi công công trình. Tiến độ thi công cho một tầng điển hình khi sử dụng cốp pha nhôm thông thường mất 8 ngày, các công việc cần thực hiện tương ứng với các ngày như sau:

5. Kết luận

Việc áp dụng cốp pha nhôm trong thi công xây dựng là cần thiết giúp nâng cao chất lượng, an toàn và thời gian thi công cũng giảm 20-30% so với việc thi công bằng cốp pha thông thường khác. Cốp pha nhôm ngày càng được sử dụng nhiều để thi công các công trình tại Việt Nam

Cốp pha nhôm cũng giảm chi phí thi công tuy nhiên việc này còn tùy thuộc vào khối lượng và sự trùng lặp của các kết cấu bê tông. Ngoài ra sử dụng cốp pha nhôm trong các công trình xây dựng cũng giúp giảm ảnh hưởng đến môi trường vì gần như 100% phế liệu từ cốp pha nhôm đều được tái sử dụng.

Việc đề xuất quy trình thi công lắp dựng tháo dỡ ván khuôn nhôm là cần thiết. Giúp cho việc lắp dựng tháo dỡ nhanh, thuận tiện mà không cần tập trung nhiều nhân công như cốp pha thông thường khác, tuy nhiên cần quản lý chặt chẽ về quy trình thi công nhằm đảm bảo chất lượng theo yêu cầu./.

Tài liệu tham khảo

1. Rabi Das, Indranail Bhattacharya and Raja Saha, "Comperative Study Between Different Types of Formwork", *International Journal of Advanced Research in Engineering and Science*, Volume 1, Issue 4, PP. 173-175, 2016.
2. Renuka Hangarge, Ashish Waghmare And Shridhar Patil, "Comparison of Conventional, Aluminium and Tunnel Formwork", *International Journal of Scientific and Research Publications*, Volume 7, Issue 1, PP. 176-181, 2017.
3. Đỗ Đình Đức, Lê Kiều, *Kỹ thuật thi công*, Nxb Xây dựng, Hà Nội, 2004.
4. *Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia QCVN 18:2021/BXD An toàn trong thi công xây dựng*, 2021.
5. Bùi Mạnh Hùng, *Công nghệ ván khuôn và giàn giáo trong xây dựng*, Nxb Xây dựng, Hà Nội, 2009.





Lễ công bố quyết định công nhận Hội đồng trường và Chủ tịch Hội đồng trường Đại học Kiến trúc Hà Nội nhiệm kỳ 2022 - 2027

Ngày 26/4/2022 tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Bộ Xây dựng đã công bố Quyết định công nhận Hội đồng Trường và Quyết định công nhận Chủ tịch Hội đồng Trường nhiệm kỳ 2022- 2027. Đồng chí Nguyễn Văn Sinh - Ủy viên Ban Cán sự Đảng, Thứ trưởng Bộ Xây dựng đến dự và phát biểu tại buổi Lễ.

Tham dự buổi Lễ có bà Nguyễn Thị Thanh Hằng - Phó Vụ trưởng, Vụ Tổ chức cán bộ, Bộ Xây dựng; ông Đào Việt Dũng - Vụ trưởng Vụ Tài chính Kế hoạch, Bộ Xây dựng; đồng chí Nguyễn Quốc Hùng - Phó trưởng phòng An ninh chính trị nội bộ PA03 Công an Thành phố Hà Nội.

Về phía Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội có PGS.TS.KTS. Lê Quân - Bí thư Đảng ủy, Hiệu trưởng Nhà trường; PGS.TS.KTS. Phạm Trọng Thuật - Phó Bí thư Đảng ủy, Chủ tịch Hội đồng Trường. Dự buổi Lễ còn có đại diện các thầy cô trong Đảng ủy, Ban Giám hiệu, Hội đồng Trường; đại diện lãnh đạo các Khoa, Phòng ban chức năng cùng đại diện cán bộ, viên chức, giảng viên, sinh viên trong toàn Trường.

Tại buổi Lễ, bà Nguyễn Thị Thanh Hằng - Phó Vụ trưởng, Vụ Tổ chức cán bộ, Bộ Xây dựng đã công bố các Quyết định:

- Quyết định số 285/QĐ-BXD ngày 06/4/2022 về việc công nhận Hội đồng Trường, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội nhiệm kỳ 2022 - 2027 (gồm 17 thành viên);

- Quyết định số 286/QĐ-BXD ngày 06/4/2022 về việc công nhận Chủ tịch Hội đồng Trường, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội nhiệm kỳ 2022 - 2027 đối với ông Phạm Trọng Thuật - PGS.TS.KTS, Phó Bí thư Đảng ủy, Chủ tịch Hội đồng Trường nhiệm kỳ 2017 - 2022.

Việc thành lập Hội đồng trường này được thực hiện theo Luật 34/2018/QH14 và Luật sửa đổi, bổ sung một số điều của Luật Giáo dục Đại học.

Hội đồng Trường, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội là tổ chức quản trị, đại diện quyền sở hữu của Nhà trường, có quyền quyết nghị các vấn đề mang tính chiến lược, quan trọng liên quan tới các hoạt động và sự phát triển của Trường. Việc thành lập Hội đồng Trường và phê chuẩn Chủ tịch Hội đồng Trường đánh dấu bước tiến của Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội trong việc đổi mới hệ thống cơ cấu tổ chức, bộ máy lãnh đạo nhằm nâng cao chất lượng, hiệu quả hoạt động.

Phát biểu tại buổi Lễ, đồng chí Nguyễn Văn Sinh - Ủy viên Ban Cán sự Đảng, Thứ trưởng Bộ Xây dựng hoan nghênh và biểu dương thành tích của tập thể lãnh đạo, cán bộ, viên chức, học viên, sinh viên, của Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội về những cố gắng và đóng góp của Nhà trường trong sự nghiệp đào tạo nguồn nhân lực chất lượng cao cho ngành Xây dựng và cho đất nước. Đạt được những thành tích đó, ngoài sự cố gắng nỗ lực của Thầy và trò Nhà trường, còn có sự hỗ trợ, giúp đỡ của Bộ Xây dựng, các cơ quan Trung ương và địa phương, sự hợp tác giữa Nhà trường với các cơ quan, đối tác; các cơ sở đào tạo trong nước, khu vực và thế giới.

Để làm tốt nhiệm vụ của Nhà trường, nhất là trong bối cảnh hội nhập Quốc tế, một trong những giải pháp quan trọng đó là phát triển nguồn nhân lực chất lượng cao, phát triển khoa học công nghệ. Việc đào tạo nguồn nhân lực có chất lượng trong thời kỳ hội nhập Quốc tế, đòi hỏi đội ngũ

Thầy và trò Nhà trường phải thực sự cố gắng, vượt qua mọi khó khăn và thử thách trong thời gian tới.

Thứ trưởng Nguyễn Văn Sinh tin tưởng Nhà trường sẽ có những bước phát triển mới to lớn hơn trong thời gian tới, tập thể Nhà trường luôn đoàn kết, sáng tạo, chủ động đi đầu trong việc đổi mới và phát triển Nhà trường.

Phát biểu nhận trọng trách mới, PGS.TS.KTS. Phạm Trọng Thuật - Chủ tịch Hội đồng Trường nhiệm kỳ 2022 - 2027 bày tỏ lời cảm ơn đến lãnh đạo Bộ Xây dựng, Ban Giám hiệu Nhà trường, các cán bộ, giảng viên Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã tin tưởng tín nhiệm và ủng hộ. Thay mặt các thành viên Hội đồng Trường, PGS.TS.KTS. Phạm Trọng Thuật khẳng định sẽ nỗ lực thực hiện tốt trọng trách được giao, đồng thời phát huy cao độ tinh thần đoàn kết, nhất trí trong Trường để thực hiện thắng lợi các mục tiêu của Nhà trường đã đề ra, đóng góp tích cực hơn nữa vào sự nghiệp đào tạo nhân lực, bồi dưỡng cán bộ phục vụ cho ngành Xây dựng, đưa Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội trở thành một Trường uy tín sánh ngang tầm khu vực và trên Thế giới.

Thay mặt Đảng ủy, Ban Giám hiệu, PGS.TS.KTS. Lê Quân - Bí thư Đảng ủy, Hiệu trưởng Nhà trường gửi lời chúc mừng đến cá nhân Chủ tịch Hội đồng Trường Phạm Trọng Thuật cũng như tập thể Hội đồng Trường. Hiệu trưởng Lê Quân bày tỏ hy vọng trong thời gian tới, Hội đồng Trường sẽ phối hợp cùng tập thể Ban Giám Hiệu cùng các cán bộ, giảng viên Nhà trường quyết tâm đưa Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội ngày càng phát triển.

Khai mạc triển lãm Kiến trúc - Nội thất đương đại V.ICON

Ngày 26/3/2022, tại Tầng 1 Tòa nhà Interior, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã diễn ra lễ khai mạc Triển lãm Kiến trúc - Nội thất đương đại V.ICON do Khoa Nội thất Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội phối hợp cùng Chi hội Kiến trúc - Nội thất trực thuộc Hội Kiến trúc sư Việt Nam tổ chức. Triển lãm hướng tới kỷ niệm ngày Kiến trúc Việt Nam 27/4 và kỷ niệm ngày thành lập Khoa Nội thất Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội.

Tới dự lễ khai mạc có sự hiện diện của đại diện các ban ngành, tổ chức: Bộ xây dựng; Vụ Khoa học công nghệ - Bộ xây dựng; Hội Kiến trúc sư Việt Nam; Ban Giám hiệu Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội; Lãnh đạo các Khoa: Kiến trúc, Khoa Thiết kế Mỹ thuật, Viện hợp tác quốc tế. Đại diện các đoàn thể đơn vị trực thuộc Trường: Đoàn thanh niên, Viện Kiến trúc nhiệt đới; Đại diện các doanh nghiệp, nhà tài trợ, các Kiến trúc sư, Nhà thiết kế, các thầy cô, các em sinh viên và đông đảo khách mời quan tâm tới sự kiện.

Triển lãm quy tụ những tác phẩm kiến trúc nội thất của những Kiến trúc sư, Nhà thiết kế hàng đầu của Chi hội Kiến trúc Nội thất và Khoa Nội thất, được ban tổ chức tuyển chọn kỹ lưỡng, mang đến những triết lý thiết kế mới mẻ, sáng tạo xứng đáng là đại diện "Icon" của kiến trúc nội thất đương đại. Bên cạnh đó các gian triển lãm giới thiệu sản phẩm từ các doanh nghiệp, nhãn hàng nội thất uy tín giúp cho khách tham quan triển lãm và đặc biệt là sinh viên có cái nhìn thực tiễn về hoạt động nghề nghiệp nội thất. Triển lãm là động lực để các nhà thiết kế cùng chung tay xây dựng một phong cách Kiến trúc, Nội thất Việt Nam đương đại.

Phát biểu khai mạc triển lãm, PGS.TS.KTS Lê Quân - Hiệu trưởng Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội bày tỏ: "Trong khí đầu xuân, Trường Đại học Kiến trúc rất vui mừng khi tổ

chức Triển lãm Kiến trúc - Nội thất đương đại. Đây là một trong những hoạt động mở đầu, khởi động cho chuỗi các hoạt động trong năm 2022 của Nhà trường - Một năm đánh dấu sự bước qua, phục hồi sau dịch bệnh. Triển lãm thể hiện một sức sống bật lên qua những khó khăn. Hy vọng trong năm tới, ngành nội thất nói riêng và sinh viên nói chung cũng sẽ có 1 sức sống mới trong bối cảnh phát triển của ngành nội thất như hiện nay."

Chia sẻ về triển lãm, PGS.TS.KTS Vũ Hồng Cường, Trường Khoa Nội thất Đại học Kiến trúc Hà Nội, Chủ tịch Chi hội Kiến trúc Nội thất cho biết: "Triển lãm Triển lãm Kiến trúc - Nội thất đương đại (V.ICON) giới thiệu các tác phẩm của chính các thành viên trong Chi hội Nội thất và giảng viên trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã thực hiện trong suốt 2 năm dịch bệnh khó khăn vừa qua. Triển lãm không chỉ mang tới cái nhìn thực tiễn cho khách tham quan và sinh viên trường Đại học Kiến trúc Hà Nội mà còn là một sự kiện giao lưu kết nối giữa các hoạt đào tạo với thực tiễn nghề nghiệp; Giữa giảng viên với người làm nghề; Giữa các nhà cung ứng với nhà thiết kế; Giữa chuyên gia và các em sinh viên."

Thông tin bên lề Triển lãm:

- Chuỗi sự kiện Talk show:

1. Talkshow "Học gì từ truyền thống?" - Diễn giả KTS. Lê Thành Vinh

2. Talkshow "Sống!" - Diễn giả HS. Lê Thiết Cương & NDK. Đinh Công Đạt

3. Talkshow "Chuyện nghề nội thất" - Diễn giả KTS. Đồng Minh Hậu & KTS. Nguyễn Văn Sinh

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội hưởng ứng Kỷ niệm 72 năm ngày Kiến trúc Việt Nam

Sáng 27/04/2022, tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã diễn ra chuỗi sự kiện chào mừng Kỷ niệm 74 năm Ngày Kiến trúc Việt Nam (27/4/1948 - 27/4/2022).

Chương trình có sự tham dự của: Ông Vi Quốc Phương - Phó Chủ tịch Huyện Tiên Yên - Bắc Giang; ông Nguyễn Đức Dương - Phó Tổng Giám đốc Công ty Joton, Giám đốc Chi nhánh Hà Nội; ông Lưu Minh Soi - Tổng Giám đốc Công ty CP Blue Crystals; đại diện Công ty TNHH Friendship, Công ty Khóa Huy Hoàng, Công ty Sàn SPC, Công ty MB Windows cùng đại diện các doanh nghiệp hợp tác khác với Khoa Kiến trúc và Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội.

Phía đại diện của Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội có sự tham dự của PGS.TS.KTS Lê Quân - Hiệu trưởng Nhà trường; PGS.TS.KTS. Phạm Trọng Thuật - Chủ tịch Hội đồng Trường; các Phó Hiệu trưởng Nhà trường; PGS.TS.KTS. Nguyễn Tuấn Anh, TS.KTS. Ngô Thị Kim Dung, PGS.TS. Lê Anh Dũng cùng đại diện lãnh đạo Khoa Kiến trúc, đại diện một số Khoa, Phòng ban trong Trường; các Kiến trúc sư cùng các em sinh viên...

Mở đầu chương trình là Lễ trao giải Cuộc thi Thiết kế ý tưởng phố đi bộ Tiên Yên (Bắc Giang).

Cũng tại sự kiện này, chương trình đã công bố danh sách và trao chứng nhận cho 3 Kiến trúc sư Asean: TS.KTS Vương Hải Long; ThS.KTS Lê Minh Hoàng và KTS Lê Quốc Anh.

Phát biểu tại lễ kỷ niệm, PGS.TS.KTS. Lê Quân - Hiệu trưởng Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã ôn lại truyền thống 74 năm ngày thành lập Hội Kiến trúc sư Việt Nam.

Ngày 27/4/1948, Chủ tịch Hồ Chí Minh đã gửi thư cho các kiến trúc sư ở Đại hội lần thứ I, chính thức thành lập Đoàn Kiến trúc sư Việt Nam (nay là Hội Kiến trúc sư Việt Nam) tại làng Thản Sơn, xã Chiến Thắng, huyện Lập Thạch, tỉnh Vĩnh Yên. Năm 2011, Thủ tướng Chính phủ đã quyết định lấy ngày 27/4 hàng năm là Ngày Kiến trúc Việt Nam.

Trải qua 74 năm hình thành và phát triển, Hội Kiến trúc sư Việt Nam nói riêng và ngành Kiến trúc nói chung đang không ngừng trưởng thành lớn mạnh, có nhiều đóng góp quan trọng vào sự nghiệp xây dựng và bảo vệ Tổ quốc. Những công trình kiến trúc quan trọng, những tác phẩm kiến trúc có giá trị về nghệ thuật tạo nên những dấu ấn đặc sắc và làm giàu thêm cho nền kiến trúc thế giới đều có những đóng góp của giới kiến trúc sư, Hội Kiến trúc sư và ngành Xây dựng Việt Nam...

Cũng trong khuôn khổ chương trình đã diễn ra Lễ ký kết tài trợ giải thưởng AA giữa Khoa Kiến trúc, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội với Công ty cổ phần L.Q Joton và Tọa đàm với chủ đề "Thiết kế đặc thù và hợp tác trong Kiến trúc".

Tọa đàm là hoạt động được tổ chức thường xuyên tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội nhằm lấy ý kiến của các chuyên gia, các kiến trúc sư và các Hội cơ sở... từ đó tiếp thu các đóng góp để đổi mới ngày càng chất lượng hơn, tạo được tiếng vang trong xã hội. Tọa đàm lần này nhận được nhiều các ý kiến đóng góp từ các kiến trúc sư giàu kinh nghiệm, uy tín trong giới nghề nhằm nâng cao chất lượng.

NCS Hoàng Huệ Quân bảo vệ thành công luận án tiến sĩ chuyên ngành kỹ thuật cơ sở hạ tầng

Ngày 22/4/2022, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội tổ chức đánh giá Luận án Tiến sĩ cấp trường cho nghiên cứu sinh Hoàng Huệ Quân với đề tài: "Nghiên cứu công trình lọc ODM-2F để loại bỏ cặn lơ lửng trong xử lý nâng cao nước thải đô thị nhằm mục đích tái sử dụng", chuyên ngành Kỹ thuật Cơ sở Hạ tầng, mã số 62.58.02.10. Người hướng dẫn khoa học là GS.TSKH. Trần Hữu Uyển và PGS.TS. Nghiêm Văn Khanh.

Với những kết quả đạt được trong luận án, Nghiên cứu sinh Hoàng Huệ Quân đã hoàn thành mục đích và nhiệm vụ nghiên cứu. Luận án có những đóng góp thiết thực vào việc: Nghiên cứu đánh giá thực trạng về tái sử dụng nước thải, xây dựng cơ sở lý thuyết và lựa chọn công nghệ xử lý nâng cao nước thải; Nghiên cứu thực nghiệm xác định các thông số/chỉ tiêu để xây dựng phương pháp tính toán công trình lọc ODM-2F; Nghiên cứu ứng dụng phương pháp tính toán vào thiết kế công trình lọc ODM2F trong xử lý nâng cao nước thải sinh hoạt để tái sử dụng cho mục đích cấp nước chữa cháy, tưới cây, rửa đường cho khu đô thị điển hình.

Hội đồng đánh giá đây là một công trình nghiên cứu khoa học độc lập, nghiêm túc, bám sát và đáp ứng được những yêu cầu của luận án Tiến sĩ. Nghiên cứu sinh đã vận dụng lý thuyết để phân tích, đánh giá thực trạng giải quyết vấn đề nghiên cứu. Kết quả phân tích và một số nhận định có chất lượng khoa học. Đề tài nghiên cứu có ý nghĩa sâu sắc cả về lý luận và thực tiễn.

Với kết quả 07/07 phiếu tán thành, Hội đồng đã thông qua Nghị quyết và đề nghị Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội cấp văn bằng học vị Tiến sĩ cho Nghiên cứu sinh Hoàng Huệ Quân.

Lễ khánh thành xưởng đồ án I.902 và trao giải thưởng cuộc thi Tổ kén - Xưởng sáng tạo

Sáng 16/3/2022 tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã diễn ra lễ khánh thành Xưởng đồ án I902 và trao giải thưởng cho các sinh viên đạt giải tại cuộc thi Tổ kén - Xưởng sáng tạo. Lễ khánh thành cũng là sự kiện chào mừng Ngày Hội Pháp ngữ 2022.

Dự buổi lễ, về phía Tổ chức Đại học Pháp ngữ AUF có ngài Cyril Michelet - Phó Giám đốc phụ trách Hành chính của AUF.

Về phía Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội có PGS.TS.KTS. Lê Quân - Hiệu trưởng Nhà trường; TS.KTS.Nguyễn Thái Huyền - Phó Viện trưởng Viện Đào tạo và Hợp tác quốc tế cùng đại diện lãnh đạo các Khoa có sinh viên tham dự cuộc thi Tổ Kén - Xưởng sáng tạo.

Cuộc thi Tổ Kén - Xưởng sáng tạo là một cuộc thi thiết kế không gian học tập dưới hình thức một xưởng học mùa hè (Workshop d'été/Summer workshop) do Tổ chức Đại học Pháp ngữ AUF tài trợ. Mục tiêu của cuộc thi là tạo ra một không gian đặc biệt dành cho các sinh viên Kiến trúc, nơi diễn ra không chỉ các hoạt động học tập chuyên ngành mà còn có những chương trình mang tính kết nối cộng đồng sinh viên như hội họp, văn nghệ, diễn đàn. Đây là cơ hội để đẩy mạnh mối liên hệ giữa các sinh viên Việt Nam và sinh viên nước ngoài của Viện Đào tạo và Hợp tác quốc tế, từ đó xây dựng một mạng lưới sinh viên bền chặt, không chỉ trong học tập mà còn trong cuộc sống hàng ngày. Cuộc thi không chỉ dừng lại ở việc xây dựng ý tưởng, mà ý tưởng xuất sắc nhất sẽ được chọn lựa để đưa vào thi công thực tế.

Phát biểu khai mạc buổi lễ, PGS.TS.KTS. Lê Quân - Hiệu trưởng Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội cho rằng: Với một không gian nhỏ nhưng sinh viên đã cố gắng xây dựng được

các ý tưởng sáng tạo, tổ chức một không gian cho chính mình để tổ chức các sự kiện, lớp học cũng như không gian tổ chức các triển lãm, sinh hoạt của sinh viên... Sự hợp tác, chia sẻ của Tổ chức AUF cũng là một động lực tốt giúp cho sinh viên phát huy được sức sáng tạo, đặc biệt sinh viên Pháp ngữ của Nhà trường trong chương trình liên kết đào tạo giữa Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Trường Đại học Kiến trúc Toulouse, Trường Đại học Kiến trúc cảnh quan Bordeaux và Trường Đại học Kiến trúc Normandie. Hiệu trưởng Lê Quân cũng bày tỏ sự vui mừng được đứng trong một không gian có sự thay đổi, một không khí rất trẻ trung, tươi trẻ và đầy sáng tạo của các em sinh viên.

GS. Cyril Michelet - Phó Giám đốc Tổ chức Đại học pháp ngữ AUF bày tỏ sự vui mừng khi đến tham dự buổi lễ khánh thành xưởng đồ án I 902 và cho biết đây là một phần của cuộc thi Le Cocoon.

Theo GS. Cyril Michelet, từ năm 2009, một khóa đào tạo kiến trúc và cảnh quan nổi tiếng Pháp đã được thành lập trong Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội. Khóa học này là kết quả của sự hợp tác giữa Nhà trường và 4 Trường Đại học Quốc gia Pháp về kiến trúc và cảnh quan (Trường Đại học Kiến trúc Toulouse, Trường Đại học Kiến trúc cảnh quan Bordeaux, Trường Đại học Kiến trúc Normandie và Trường Đại học Kiến trúc Grenoble). Đây là các Trường đã nhận được sự hỗ trợ lâu dài từ AUF.

Đại diện AUF cho biết AUF cũng muốn đóng góp vào việc đào tạo ra các Thạc sĩ Kiến trúc. Đây là một liên kết thiết yếu trong lĩnh vực nghiên cứu kiến trúc bằng tiếng Pháp. Kể từ năm 2021, AUF đã thực hiện chiến lược 5 năm 2021-2025. Nhiều cơ hội kêu gọi các dự án đang xuất hiện, và AUF hy vọng có thể liên kết Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội với các đối tác hàng đầu của AUF...

Cũng tại lễ khánh thành xưởng đồ án, ban tổ chức cuộc thi đã trao giải thưởng cho các sinh viên đạt giải tại cuộc thi Tổ kén - Xưởng sáng tạo.

THẺ LỆ VIẾT VÀ GỬI BÀI CHO TẠP CHÍ KHOA HỌC KIẾN TRÚC – XÂY DỰNG

1. Bài gửi đăng tạp chí phải là công trình nghiên cứu của tác giả, chưa đăng và chưa gửi đăng ở bất kỳ tạp chí nào khác.
2. Bài gửi đăng bằng tiếng Việt hoặc tiếng Anh, được đánh máy tính, in trên 1 mặt giấy khổ A4 thành 2 bản (phông chữ Arial (Unicode), cỡ chữ 11; lề trên và lề dưới 3cm; lề phải và lề trái 3cm).
3. Các hình vẽ phải rõ ràng, chuẩn xác. Nếu bài có ảnh thì phải gửi kèm ảnh gốc độ phân giải 200dpi. Hình vẽ và ảnh phải được chú thích đầy đủ.
4. Các công thức và các thông số có liên quan phải được chế bản bằng phần mềm Mathtype (kể cả công thức hoặc các thành phần của công thức có trên các dòng văn bản).
5. Tài liệu tham khảo chính, trích dẫn phải có đủ các thông tin theo trình tự sau: Họ tên tác giả (hoặc chủ biên), tên sách (tên bài báo/tạp chí, tên báo cáo khoa học), nơi xuất bản, nhà xuất bản, năm xuất bản, trang trích dẫn (tối đa 10 tài liệu tham khảo chính).
6. Ghi rõ họ, tên, học hàm, học vị, nơi làm việc, số điện thoại, e-mail của tác giả kèm theo một file chứa nội dung bài báo.
7. Bài viết phải có tên bằng tiếng Việt và tiếng Anh, các từ khóa tìm kiếm. Mỗi bài cần kèm theo phần tóm tắt bằng tiếng Việt và tiếng Anh (cỡ chữ 10, tối đa là 150 từ) cung cấp những nội dung chính của bài viết.
8. Cấu trúc bài báo gồm các phần: dẫn nhập, nội dung khoa học và kết luận (viết thành mục riêng). Bài báo phải đưa ra được các kết quả nghiên cứu mới hoặc các ứng dụng mới hay phải nêu được hiện trạng, những hướng phát triển cơ bản của vấn đề được đề cập, khả năng nghiên cứu, phát triển và ứng dụng tại Việt Nam. Bài giới thiệu tổng quan không quá 10 trang; công trình nghiên cứu và triển khai ứng dụng không quá 8 trang.
9. Với bài thông tin khoa học, tin ngắn: Là các bài dịch tổng thuật, tổng quan về các vấn đề khoa học công nghệ xây dựng kiến trúc có tính thời sự.
10. Không trả lại bản thảo cho những bài không đăng./.